



Universidad
Politécnica
de Cartagena



E.T.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos
y de Ingeniería de Minas

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA PRESA DE
MATERIALES SUELTOS EN EL RÍO YAQUE DEL NORTE, EN
LAS PROVINCIAS DE SANTIAGO Y LA VEGA (REPÚBLICA
DOMINICANA)

DIRECTOR: LUIS ALTAREJOS GARCÍA

AUTOR: FRANCISCO JAVIER MARTÍNEZ RUIZ

AGRADECIMIENTOS

La realización de este trabajo final de grado no habría sido posible si no hubiera contado con el apoyo de todos mis seres queridos.

En primer lugar, dar las gracias a mi familia, ya que, sin ellos, no habría empezado la carrera y, mucho menos, terminarla ya que han estado en todos los momentos que más necesita su apoyo y sin pedir nada a cambio nunca. Gracias por estar ahí siempre.

También dar las gracias a mis amigos, ya sean de Blanca o de Cartagena, por esos buenos momentos que hemos vivido y porque siempre me han apoyado, tanto a la hora de realizar este trabajo como cualquier otro. Muchas gracias chicos por acompañarme en este camino.

Dar las gracias, también, a una persona muy especial, ya que está conmigo en todos los momentos malos como en los buenos, pero siempre con esa paciencia y con esa frase que me ánima en los peores días. Mil gracias Aída Juárez Molina.

No me olvido, por supuesto, de mi director de TFG, Luis Altarejos, ya que sin él este trabajo no hubiera sido posible teniendo tanta paciencia como ha tenido y atendíendome en cada momento que lo necesitaba, así como las explicaciones tan claras que me daba, que hacía fácil lo difícil. Muchas gracias por el trato recibido y por estar tan atento a este trabajo.

ÍNDICE

ÍNDICE	2
0. RESUMEN.....	7
0.1 INTRODUCCIÓN	7
0.2 NORMATIVA.....	7
0.3 PRESA DE ESTUDIO.....	7
0.4 SEGURIDAD HIDROLÓGICA.....	8
0.5 SEGURIDAD ESTRUCTURAL	8
0.6 CONCLUSIONES	8
0.7 BIBLIOGRAFÍA.....	8
1. INTRODUCCIÓN	9
1.1 VISIÓN GENERAL	9
1.2 SEGURIDAD DE PRESAS. TIPOS.....	10
1.3 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD.....	13
1.3.1. ACCIONES	13
1.3.2 PRESIONES INTERSTICIALES.....	16
1.3.3 RESISTENCIAS	20
1.3.4 SITUACIONES DE PROYECTO	22
1.4 MÉTODOS DE CÁLCULO.....	24
1.4.1 CÁLCULOS ESTÁTICOS	25
1.4.2 CÁLCULO DINÁMICO	26
1.5 COEFICIENTES DE SEGURIDAD EXIGIBLES	28
1.6 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS SEGÚN SU GRADO DE RIESGO	28
1.7 PANORAMA ACTUAL DE LAS PRESAS EN EL MUNDO.....	29
1.8 OBJETIVOS DE ESTE PROYECTO.....	31
1.9 MOTIVACIONES	32
2. NORMATIVA	33
2.1 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA NORMATIVA.....	33
2.1.1 EL DESASTRE DE AZNALCÓLLAR	35
2.2 LAS PRIMERAS NORMAS	36
2.3 INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y EXPLOTACIÓN DE GRANDES PRESAS DE 1967	38

2.4 DIRECTRIZ BÁSICA DE PLANIFICACIÓN DE PROTECCIÓN CIVIL ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES (DBPPCRI)	38
2.5 REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES DE 1996	41
2.6 PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE EL REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES Y LA INSTRUCCIÓN PARA GRANDES PRESAS	43
2.7 GUÍAS TÉCNICAS	46
2.8 NORMATIVA APLICADA EN BALSAS	47
3. PRESA DE ESTUDIO	49
3.1 DEFINICIÓN. PRESA DE MATERIALES SUELTOS.	49
3.2 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA.....	50
3.3 MATERIALES	52
3.4 DATOS TÉCNICOS OFICIALES DE LA PRESA.....	52
3.4.1 DESCRIPCIÓN DE LA PRESA	53
3.4.2 TIPOLOGÍA DE LA PRESA.....	55
3.4.3 TALUDES DE LA PRESA.....	56
3.4.4 SECCIÓN TIPO	57
3.5 GEOLOGÍA	57
3.4.5 SISMICIDAD	58
3.4.6 VERTEDERO	59
4. SEGURIDAD HIDROLÓGICA	60
4.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS.....	60
4.2 GUÍAS TÉCNICAS Nº4 Y Nº5.....	62
4.3 SEGURIDAD HIDROLÓGICA.DEFINICIÓN.	65
4.4 METODOLOGÍA EMPLEADA.....	66
4.5 CÁLCULOS DESARROLLADOS.....	70
4.5.1 DATOS DE ENTRADA.....	70
4.5.2 SITUACIÓN NORMAL	71
4.5.3 SITUACIÓN ACCIDENTAL	76
4.5.4 SITUACIÓN EXTREMA	80
4.6 CONCLUSIONES	83
5. SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	84
5.1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL. DEFINICIÓN.	84
5.2 ELECCIÓN DEL SOFTWARE.....	85
5.3 REULTADOS OBTENIDOS	88
5.3.1 ANÁLISIS DE FILTRACIÓN.....	88
5.3.2 ESTABILIDAD DE TALUDES.....	93

5.4	CONCLUSIONES	106
6.	CONCLUSIONES.....	106
7.	BIBLIOGRAFÍA	107
ANEJO I.	INTRODUCCIÓN DE DATOS A GEOSLOPE/W	110
ANEJO I.1	INTRODUCCIÓN DATOS EN SEEP/W	110
ANEJO I.2	CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE FLUJO (SEEP/W).....	120
ANEJO I.3	INTRODUCCIÓN DATOS (SLOPE/W)	123
ANEJO I.4	MÉTODO DE JANBÚ.....	134

ÍNDICES DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Presa de Tarbela.....	30
Ilustración 2. Presa de Nurek.....	30
Ilustración 3. Presa de Kariba	30
Ilustración 4. Presa de Bratsk.....	30
Ilustración 5. Resumen de datos estadísticos de las presas en el mundo.	30
Ilustración 6. Balsa de Aznalcóllar 16 años después del accidente.	36
Ilustración 7. Algunas de las portadas de las Guías técnicas de SPANCOLD.....	46
Ilustración 8. Estado del embalse de Vaoint antes y después del derrumbamiento de la montaña .	49
Ilustración 9. Situación geográfica de la presa de estudio.....	51
Ilustración 10. Esquema básico de una presa heterogénea con núcleo central y dren de chimenea. Fuente: apuntes AAHH. UPCT. Prof. Dr. Luis Castillo. Copy Right (2002).	55
Ilustración 11. Sección tipo de nuestra presa de estudio. Fuente. INHDRI.	57
Ilustración 12. Localización geográfica. República Dominicana	62
Ilustración 13. Distintos tipos de gráficas indicando distintos métodos de Puls.....	67
Ilustración 14	76
Ilustración 15. Cálculo de distancia para calcular el fetch por viento. Fuente. Google Maps	79
Ilustración 16. Imagen que nos ofrece SEEP una vez hemos introducido todas las características ...	89
Ilustración 17. Resultado que nos devuelve SEEP/W con las condiciones y características impuestas	90
Ilustración 18. Resultado con las líneas de corriente	91
Ilustración 19. Resultado mediante SEEP/W que nos ofrece el caudal circulante por debajo de nuestra presa.	92
Ilustración 20. Imagen que nos ofrece SLOPE/W una vez hemos introducido todas las características de nuestra presa de estudio	94
Ilustración 21. Resultado que nos devuelve SLOPE/W con las características impuestas.....	95
Ilustración 22. Datos de entrada en el programa SLOPE/W.	102
Ilustración 23. Resultados con avenida de proyecto que nos devuelve SLOPE/W.....	103
Ilustración 24. Datos de entrada en nuestra situación extrema.....	104
Ilustración 25. Resultado que nos devuelve SLOPE/W para avenida extrema	105
Ilustración 26. Distintas fuerzas que actúan en una rebanada o franja	135

ÍNDICES DE TABLAS

Tabla 1. Periodo de retorno, en años. Fuente “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”	14
Tabla 2. Resumen de periodos de retorno de los sismos de cálculo. “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”	15
Tabla 3. Resumen de las aceleraciones de cálculo (componente horizontal). “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”	15
Tabla 4. Estabilidad al deslizamiento de presas de materiales sueltos. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados. “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”	28
Tabla 5. Situación actual de los Planes de Emergencia. Fecha de actualización. Abril de 2006.....	40
Tabla 6. Situación de los planes de Emergencia. Fecha de actualización. Abril de 2006.....	40
Tabla 7. Parámetros geotécnicos de los materiales de la presa. Fuente. Ing Darío Contreras (1971). Revista Codia. Nº 53 (apartado 2).....	52

Tabla 8. Ejemplo de metodología empleada en laminación.....	67
Tabla 9. Ejemplo de cómo introducir nuestra tabla en nuestra hoja Excel para calcular la laminación	69
Tabla 10. Tabla Excel realizada para calcular el hidrograma de salida, así como el nivel de embalse	72
Tabla 11. Tabla de resultados con un PR = 100 años.....	73
Tabla 12. Tabla de resultados con un PR = 1000 años.....	76
Tabla 13. Tabla de resultados con un PR = 500 años.....	81
Tabla 16. Resumen de resultados.....	107

ÍNDICES DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ecuación de la Continuidad	66
Ecuación 2. Ecuación de Continuidad ordenada.....	67
Ecuación 3. Ecuación de Continuidad ordenada para otro intervalo	68
Ecuación 5. Distintas ecuaciones que adopta el método de Janbú	137
Ecuación 6. Ecuación de la tensión total.....	137
Ecuación 7. Ecuación de la fuerza tangencial dada en un segmento	137
Ecuación 8. Ecuación de la fuerza normal en un segmento	137
Ecuación 9. Ecuación de la fuerza normal en un segmento	138
Ecuación 10. Ecuación del momento de equilibrio.....	138
Ecuación 11. Ecuación de la fuerza total	138
Ecuación 12. Ecuación del ángulo δ	138
Ecuación 13. Ecuación del Factor de Seguridad.....	139
Ecuación 14. Ecuación de la pendiente	139

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Hidrograma de entrada de la presa de estudio.....	70
Gráfica 2. Relación en los periodos de retorno en función del % PMF.....	71
Gráfica 3. Gráfica que muestra el hidrograma de entrada con respecto al hidrograma de salida.....	74
Gráfica 4. Gráfica donde se refleja el hidrograma de entrada con respecto al nivel de embalse.....	75
Gráfica 5. Gráfica donde se relaciona el hidrograma de entrada y el hidrograma de salida para un PR = 1000 años.....	77
Gráfica 6. Nivel de Embalse Máximo respecto al Hidrograma de entrada para un PR = 1000 años ..	77
Gráfica 7. Gráfica donde se muestra el hidrograma de salida frente al de salida con PR = 10000 años	81
Gráfica 8. Gráfica donde se muestra el Nivel de Embalse Máximo frente al Hidrograma de entrada para n un PR = 10000 años	82

O. RESUMEN

Este Trabajo de Fin de Grado trata de realizar un estudio acerca de la evaluación de seguridad de una presa de estudio, en este caso, situada en el Río Yaque del Norte, situada en las provincias de Santiago y la Vega (República Dominicana). Para la realización de dicho trabajo, se ha dividido en distintas tareas, que se comentan brevemente a continuación:

0.1 INTRODUCCIÓN

En este apartado se explican conceptos acerca de la seguridad de una presa, distintos tipos de seguridad, así como factores que influyen en el estudio de la seguridad de una presa. En dicho apartado se estudia, también, el objetivo de este trabajo, así como las motivaciones que me han impulsado a realizar este tipo de Trabajo Fin de Grado.

0.2 NORMATIVA

Aquí, exponemos la normativa española, ya que, aunque nuestra presa de estudio sea de República Dominicana, el estudio de seguridad lo hemos realizado en base a la normativa española. No obstante, en sentido ascendente, hemos explicado las distintas normativas que han estado sucediendo unas a otras en España. Estas normativas han surgido debido a la rotura de distintas presas, es decir, debido a la rotura de las presas, siempre se han modificado algunas normativas, lo que han dado lugar a otras nuevas, y así sucesivamente hasta la normativa actual.

0.3 PRESA DE ESTUDIO

Es en este apartado donde, con ayuda de documentos de geología, materiales, etc. Situamos nuestra presa en un contexto geológico y damos a conocer todos los detalles importantes que se tengan de conocer sobre la misma para poder realizar, con posterioridad, los cálculos pertinentes.

0.4 SEGURIDAD HIDROLÓGICA

En este apartado situamos a nuestra presa de estudio en un contexto histórico más aplicado a lo hidráulico que deberíamos conocer para realizar los cálculos. En dicho apartado realizamos los cálculos pertinentes para averiguar si esta presa cumple los requisitos que se exigen de la seguridad hidrológica o no. Para ellos hemos elaborado una hoja Excel donde realizamos la laminación de dicha presa y la que nos permite, por medio de los periodos de retorno, averiguar si se produce sobrevertido o no, que es lo que buscamos.

0.5 SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Con respecto a este apartado, hablaremos de la definición de seguridad estructural en una presa de materiales sueltos, así como proporcionar los resultados obtenidos mediante el programa utilizado, que en nuestro caso ha sido GEOSLOPE/W. Versión 2012 y estudiante. Además, explicamos cómo funciona dicho programa y qué metodología sigue para calcular los problemas.

0.6 CONCLUSIONES

Aquí hablamos acerca de los resultados obtenidos, tanto seguridad hidrológica como seguridad estructural, además, damos una valoración acerca de lo que nos ha parecido trabajar en este proyecto.

0.7 BIBLIOGRAFÍA

En este apartado mostramos toda la bibliografía empleada para la realización de nuestro Trabajo Fin de Estudios, ya sea página web, libros, documentos...

1. INTRODUCCIÓN

1.1 VISIÓN GENERAL

El peligro potencial de las grandes presas es evidente. Frente a una probabilidad de fallo muy reducida existe una gran acumulación de energía de los embalses y la violencia resultante de su puesta en libertad incontrolada puede ser catastrófica.

Con respecto a esto, se puede definir la seguridad como el margen que separa las condiciones reales de la presa de las que llevan a su deterioro o destrucción.

Para presas existentes, la gestión de la seguridad incluye la operación, mantenimiento y vigilancia de las presas, la planificación para emergencias y la revisión periódica y regular de todos los aspectos relacionados con ellas.

Una parte de la revisión de la seguridad de presas existentes consiste en comprobar el diseño de la presa de estudio respecto a criterios actualizados. Para presas de materiales sueltos, como la del caso del presente estudio, son aplicables los modos de fallo establecidos por ICOLD (1973).

De todos los modos de fallo allí considerados, son objeto del presente trabajo Fin de Estudios los siguientes:

- **Sobrevvertido:** con respecto al sobrevvertido, partiendo de la información hidrológica existente junto a las características de los órganos de desagüe, se realiza la comprobación de los resguardos teniendo en cuenta el efecto del viento y del oleaje sísmico.
- **Inestabilidad dinámica:** con respecto a la estabilidad dinámica, se comprueba la estabilidad de los taludes y los posibles asientos de la coronación.
- **Erosión interna del cuerpo de la presa:** La comprobación de la erosión interna evalúa la posible migración de finos de una zona a otra o al exterior de la presa.
- **Inestabilidad de taludes de la presa:** La estabilidad de los taludes se comprueba partiendo de la información sobre

niveles máximos de embalse, el desarrollo de la red de filtración y las propiedades de los materiales que componen las distintas zonas de la presa.

Una vez realizada la apreciación de la seguridad, se evalúa la misma con respecto de los criterios establecidos en las Guías Técnicas de SPANCOLD.

El resultado de la evaluación sirve para informar la eventual propuesta de medidas de reducción de riesgo, si procede.

1.2 SEGURIDAD DE PRESAS. TIPOS.

Se puede definir la seguridad de presas como el “margen que separaría las condiciones reales que existen en la presa construida de las que llevan a su destrucción o deterioro” (Soriano y Sánchez, 1997).

Dada la complejidad que presenta el análisis de la seguridad de presas se debe recurrir a evaluarla por medio de índices parciales, que sirvan para la cuantificación aislada de una parcela de seguridad, inspirados en la experiencia y el entendimiento de accidentes históricos.

La evaluación de la seguridad hidrológico-hidráulica, parte de la revisión del Archivo Técnico de la presa, para determinar (Soriano y Escuder, 2008):

- La clasificación de riesgo potencial de la presa.
- Los procedimientos utilizados para determinar las avenidas de diseño.
- Los procedimientos operativos en caso de avenida.
- La capacidad de evacuación de las estructuras hidráulicas, así como la accesibilidad a sus mecanismos de control cuando se presentan los episodios extremos.
- Las características de la cimentación del aliviadero y de la estabilidad de las laderas colindantes.
- La operatividad de los desagües de fondo.
- Los registros históricos de funcionamiento.

La seguridad hidrológica se define como la seguridad de una presa frente a episodios de avenida. Está ligada a las componentes de seguridad hidráulica y estructural, debido a que los niveles de lámina de agua son consecuencia de:

- Las avenidas consideradas.
- La capacidad de desagüe.
- La fiabilidad de operación de válvulas y compuertas.
- Los resguardos establecidos.
- La estrategia de laminación adoptada.

La seguridad hidráulica se centra en el funcionamiento adecuado de los aliviaderos superficiales y los desagües de fondo, en un amplio rango de caudales.

La seguridad estructural se define, según esta Guía, como la caracterización de la respuesta de la presa, ante la acción de todas aquellas sollicitaciones previsible, individualmente o en combinación según sea el caso, así como la interacción con sus cimientos y estribos.

Esta caracterización debe comenzar por la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales con los que fue construida la presa y los que se hallan en su cimentación y estribos.

El fallo asociado a las estructuras hidráulicas puede ser debido a que:

- No sean capaces de evacuar el caudal requerido.
- No presenten la resistencia suficiente a las sollicitaciones impuestas.
- No reintegren el flujo al cauce en unas condiciones adecuadas.

Este fallo puede traducirse tanto en un incremento de la descarga como en un decremento de la misma, que provoque el colapso de la presa y/o la producción de una avenida catastrófica.

Los procedimientos empleados en la actualidad para evaluar y gestionar la seguridad de las presas requieren adicionalmente, la identificación de unos modos de fallo específicos de cada presa. Un modo de fallo, o de rotura, consiste en la identificación de una serie de situaciones que pueden conducir a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o alguna parte del mismo. Por tanto, un modo de fallo queda definido cuando se describe el me-

canismo concreto de rotura y los agentes o causas que lo provocan. La identificación de los modos de fallo es uno de los pasos necesarios para realizar un posterior análisis de riesgos, puesto que el resto del proceso partirá de ellos.

Mediante la observación del comportamiento de las presas se han identificado una serie de modos de fallo característicos, definiéndose, cada vez con más detalle, los posibles tipos. Además, para muchos de ellos, se han podido establecer unos procedimientos de evaluación o cálculo de los márgenes de seguridad en función de los valores de parámetros físicos que controlan el desencadenamiento del mecanismo de rotura o de mal función.

Los posibles modos de fallo se clasifican en grupos que presenten alguna característica común. De esta forma se pueden considerar tres grupos genéricos:

- Modos de fallo de la “seguridad hidrológico-hidráulica”. Son modos de fallo que conducen al desbordamiento por coronación u otros mecanismos erosivos. Este grupo engloba varios posibles modos que pueden conducir a la rotura de la presa. Entre ellos el fallo mecánico de las compuertas, el fallo de la operatividad de los desagües de fondo o la ocurrencia de una avenida de mayores dimensiones (volumen y/o caudal punta) que la que pueda manejar con seguridad el sistema de avío. La experiencia pone de manifiesto que, de modos de fallo considerados, este grupo es el que ha conducido a un mayor número de roturas, accidentales e incidentes de presas.
- Modos de fallo que afectan a la “seguridad estructural”. Este grupo engloba los modos de fallo que conducen a la rotura estructural del cuerpo de presa, considerando además los posibles modos de fallo que implican al cimiento de la propia estructura y las laderas del embalse.
- Modos de fallo que afectan a la “operatividad”. Son los modos de fallo relacionados con los equipos, instalaciones, accesos y comunicaciones de la presa.

1.3 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD.

Los cuerpos de las presas de materiales sueltos deben ser objeto de estudio con el propósito de evaluar, entre otros aspectos, su seguridad frente a rotura por deslizamiento.

Según el libro del Ingeniero Fernando Delgado Ramos “*Seguridad de Presas y Embalses. Seguridad y Recomendaciones*”, el procedimiento general que debe usarse para verificar que la estabilidad al deslizamiento de una presa de materiales sueltos es adecuada exige la consideración de los siguientes parciales:

- Acciones y sus posibles combinaciones.
- Estado de presiones intersticiales.
- Resistencias del cimiento y del cuerpo de presa.
- Definición de las situaciones de proyecto a analizar.
- Utilización de un método de cálculo adecuado.
- Comparación de resultados. Coeficientes de seguridad mínimos.

1.3.1. ACCIONES

Las acciones que deben considerarse en el proceso de verificación de la seguridad son las debidas al peso propio (acción gravitatoria), empuje del agua del embalse, efecto del viento y efectos del sismo.

Existen algunas presas singulares donde puede ser importante la acción del hielo.

1.3.1.1 PESOS PROPIOS

A efectos de los cálculos de verificación de la seguridad se deberá conocer el peso específico de cada material involucrado en el proceso de evaluación. El peso específico a usar será el que corresponda a la situación de proyecto correspondiente ya sea saturado (γ_{sat}) o aparente (γ_{ap}) con la posible humedad que corresponda a la situación en cuestión que puede llegar a ser seca (γ_d) en algunos elementos granulares del espaldón de aguas abajo.

Normalmente los suelos que se usan en la construcción de las presas de materiales sueltos cambian su peso específico seco en la medida que avanza el proceso constructivo. Aumentan generalmente durante la construcción y pue-

den disminuir durante el llenado. Estos cambios, en general, son de menos importancia y no es necesario modificar las acciones correspondientes por este motivo. Únicamente es conveniente tener en cuenta los cambios de pesos debidos a la variación correspondiente de saturación.

1.3.1.2 EMPUJES DEL AGUA

A efectos de verificación de la seguridad al deslizamiento el nivel del agua del embalse se definirá de acuerdo con los criterios que más adelante se indican (combinación de acciones). Para ello es preciso definir las eventuales situaciones de avenida.

Se considerarán dos tipos de avenida denominadas “de proyecto” y “extremas” de forma que se satisfagan los siguientes períodos de retorno mínimos:

Categoría de la presa	Avenida de proyecto	Avenida extrema
A	1.000	5000-10000
B	500	1000-5000
C	100	100-500

Tabla 1. Período de retorno, en años. Fuente “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”

En cuanto a las avenidas a considerar en el proyecto del desvío se recomienda que la probabilidad de superación de los caudales de desvío durante el período efectivo de la construcción sea inferior a:

Categoría A: 5%

Categoría B y C: Entre el 20 y el 25%

Bien entendido que las características particulares de cada presa, la distribución mensual de las avenidas y los programas de obra pueden cambiar estos porcentajes de forma importante, por lo que es obligatorio siempre un estudio de alternativas técnico-económicas para decidir la más conveniente.

1.3.1.3 EFECTOS DEL VIENTO. OLEAJE.

El oleaje inducido por el viento produce sobre la presa dos solicitaciones:

- Acción dinámica debida al impacto de las olas sobre el paramento de la presa.
- Sobreelevación del nivel del agua junto al paramento de la presa, con el consiguiente incremento del empuje hidrostático.

Ambas solicitaciones dependen principalmente de la intensidad, persistencia y dirección del viento dominante que produce el oleaje y el fetch,

o máxima distancia entre la presa y la costa del embalse, medida en la dirección del viento. Generalmente la acción del oleaje tiene una importancia escasa en cuanto a su influencia sobre la estructura, aunque en algunos casos puede resultar significativa y debe tenerse en cuenta.

La generación del oleaje por el viento es un proceso estocástico. Siguiendo la tendencia moderna, el problema se enfoca bajo el punto de vista probabilístico según las condiciones locales del emplazamiento. Se determina la magnitud de la “ola significativa” definida como la media del tercio mayor de las alturas de un grupo de olas. Su valor se determina en función del “fetch efectivo” y de la velocidad y dirección del viento sobre las aguas del embalse.

1.3.1.4 EFECTOS SÍSMICOS

Los terremotos provocan en las presas acciones mecánicas que habrán de considerarse en su caso. A efectos de evaluar las consecuencias de este tipo de efecto se supondrán dos valores de la acción sísmica: la denominada de “proyecto” y la “extrema” según se indica en las tablas siguientes:

Clasificación de la presa	Sismicidad		
	Baja	Media	Elevada
C y B	NA	TP = 1000 años	
A	NA	TP = 1000 años	TP = 1000 años
		TE = 3000 a 5000 años	TE = 10000 años

Tabla 2. Resumen de periodos de retorno de los sismos de cálculo. “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”

Clasificación de la presa	Sismicidad		
	Baja	Media	Elevada
C y B	NA	TP, ac = 1,3 ab	
A	NA	TP, ac = 1,3 ab	TP = 1000 años
		TE, ac = 2 ab	EE

Tabla 3. Resumen de las aceleraciones de cálculo (componente horizontal). “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”

NA = No es necesaria la consideración explícita de la acción sísmica.

TP = Terremoto de proyecto.

TE = Terremoto extremo.

ab = Aceleración sísmica básica, NCSE-02.

ac = Aceleración de cálculo.

EE = Estudio sismotéctonico especial.

A estos efectos se consideran zonas de sismicidad media en las que $0,04 g \leq ab < 0,12 g$, siendo g = aceleración de la gravedad. Serían de “baja” sismicidad aquellas zonas con valores ab menores y de “elevada” sismicidad aquellas zonas con valores de ab mayores.

Durante el sismo se puede generar una sobreelevación del embalse transitoria.

1.3.2 PRESIONES INTERSTICIALES

En las presas de materiales sueltos y para la aplicación del procedimiento más común de evaluación de resistencias del terreno o del cuerpo de presa que se basa en el principio de la presión efectiva de Terzaghi, es necesario conocer la presión intersticial en cada punto del cimiento y de la estructura, en cada situación de proyecto.

La determinación del estado de presiones intersticiales exige una serie de cálculos que deben hacerse de acuerdo con las pautas que se indican a continuación.

1.3.2.1 PRESIONES INTERSTICIALES GENERADAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Los materiales poco permeables, tanto del cuerpo de presa como del cimiento pueden retener, sin apenas disipación, las presiones intersticiales generadas durante el proceso constructivo.

Existen modelos matemáticos basados en ecuaciones constitutivas más o menos rigurosas, generalmente complejas, que reproducen analíticamente el problema vinculado con la generación y disipación de presiones intersticiales en materiales, naturales o compactados.

La Permeabilidad de un determinado material suele caracterizarse mediante el denominado coeficiente de permeabilidad k . Cuando este coeficiente es $k \geq 10^{-4}$ cm/s se considera aceptable suponer que la construcción de la presa no genera presiones intersticiales remanentes de importancia y, en consecuencia, se puede suponer que no existen excesos de presión intersticial por este efecto. Para materiales más impermeables es preciso suponer que pueden existir presiones intersticiales remanentes al final de la construcción.

El exceso de presión intersticial Δu generado por la aplicación de una carga de compresión “ p ” es, en general, proporcional a dicha carga, según la siguiente expresión:

$$\Delta u = B \times p$$

El aumento de la carga p durante la construcción se puede suponer igual al peso total de tierras sobre la vertical del punto de interés, esto es:

$$P = \gamma_{ap} \times h$$

Siendo h la altura de tierras colocadas sobre el punto en cuestión.

EL factor de proporcionalidad o factor de presiones intersticiales B) tiene valores que pueden variar de 0 a 1 dependiendo de las condiciones de humedad naturales (cimientos) o de puesta en obra (cuerpo de presa).

Para materiales ya completamente saturados en el momento previo a la colocación de la carga se debe suponer que $1 \geq B \geq 0,8$. Para materiales colocados en obra o materiales naturales en estado de saturación parcial, S_r , se puede suponer que:

$$B = 0,8 \times S_r^2 \quad (S_r = \text{grado de saturación en tanto por uno})$$

Durante la propia construcción esa presión intersticial puede desaparecer siempre que la permeabilidad del material sea significativa. Por el contrario, para materiales cuyo coeficiente de permeabilidad sea inferior a $k = 10^{-6}$ cm/s puede aceptarse la simplificación de suponer que dicha disipación es escasa y, quedando del lado de la seguridad, suponer que no existe disipación alguna.

Para casos de permeabilidad intermedia (10^{-6} cm/s $\leq k \leq 10^{-4}$ cm/s) es recomendable estudiar el problema con algún procedimiento específico para evaluar la posible disipación de presiones intersticiales.

1.3.2.2 PRESIONES INTERSTICIALES GENERADAS POR EL EMBALSE

Las presiones intersticiales generadas por el llenado del embalse deben evaluarse con la ayuda de un cálculo específico de la red de filtración correspondiente.

Los modelos numéricos actuales permiten calcular la red de corriente que define el campo de presiones intersticiales en el interior del cuerpo de las presas de materiales sueltos. También existen métodos y formulaciones simplificadas para casos y contornos sencillos.

El contraste con la realidad, en obra, mediante medidas piezométricas, que es conveniente llevar a cabo durante su explotación e incluso durante la propia construcción, permitirá comprobar la validez de los modelos numéricos utilizados.

Uno de los problemas de estos cálculos descansa en la dificultad de asignar los valores probables de la anisotropía de la permeabilidad del material compactado en obra. Hay situaciones en que el efecto de la anisotropía no se traduce en secciones tipo de presa muy diferentes, según se adopte un valor u otro, dentro de los valores razonables. Tal es el caso de aquellas presas que están constituidas por núcleos centrales más o menos gruesos. No obstante, en presas homogéneas, la posición que teóricamente adopte la línea de saturación, o superficie libre de la red de filtración, tiene trascendencia. Obliga a dimensionar los sistemas de drenaje y los taludes exteriores de acuerdo con su posición.

Hay dos tipos de factores que originan anisotropía en la permeabilidad:

- Por una parte, el propio material, sobre todo si es sencillos que al ser compactado se induce una reordenación de sus partículas elementales, laminándolas con tendencia a orientarlas en una dirección normal a la compactación, es decir en horizontal. En esta dirección el coeficiente de permeabilidad es mayor.
- Por otra parte, las propias condiciones de la obra son propicias también a una anisotropía, ya que se produce una estratificación en la dirección de las tongadas. Incluso la heterogeneidad de la cantera, y el propio proceso de colocación en obra puede dar lugar a tramos más permeables que otros, produciendo en definitiva el mismo efecto.

En las superficies de contacto con los materiales filtro o con los espaldones y como consecuencia del superior asiento del núcleo, también se produce un remoldeo de la arcilla que puede dar lugar a una pérdida de la permeabilidad.

Si no existen datos concretos sobre la anisotropía (que se puede determinar mediante ensayos de laboratorio), se puede suponer que en una presa de tierra compactada la permeabilidad en dirección vertical es la que se determina en laboratorio (en permeámetros o en endómetros), mientras que la horizontal puede oscilar entre ese mismo valor y otro del orden de diez veces mayor. Esa cifra puede elevarse notablemente en el caso de presas singulares ejecutadas con rellenos heterogéneos.

1.3.2.3 PRESIONES INTERSTICIALES EN DESEMBALSE

Cuando el nivel de embalse desciende, las presiones intersticiales, tanto en el cimientado como en el cuerpo de presa, en general también descienden, pero pueden hacerlo de manera más lenta que el propio nivel del embalse. Cuando esto ocurre, se produce la condición denominada “desembalse rápido” que puede ser peligrosa e incluso condicionar el dimensionamiento de la propia presa.

La situación de desembalse rápido debe ser considerada siempre que la velocidad de descenso de la lámina de agua del embalse, v , sea mayor que el coeficiente de permeabilidad del material en cuestión. Esto es:

$$v > k$$

Esta condición se da casi siempre en los núcleos impermeables de las presas pues su coeficiente de permeabilidad suele ser $k < 10^{-5}$ cm/s (esto es $k \approx \leq 1$ cm/día) y las velocidades de desembalse, en general, pueden superar esa cifra en muchas ocasiones.

En general, y del lado de la seguridad, se debe suponer que la situación de desembalse rápido se va a producir. No obstante, en aquellos casos en los que se puede garantizar una explotación de los niveles del embalse muy limitada y controlada, se podrían incorporar velocidades de descenso de lámina de agua bajas, acordes con el volumen de agua disponible y la capacidad máxima de desagüe, que aminoren las hipótesis del desembalse rápido.

A partir de la correspondiente red de corriente, relativa al estado previo al desembalse, se pueden deducir con criterio conservador las presiones que permanecen con posterioridad a una bajada brusca del nivel del agua en el embalse. Está del lado de la seguridad suponer que la disminución de las presiones intersticiales es proporcional a la reducción de la carga vertical sobre el punto que se considere.

La situación pésima de desembalse rápido puede producirse para una carrera H menor que la correspondiente al desembalse completo. Por eso es necesario suponer, en estos cálculos, diferentes carreras de desembalse para conocer aquella que conduce a una situación más crítica.

Si el espaldón de aguas arriba es relativamente impermeable y ha sido necesario disponer de mantos drenante horizontales claramente permeables, los cálculos de disipación de presiones intersticiales se pueden efectuar con re-

lativa precisión y sencillez en base a las teorías de la consolidación unidimensional, con flujo exclusivamente vertical entre capas drenantes. Pero en esos casos es recomendable tener en consideración el efecto bidimensional de los fenómenos transitorios del flujo. La integración de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema, se puede resolver por el método de diferencias finitas, Uriel et al. (1980).

1.3.3 RESISTENCIAS

La resistencia de los materiales que forman parte del conjunto presa-terreno puede caracterizarse mediante una serie de parámetros representativos. Los de mayor uso son los siguientes:

- Resistencia a compresión simple, q_u .
- Resistencia al corte sin drenaje, S_u .
- Cohesión, C .
- Ángulo de rozamiento interno, ϕ .

La resistencia a compresión simple normalmente no es un valor usado directamente en los cálculos de estabilidad.

La resistencia al corte sin drenaje puede ser el parámetro único de resistencia del material para realizar los cálculos de aquellas situaciones en las que se supone que no existe tiempo suficiente para que se produzca ninguna disipación de las presiones intersticiales. Son los denominados “cálculos sin drenaje”. Cuando no existe una determinación directa de su valor, pero existen datos de resistencia a compresión simple con el material saturado, es aceptable suponer que $S_u = 0,5 \times q_u$.

Los parámetros del modelo Mohr-Coulomb son la cohesión C y el ángulo de rozamiento ϕ . Para su uso, es necesario conocer, además, el valor de la presión intersticial u , pues la resistencia al corte viene determinada mediante la expresión: $\tau_{rot} = (\sigma_n - u) \times \text{tg } \phi + C$, siendo σ_n la compresión normal total sobre el plano de rotura en cuestión.

Para realizar cálculos de estabilidad se recomienda utilizar estimaciones prudentes de los valores de los parámetros resistentes. Si existiese base estadística para determinarlos, se debe entender como valor de cálculo el valor característico inferior, esto es el valor que tiene una probabilidad del 95% de ser excedido.

En materiales con homogeneidad normal, el coeficiente de variación del ángulo de rozamiento es del orden del 7% y en consecuencia el valor de cálculo que debe tomarse es del orden del 90% del valor medio.

Teniendo en cuenta que la cohesión es un parámetro de mayor variabilidad, pues su coeficiente de variación puede ser del orden del 30%, es recomendable que, a falta de datos concretos y para cubrir este aspecto, el valor de cálculo no será superior a la mitad del valor medio.

La resistencia del corte sin drenaje si se determina con pocos datos de laboratorio, estará sujeta a la misma consideración que el valor de la cohesión. Pero cuando se determina mediante suficiente número de ensayos in situ o de laboratorio, conviene establecer la base estadística adecuada para establecer su valor característico.

En materiales compactados que exhiban resistencia de pico destacada (fragilidad) conviene ser prudentes en la estimación de los parámetros resistentes y adoptar para los cálculos valores correspondientes a la resistencia post-pico (la del material ya suficientemente ablandado) pero no tan bajos como los correspondientes a la resistencia residual.

En terrenos naturales es posible que existan zonas previamente cizalladas (deslizamientos fósiles) donde puede ser conveniente suponer que la resistencia es igual a la residual.

Para el comportamiento dinámico es posible mantener los parámetros resistentes determinados en ensayos estáticos, pero es necesario estimar las presiones intersticiales correspondientes que, dependiendo del tipo de suelo y de sus condiciones de estado, podrían llegar a ser muy altas e incluso causar licuefacción.

El fenómeno de la licuefacción representa el mayor problema que se puede presentar para el buen comportamiento de una presa de materiales sueltos. Es un fenómeno en el cual un material arenoso y saturado se comporta como si de un líquido se tratase, durante el corto espacio de tiempo que duran los efectos del terremoto. Por ello, cuando las propiedades de los materiales que constituyen el cuerpo de la estructura o su cimiento es tal que el material es susceptible de licuefactar, el problema se debe analizar con mayor profundidad. Tal es el caso de las arenas uniformes, saturadas, sin finos y en estado de densidad baja. Granulometrías más extendidas, la presencia de finos, sobre todo si son plásticos, y estados de densidad elevados paliar o eliminan incluso la posibilidad de este tipo de riesgo.

Para la valoración de la resistencia a la licuefacción de los suelos arenosos se pueden efectuar ensayos dinámicos, fundamentalmente con el triaxial o

con el corte simple, pero hoy en día está muy recomendado estimar el potencial de licuefacción en función casi exclusiva del índice de golpeo obtenido mediante la normativa del ensayo SPT.

En estos casos es conveniente conocer con precisión el valor representativo del índice de golpeo, teniendo en cuenta:

- La energía realmente liberada en el tomamuestras.
- La presión de confinamiento del material.
- El diámetro del sondeo y del varillaje.

Y otros datos que puedan acondicionar el valor del índice de golpeo obtenido en campo.

1.3.4 SITUACIONES DE PROYECTO

Según: Guía Técnica nº2 Criterios para proyectos de presas y obras anejas - Tomo 2: Presas de materiales sueltos (2015), se entiende como situación de proyecto una definición concreta de la presa y de su entorno susceptible de ser evaluada. Para definir una situación de proyecto es preciso determinar los siguientes elementos:

- Geometría. Normalmente las evaluaciones de la seguridad se realizan hoy en día sobre secciones transversales representativas de la presa (definición bidimensional). Sólo en contadas ocasiones se requiere en la práctica actual, realizar na definición tridimensional de la obra.
- Acciones que actúan sobre la presa y estado de presiones intersticiales correspondientes.
- Resistencias de cada uno de los materiales que tengan relevancia en un eventual proceso de rotura.

Atendiendo a la probabilidad de ocurrencia de una determinada situación de proyecto y teniendo en cuenta las posibles consecuencias del fallo correspondiente, las situaciones de proyecto se clasifican en los tres grandes grupos siguientes:

- Situaciones Normales: son aquellas que tienen una probabilidad anual de excedencia notable; mayor que el 2%, como referencia.

- Situaciones Accidentales: son aquellas que tienen una probabilidad de ocurrencia del orden del 0,2% anual, aproximadamente.
- Situaciones Extremas: son aquellas que ocurren con carácter extremo y cuya probabilidad de ocurrencia es ya del orden de 10^{-4} /año.

El ingeniero deberá definir cuantas situaciones de proyecto sean verosímiles. Cada una de las situaciones de proyecto debe ser clasificada en alguno de los grupos citados y evaluar para cada una de ellas el nivel de seguridad (coeficiente de seguridad) correspondiente.

En todo caso se analizarán las siguientes situaciones de proyecto:

Situaciones Normales:

N1 – Fin de construcción (antes del cierre del desvío)

N2 – Embalse lleno a nivel normal (en las presas de defensa contra avenidas, con desagüe abierto permanentemente, se recomienda que se considere también como normal esta situación).

Situaciones Accidentales:

A1 – Diferentes etapas de construcción de duración limitada.

A2 – Fin de construcción + sismo de proyecto.

A3 – Avenida de proyecto.

A4 – Embalse a nivel normal + Oleaje de proyecto (normalmente esta combinación será irrelevante).

A5 – Embalse lleno a nivel normal + Sismo de proyecto.

A6 – Embalse lleno a nivel normal + fallo del sistema de drenaje del cimiento (el estado de presiones intersticiales de la cimentación del espaldón de aguas abajo puede aumentar si falla el sistema de drenaje del terreno que eventualmente pudiera existir. Si no existe drenaje del cimiento, esta situación será irrelevante).

A7 – Desembalse rápido.

Dentro de las situaciones “accidentales” pueden incluirse las distintas etapas de construcción pues, aunque la probabilidad de ocurrencia de la situación considerada sea claramente mayor que el valor de referencia indicado para esas situaciones, las consecuencias del fallo son, en general, menores y pueden paliarse notablemente con los equipos de construcción existentes en la obra. Consecuentemente el

coeficiente de seguridad exigible será menor que el correspondiente a las situaciones normales, donde, de otro modo, podrían haber sido incluidas.

Dentro del concepto de “diferentes etapas de construcción” deben considerarse las obras de desvío del río: ataguía y contraataguías.

Situaciones Extremas:

E1 – Avenida extrema

E2 – Sismo extremo. Embalse a nivel normal.

E3 – Viento extremo. Embalse a nivel normal (esta combinación será irrelevante).

E4 – Diferentes etapas de construcción + sismo de proyecto.

E5 – Desembalse rápido + sismo de proyecto.

E6 – Fallo del sistema de drenaje, embalse a nivel normal y sismo de proyecto.

Normalmente las combinaciones que resultan limitativas del proyecto son las siguientes:

- Las dos combinaciones normales N1 y N2.
- La combinación accidental A7 (desembalse rápido).

Para los primeros tanteos (fase de estudios previos) puede ser suficiente comprobar la estabilidad en esas tres circunstancias.

Normalmente, salvo casos excepcionales, las sobreelevaciones del nivel del embalse creadas por el viento y por otros agentes, que resultan ser críticos en la comprobación de los resguardos, no tienen importancia (no son determinantes) en los cálculos de estabilidad del cuerpo de presa. Pero el proyectista debe comprobar que esto es así en su proyecto concreto en la fase final del proceso de evaluación de la seguridad.

1.4 MÉTODOS DE CÁLCULO

Para evaluar la seguridad de una presa de materiales sueltos en una determinada situación de proyecto, existen diferentes métodos de cálculo que pueden clasificarse en dos grandes grupos: cálculos estáticos y cálculos dinámicos.

1.4.1 CÁLCULOS ESTÁTICOS

Para cualquier cálculo estático, a su vez, existen dos tipos de métodos: métodos de rebanadas, también denominados de “equilibrio límite” y métodos basados en modelos numéricos.

Los denominados métodos de rebanadas, que eran una novedad cuando se redactó la aún vigente Instrucción de Grandes Presas (1967) están hoy en vías de extinción al ser sustituidos por métodos basados en modelos numéricos.

La experiencia adquirida mediante el uso de los métodos de rebanadas y el buen contraste que existe entre sus resultados y la experiencia realmente observada hace que aún hoy se considere aceptable y recomendable su uso para evaluar la seguridad de las presas de materiales sueltos. Los coeficientes de seguridad mínimos que se exigen a las presas de tierra en las distintas situaciones de proyecto están basados en el uso de estos métodos.

Los procedimientos basados en modelos numéricos más modernos tienen la gran ventaja del mayor rigor del planteamiento teórico y de la presumible mayor precisión, pero tienen el inconveniente de la menor experiencia en su utilización.

Ante esta situación actual cambiante es recomendable, para la verificación de la seguridad de las presas de categoría A y en menor medida para las de categoría B, que los cálculos de verificación se realicen por ambos métodos en cada situación de proyecto o al menos, en aquellas situaciones de proyecto que resulten más críticas.

Los coeficientes de seguridad que se obtienen con los métodos de cálculo más modernos conducen, en general, a valores similares de los coeficientes de seguridad que los obtenidos por los métodos de rebanadas. Pero existen situaciones especiales (formas de rotura complejas, por ejemplo) donde los nuevos métodos conducen a coeficientes de seguridad menores. De ahí la necesidad de la doble verificación recomendada.

1.4.2 CÁLCULO DINÁMICO

Para la evaluación del comportamiento dinámico de una presa de tierras existen varios procedimientos de análisis que han venido utilizándose en el pasado más o menos reciente. Entre otros cabe mencionar los tres siguientes: cálculo seudoestático, cálculo de movimientos permanentes de coronación (conocido como métodos tipo Newmark) y cálculos con modelos numéricos.

El cálculo seudoestático trata en suponer que la acción dinámica (generalmente el sismo) es equivalente, a efectos de estabilidad, a una fuerza estática equivalente cuyas componentes horizontal y vertical son proporcionales al peso de la masa deslizante. Esto es:

$$F_H = \pm K_h \times W; F_V = \pm K_v \times W$$

Los coeficientes sísmicos, K_h y K_v son, a su vez, proporcionales a la aceleración de cálculo, a_c , definida previamente:

$$K_h = \alpha \times \frac{a_c}{g}; K_v = r \times K_h$$

Los factores de proporcionalidad α y r que conviene utilizar en los cálculos seudoestáticos han sido y siguen siendo objeto de estudio. Tratan de representar de forma aproximada los complejos fenómenos de amplificación sísmica, así como las consecuencias de las plastificaciones transitorias (roturas) que se admiten en las presas durante los sismos.

Se recomienda que en los cálculos seudoestáticos se utilicen valores de $\alpha = 0,5$ y $r = 0,5$. Pero el ingeniero podrá justificar valores adecuados a su caso concreto siempre que exista experiencia contrastada para ello.

Los métodos de cálculo seudoestático no son de aplicación cuando la resistencia dinámica de los materiales del cuerpo de presa o de su cimentación sean susceptibles de licuefacción.

El cálculo simplificado del movimiento permanente de la coronación (métodos tipo Newmark) se basa en la idea de la existencia de roturas parciales y temporales en la coronación de la presa donde normalmente las aceleraciones son mayores. Cuando la aceleración sobrepasa cierto umbral durante cierto tiempo (siempre muy corto, de algunas décimas de segundo como máximo) se produce una rotura local y un desplazamiento de cierta masa deslizante. En un proceso de integración realizado con un cálculo "ad hoc" se obtiene el despla-

zamiento máximo de la coronación. Interesa principalmente el movimiento vertical acumulado, esto es el asiento permanente, que pudiera poner en peligro al resguardo.

Existen procedimientos concretos del cálculo de asiento en coronación, basados en la idea de Newmark, como el de Makdisi y Seed (1978). El ingeniero puede seguir este método u otro semejante que quede suficientemente avalado por la práctica.

Igual que ocurre con el cálculo pseudoestático estos procedimientos de cálculo no son aplicables en caso de existir arenas licuables en la presa o el cimiento. Si existe probabilidad de licuefacción de alguna zona del cimiento o de la presa, o bien se realizan los cálculos suponiendo nula la resistencia al corte de dichas zonas o bien se utilizan procedimientos de cálculo más complejos.

El cálculo dinámico completo puede realizarse hoy como modelos numéricos que representen con suficiente garantía el comportamiento real de la presa durante un eventual sismo. Esto, en todo caso, requiere la determinación previa de las características dinámicas de cada material: ley de generación de presiones intersticiales, resistencia y deformabilidad dinámica (que normalmente depende de la amplitud de la deformación).

Con estos cálculos no sólo se obtiene una idea adecuada del descenso de coronación que se pretende conocer sino también un estado de presiones intersticiales al final del sismo que permite evaluar el coeficiente de seguridad correspondiente.

En presa de categoría A o B situadas en zonas de alta sismicidad es recomendable realizar los cálculos sísmicos completos con un modelo numérico adecuado, basado en parámetros geotécnicos dinámicos obtenidos mediante ensayos de campo y laboratorio, para obtener:

- Deformaciones plásticas, irreversibles y remanentes creados por el sismo.
- Coeficientes de seguridad durante e inmediatamente después del sismo.

1.5 COEFICIENTES DE SEGURIDAD EXIGIBLES

Los coeficientes de seguridad mínimos exigibles son:

Tipo de Combinación o Combinación de Solicitaciones	Categoría A	Categoría B	Categoría C
NORMAL	1,4	1,4	1,3
ACCIDENTAL	1,3	1,2	1,1
EXTREMA	> 1,0	>1,0	>1,0

Tabla 4. Estabilidad al deslizamiento de presas de materiales sueltos. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados. "Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right"

1.6 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS SEGÚN SU GRADO DE RIESGO

El grado de seguridad exigible a las presas no debe ser uniforme, sino adecuado a su importancia. El servicio que presta y, sobre todo, al riesgo potencial que resultaría de su eventual fallo. Así, tanto las hipótesis de cálculo como los coeficientes de seguridad a aplicar en las distintas circunstancias de la presa (normales, accidentales y extremas) no sólo deben variar con éstas, sino también con el riesgo potencial.

El Reglamento (art. 3.2), anteriormente citado, de acuerdo con la Directriz de Planificación de protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones, distingue tres categorías:

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

Esta categoría incluye las presas cuyos riesgos derivados de la rotura son inaceptables, como serían los siguientes:

- Destrucción de edificios o de equipamiento de un barrio o conjunto comercial o industrial importante que, aparte de la misma destrucción, dejaría a mucha gente sin empleo o con precisión de traslado.
- Destrucción o interrupción duradera del abastecimiento de agua a una comunidad importante, sin alternativa sustitutoria viable.

- Destrucción o graves daños en un conjunto histórico-artístico de alto interés sin posibilidad de protección o traslado previo.
- Efectos graves irreparables en el ambiente.
- Pérdida de vidas probable por el número de los afectados o por falta de garantía de aviso previo para la evaluación. Según la ASCE, los tiempos mínimos de seguridad desde la rotura de la presa a la llegada de la onda a la localidad, en función de la población afectada son los siguientes:

Población	Tiempo mínimo (h)
50	2
100	4
500	8
1000	12

- **Categoría B.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- **Categoría C.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales de moderada importancia o sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las A o B.

Esta categoría comprende presas de poca importancia y riesgo, exclusiva preferentemente ceñido a la propia presa (al propietario de ella). En general, se trata de presas de menor altura, aisladas o alejadas.

1.7 PANORAMA ACTUAL DE LAS PRESAS EN EL MUNDO

En el cuadro 1 se resumen los datos estadísticos más importantes de las presas existentes en todo el mundo (ICOLD, 2003). La presa de Nurek (Tadjikistán) supera los 300 m de altura y la de Rogun, también en Tadjikistán, la superará alcanzando los 335 m.

La presa de mayor volumen construido es la de Tarbela, en el Indo (Pakistán), con 148,5 hm³. Los mayores embalses son los de Kariba (Zambia) con 180,6 Km³ y Bratsk (Ex URSS). De 169 Km³.



Ilustración 2. Presa de Nurek



Ilustración 1. Presa de Tarbela



Ilustración 3. Presa de Kariba



Ilustración 4. Presa de Bratsk

Resumen del Registro de la ICOLD de 2003				
1) NÚMERO TOTAL Y DISTRIBUCIÓN POR ALTURAS (Número total de presas registradas: ≥ 15 m = 27.351) (*)				
Altura (m) entre	Núm. de presas		%	
$\geq 15 < 30$	14.749		53,92	
$\geq 30 < 60$	9.927		36,29	
$\geq 60 < 100$	2.005		7,33	
$\geq 100 < 150$	515		1,88	
$\geq 150 < 200$	113		0,41	
≥ 200	42		0,15	
TOTAL:	27.351*		100,00	
2) CLASIFICACIÓN POR ALTURAS Y PAÍSES				
Orden	≥ 15 m	≥ 100 m	≥ 200 m	
1.º	USA: 6.398	China: 86	USA:	5
2.º	China: 4.688	Japón: 82	Suiza:	4
3.º	India: 2.923	USA: 71	India:	4
4.º	Japón: 1.121	España: 41	México:	3
5.º	España: 976	Suiza: 25	Rusia:	2
			España:	1
3) MÁXIMAS ALTURAS DE PRESA				
m	Nombre	País	Año terminación	Tipo
335	Rogun	Tadjikistán	En construcción	TE/ER
300	Nurek	Tadjikistán	1980	TE
292	Lancangang	China	2002	VA
285	Grande Dixence	Suiza	1961	PG
272	Inguri	Georgia	1980	VA
262	Vajont	Italia	1960	VA
261	Tulla	México	1980	TE
261	Tehri	India	En construcción	TE
4) MÁXIMOS VOLÚMENES				
De embalse:				
180.000 hm ³ - Kariba (Zambia, 1959)				
169.000 hm ³ - Bratsk (Rusia, 1964)				
162.000 hm ³ - Aswan (Egipto, 1970)				
160.000 hm ³ - Aaccra (Ghana, 1981)				

Ilustración 5. Resumen de datos estadísticos de las presas en el mundo.

Del total de 27351 presas registradas en 2003, la mayoría, el 54 %, tienen entre 15 y 30 m de altura, una de cada tres entre 30 y 60 m, y sólo el 2,44% superan los 100 m. Con alturas superiores a 200 m sólo hay 42 presas (menos del 0,2 %), existiendo en España sólo una, la de Almendra (río Tormes).

Más del 50 % del total de presas en el mundo están situadas en cinco países, entre ellos España, y que un 25 % del total están situadas en USA.

1.8 OBJETIVOS DE ESTE PROYECTO

Con la aprobación por Orden ministerial de 12 de marzo de 1996 del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses, en adelante Reglamento, se impone a los titulares de las presas en España un conjunto de obligaciones. Entre estas nuevas obligaciones el Reglamento en el punto Séptimo, apartado c) establece: *“La primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa y el embalse, a que se refiera el artículo 33.4 del Reglamento Técnico, se realizará en los términos establecidos en dicho precepto, en el plazo que se determine en la resolución de la clasificación en función de las condiciones de seguridad y mantenimiento de la presa”*.

Además, en el artículo 5.8 del Reglamento se establece que: *“Con una periodicidad no superior a cinco años, en las Categorías B y C, y siempre después de situaciones excepcionales, como grandes avenidas o seísmos, el titular realizará una inspección detallada para evaluar la situación de seguridad de la presa y redactará un documento en el que se resuman las observaciones realizadas, se señalen los defectos o insuficiencias detestadas y se propongan las acciones necesarias para mantener el nivel de seguridad”*.

En el anteriormente mencionado artículo 33.4 del Reglamento Técnico indica: *“Esta revisión se llevará a cabo por un equipo técnico especializado y distinto del equipo de explotación”*. El equipo técnico realizará un informe de estas revisiones, que el titular remitirá a la Administración.

Si como consecuencia de la revisión general, y para garantizar la seguridad de la presa, se estimará necesario realizar modificaciones en la misma, en sus instalaciones complementarias o en su régimen de explotación, el titular someterá a la aprobación de la Administración las actuaciones a realizar y los plazos para llevarlas a cabo.

Por tanto, las revisiones de seguridad de presas constituyen uno de los campos de actuación relevantes en la actividad de los ingenieros civiles.

El objetivo del presente proyecto es acometer un ejercicio de la revisión de la seguridad de una presa existente, que se utiliza como caso de estudio.

El alcance de la revisión es parcial, no completa, dado el objetivo académico y docente del TFE. Aunque se aplica la normativa y buenas prácticas habituales en el contexto español, la presa objeto de estudio se encuentra en la República Dominicana.

1.9 MOTIVACIONES

Las presas son quizás las obras más grandes e importantes. Sus dimensiones, las enormes cargas que han de soportar y la necesidad de hacerlas en terrenos naturales complejos y a veces con dificultades geológicas, contribuyen a que los problemas a resolver exijan una elevada tecnología y especialización.

El especialista en presas requiere conocimientos amplios de varias ciencias y técnicas: mecánica de materiales, geología, mecánica del suelo y de las rocas, hidráulica, etc. Además, se requiere la necesidad de disponer de varios especialistas en las distintas materias en un trabajo de equipo.

Otra característica de las presas es su gran utilidad económica y social. Sirven para varios usos, pero incluso cuando se destinan a un solo uso, el efecto de su embalse se extiende automáticamente a otros beneficios, aunque sean indirectos, como la contención de avenidas.

Por esta razón, he decidido realizar un TFE sobre una presa de materiales sueltos, debido a su gran impacto visual y económico, ya que son las mayores obras civiles construidas en el mundo. En este TFE pretendo aprender cómo funciona, completamente, una presa de este tipo para poder aplicarla a un futuro dedicado a este mundo.

La principal motivación que me ha impulsado a realizar este proyecto es poder dedicarme en un futuro a la seguridad, mantenimiento y revisión de presas. Ese es el objetivo por el cual me metí a estudiar Ingeniería Civil.

2. NORMATIVA

2.1 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA NORMATIVA

La historia de la Normativa sobre Presas y Embalses sigue una lógica evolución marcada por el continuo avance tecnológico, la variación de las exigencias de la sociedad y, cómo no, la notable influencia de ciertos acontecimientos catastróficos.

La tradición en la construcción de Presas en España se remonta a principios de nuestra era, siendo sus principales exponentes las conocidas presas romanas de Proserpina y Cornalbo. Sin embargo, la existencia de ingenieros específicamente formados en estos temas comienza a raíz de la fundación por Agustín de Betancourt de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, que fue creada precisamente, entre otras razones, por la rotura de la presa de Puentes en 1802.

La primera normativa específica sobre presas fue redactada en el año 1905 por una comisión de ingenieros del entonces denominado Ministerio de Fomento, quienes elaboran la *Instrucción para la redacción de los proyectos de Pantanos*. Posteriormente, en el año 1959 se produce en el río Tera la rotura de la presa de Ribadelago, con 144 víctimas mortales, que dio lugar a la adopción de medidas más rigurosas tales como la creación de la Unidad de Vigilancia de Presas, el restablecimiento de las Comisarías de Aguas y el inicio de los trabajos para redactar una nueva Instrucción, así como para crear una Comisión de Normas de Grandes Presas.

Poco después, en 1960, se publican internamente en el Ministerio las *Normas Transitorias para Grandes Presas*; pero no es hasta dos años después, en 1962, cuando se publica la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, que fue sometida previamente a un proceso de consultas entre especialistas y finalmente fue aprobada por Orden ministerial de Obras Públicas el 31 de marzo de 1967.

Aunque ya en el año 1967 se organizó un coloquio en la Universidad de Santander para debatir la necesidad de la modificación de la INSTRUCCIÓN, fue sobre todo a raíz de la catastrófica rotura de la presa de Tous (Valencia, 1982), en la cual se descubrió que incluso con el estricto cumplimiento de la Instrucción posiblemente la rotura no habría sido evitable, cuando tomó más fuerza un re-

planteamiento de la cuestión de la seguridad, por lo que empezaron a celebrarse distintas reuniones para tratar el tema de una necesaria reforma de esta normativa.

Recogiendo estas opiniones e inquietudes, la Dirección General de Obras Hidráulicas encargó en 1992 la redacción de una nueva normativa sobre seguridad, trabajo realizado por la Comisión de Normas para Grandes Presas que, aunque le fue difícil alcanzar un consenso general, por fin en 1994 presentó la propuesta de Norma de Seguridad, siendo sus aspectos más importantes los siguientes:

- El criterio básico de seguridad sería la clasificación de las presas en función del riesgo potencial en caso de rotura.
- Las normas de seguridad se aplicarían a todas las presas con el máximo rango legal posible.
- Se crearía un organismo específico para ejercer las funciones de inspección y vigilancia de presas.

Paralelamente, el Consejo de Ministros de 9 de diciembre de 1994 aprobó la Directriz de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones, que obliga expresamente a clasificar las presas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto y a la elaboración de unos Planes de Emergencia para aquellas presas clasificadas como A o B.

Como resultado del trabajo de la Comisión de Normas para Grandes Presas, y recogiendo las exigencias de la Directriz de Protección Civil, en marzo de 1996 se publica el definitivo *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*, aprobado por Orden ministerial del entonces Ministerio de Obras Públicas. Sin embargo, este Reglamento no es de aplicación a todas las presas y embalses, sino sólo a aquellas de titularidad del ahora ministerio de Medio Ambiente o de los organismos autónomos de él dependientes, y a las presas y embalses que sean objeto de concesión administrativa por dichos organismos a partir de la entrada en vigor de Reglamento, en un intento de que su aplicación sea progresiva.

En la actualidad se está trabajando en la elaboración de la Ley de Seguridad de Presas y Embalses para poder aplicarla a todas las presas y embalses de agua existentes, en construcción o que se vayan a construir en el territorio nacional, incluyendo las balsas de agua, ya sean de titularidad privada o pública.

Quedarán expresamente excluidas de esta normativa las balsas de estériles mineros y residuos, con lo que curiosamente se deja sin dar respuesta a la

más reciente de las catástrofes (en este caso, ecológica), la producida por la rotura de la balsa de Aznalcóllar.

2.1.1 EL DESASTRE DE AZNALCÓLLAR

Este accidente tuvo lugar el 25 de abril de 1998 en las instalaciones de la empresa Boliden-Apirsa, que explotaba una mina en el pueblo de Aznalcóllar. Boliden-Apirsa había comprado la mina en 1987, fecha en la que ésta llevaba ya bastantes años en funcionamiento.

En la mina de Aznalcóllar se producen concentrados de zinc, plata, plomo y cobre que se extraen de un criadero pirítico. La mena pirítica, que también contiene arsénico, cadmio, talio y otros metales en menos concentración, se disgrega en las propias instalaciones y se tritura hasta obtener un grano bastante fino. Entonces se separan los distintos compuestos metálicos por medio de un proceso de flotación, en el que se utiliza agua a la que se agrega dióxido de azufre (SO₂), hidróxido de calcio (Ca(OH)₂), pentahidrato de sulfato de cobre y un compuesto orgánico para favorecer el proceso.

En el momento del accidente, los residuos del proceso se vertían en un enorme estanque artificial (balsa de estériles), un método muy utilizado para gestionar y eliminar este tipo de residuos. El estanque abarcaba una superficie aproximada de 1,5 Km², y contenía unos treinta y un millón de toneladas de fangos. En torno a esta balsa se había construido un dique de contención, que se venía recreciendo periódicamente para aumentar su capacidad. El material utilizado en esta construcción provenía principalmente de la propia explotación minera.

En la noche del 24 al 25 de abril de 1998, el dique que aseguraba la balsa sufrió una rotura de unos 50 metros de longitud. Se vertieron alrededor de tres millones de metros cúbicos de fangos y cuatro millones de metros cúbicos de aguas ácidas, que contaminaron unas 4.500 hectáreas de tierra en los lindes del parque Nacional "Coto de Doñana" y que alcanzaron el río Guadamar.

La mayor parte de los fangos permanecieron en las proximidades del embalse, donde se encontraron capas de hasta de dos metros de espesor. La capa que cubría la mayor parte de la superficie afectada era de unos veinte centímetros, aunque llegaba a reducirse a unos pocos milímetros.

No hubo muertos ni heridos. La cuestión de si el accidente era predecible, y por lo tanto evitable, sigue siendo objeto de investigación.

Las autoridades locales, provinciales y regionales y la empresa titular de la mina realizaron trabajos de emergencia para contener los fangos y las aguas

ácidas, en especial con el fin de proteger la reserva natural del Coto de Doñana. Los trabajos de limpieza continuaron durante la mayor parte de 1998 y se repitieron en algunas zonas en 1999.

Los fangos y los suelos contaminados se llevaron al antiguo pozo de la mina de Aznalcóllar, situado al norte de la balsa. Ésta se encuentra actualmente en fase de desmantelamiento. Tras recibir autorización de la Junta de Andalucía, la mina reanudó sus actividades en 1999, utilizando temporalmente el antiguo pozo de Aznalcóllar.



Ilustración 6. Balsa de Aznalcóllar 16 años después del accidente.

2.2 LAS PRIMERAS NORMAS

La Ley de Aguas de 1879 considera temas eferentes a los recursos, al Dominio Público Hidráulico, etc. No existe mención alguna a la infraestructura presa, pero sí a todo lo relativo al recurso agua, a la planificación hidrológica, etc.

La Instrucción para el proyecto de Pantanos de 1905 fue redactada por una comisión de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del entonces Ministerio de Fomento. Fue una normativa pionera en Europa, creada 20 años antes de la primera norma italiana promulgada con motivo de la rotura de la presa de Gleno. En esta época existían en España unos 64 embalses. Esta Instrucción, de 9 capítulos y unos 100 apartados, es una norma de carácter abierto, acorde con la singularidad que en ese momento representaban para los Ingenieros las presas como estructura. Esa singularidad quedaba manifiesta en su introducción, en la que aparecía la siguiente cita:

“Las reglas, prescripciones y programas contenidos (en el proyecto) no han de considerarse como una pauta invariable a la necesariamente habrán de sujetarse todos los proyectos de pantanos. Los Ingenieros quedan en libertad

para introducir las modificaciones que consideren necesarias o que hagan indispensables las circunstancias especiales encada caso”.

La rotura de la presa de contrafuertes Vega de Tera (de 33.5 m de altura y 8 Hm³ de volumen de embalse), ocurrida en la madrugada del 9 de enero de 1959, causó un total de 144 víctimas en el pueblo de Ribadelago, situado a corta distancia aguas abajo. Este hecho llevó a la Administración a crear el Servicio de Vigilancia de Presas, dependiente de la Comisaría Central de Aguas. Este servicio redactó las Normas Transitorias sobre la Vigilancia de Presas. En sus 26 artículos plantea una filosofía sobre seguridad de las presas en sus distintas fases y aparece el término de riesgo potencial (mencionado en este trabajo con anterioridad).

En ese mismo año (1959) la Administración del Estado crea la Comisión de Normas para Grandes Presa, adscrita funcionalmente a la Dirección General de Obras Hidráulicas (D.G.O.H.), con el cometido de redactar una Instrucción sobre presas. El texto se aprobó con carácter provisional en 1962, y, después de analizar las sugerencias y observaciones efectuadas por diversos organismos oficiales, instituciones privadas y de la experiencia obtenida por los usuarios, la Instrucción se aprobó en 1967 de manera definitiva con el título: *Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas*. En aquel momento el número de presas en explotación en nuestro país ascendía a 530. Esta, Instrucción, aún vigente, ha sido la única norma durante 30 años, prestando una gran ayuda a los técnicos de una época en la que la construcción de presas alcanzó máximos históricos.

El 20 de octubre de 1982 se produce la rotura de la preas de materiales sueltos de Tous, de 71 m de altura y que cerraba un embalse de 45 Hm³, debido al vertido por coronación. La rotura motivó, en vez de la preparación de una nueva normativa o la revisión de la existente, la puesta en marcha de un Programa de Seguridad y Explotación, aplicable a las presas explotadas por el Estado. Este Programa constaba de una serie de fases o subprogramas, entre los que se encontraba la elaboración de las Normas de Explotación de la presa y los Documentos XYZT, en los que se recopilaría la información principal al proyecto, construcción y explotación de cada presa, incluidos los datos de auscultación.

2.3 INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y EXPLOTACIÓN DE GRANDES PRESAS DE 1967

La Instrucción de 1967 es una norma técnica, muy detallada y rígida, que impide recoger en los proyectos de las nuevas presas novedades que aparecen (métodos de cálculo, procesos constructivos, nuevos materiales, etc.) a medida que aumenta el conocimiento y la experiencia, debido al aumento del número de presas que construían tanto en España como en el resto del mundo, y se profundizaba en la comprensión de su comportamiento y en el de su cimiento.

La Instrucción está pensada, fundamentalmente, para proyectar y construir. Únicamente se aplica a las Grandes Presas, es decir, todas las presas de más de 15 m de altura o las presas entre 10 y 15 m de altura que respondan a, al menos una, de las condiciones siguientes:

- Capacidad del embalse superior a 100.000 metros cúbicos.
- Características excepcionales de cimientos o cualquier otra circunstancia que permita calificar la obra como importante para la seguridad o economía pública.

2.4 DIRECTRIZ BÁSICA DE PLANIFICACIÓN DE PROTECCIÓN CIVIL ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES (DBPPCRI)

La Directriz fue aprobada el 14 de febrero de 1995, establece los requisitos mínimos que deben cumplir los Planes Especiales de Protección Civil, en cuanto a fundamentos, estructura, organización y criterios operativos y de respuesta, para ser homologados e implantados en su correspondiente ámbito territorial, con la finalidad de prever un diseño o modelo nacional mínimo que haga posible, en su caso, una coordinación y actuación de los distintos servicios y Administraciones implicadas.

Plantea una nueva filosofía en la gestión de la Seguridad de Presas. Por una parte, y con independencia de quien es el titular, establece obligatoriedad de clasificar todas las presas españolas en función de su riesgo potencial, en caso de rotura o funcionamiento incorrecto, de acuerdo con la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones, en una de las siguientes categorías:

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

Esta categoría incluye las presas cuyos riesgos derivados de la rotura son inaceptables, como serían los siguientes:

- Destrucción de edificios o de equipamiento de un barrio o conjunto comercial o industrial importante que, aparte de la misma destrucción, dejaría a mucha gente sin empleo o con precisión de traslado.
- Destrucción o interrupción duradera del abastecimiento de agua a una comunidad importante, sin alternativa sustitutoria viable.
- Destrucción o graves daños en un conjunto histórico-artístico de alto interés sin posibilidad de protección o traslado previo.
- Efectos graves irreparables en el ambiente.
- Pérdida de vidas probable por el número de los afectados o por falta de garantía de aviso previo para la evaluación. Según la ASCE, los tiempos mínimos de seguridad desde la rotura de la presa a la llegada de la onda a la localidad, en función de la población afectada son los siguientes:

Población	Tiempo mínimo (h)
50	2
100	4
500	8
1000	12

- Categoría B. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- Categoría C. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales de moderada importancia o sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las A o B.

A fecha de abril de 2006, la situación de las clasificaciones de las presas españolas es la siguiente:

Clasificación de presas estables	
Categoría	Número de presas
A	324
B	33
C	91

Clasificación de presas concesionarias	
Categoría	Número de presas
A	385
B	68
C	438

Tabla 5. Situación actual de los Planes de Emergencia. Fecha de actualización. Abril de 2006

La Directriz, además, establece que todas las presas que hayan sido clasificadas en las categorías A o B, de acuerdo con su riesgo potencial, deberán disponer de su correspondiente Plan de Emergencia ante el riesgo de avería grave o rotura, siendo la responsabilidad de su elaboración el titular de la misma. Actualmente se han redactado prácticamente todos los Planes de Emergencia de las presas estatales clasificadas en categoría A o B y aproximadamente el 50 % de las presas no estatales de categoría A o B.

Situación actual de los Planes de Emergencia (presas estatales)	
Estado	Número de presas
Aprobadas	38
Fase de análisis	89
Fase de presentación	229

Tabla 6. Situación de los planes de Emergencia. Fecha de actualización. Abril de 2006

En el Plan de Emergencia de una presa se debe desarrollar el análisis de su seguridad, que debe incluir la definición de indicadores para poder realizar una identificación fiable, y con el tiempo de antelación suficiente, de las diversas emergencias posibles que se puedan presentar. Para la definición de estos umbrales se ha de tener en cuenta la historia de comportamiento de las presas, los fenómenos naturales que ha soportado (avenidas y sismos) y los parámetros y reglas indicados en las Normas de Explotación.

2.5 REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES DE 1996

Siguiendo la tendencia mundial en la materia, el Reglamento Técnico trata de definir responsabilidades y deberes de los implicados en la presa y en relación con los estudios y análisis a desarrollar, sistemas de control y vigilancia a establecer, etc. No establece soluciones técnicas concretas para cada una de las fases de desarrollo y utilización de las presas y embalses, que son responsabilidad específica del titular de la presa, sino que procede a fijar los criterios de seguridad que han de tenerse en cuenta para prevenir y limitar social y ambientalmente los riesgos potenciales que estas infraestructuras pueden representar.

Se plantea como una norma de seguridad de carácter abierto, fijando las condiciones de seguridad que deben observarse en las diversas etapas de la vida de una presa: proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y puesta fuera de servicio. Insiste, de manera especial, en la necesidad de realizar un mantenimiento adecuado de las presas, de efectuar inspecciones periódicas y de evaluar la seguridad de manera continuada.

Este cambio de normativa ha supuesto una óptica diferente para la gestión de la seguridad de las presas. En vez de centrarse en el diseño y construcción, el Reglamento presta una mayor atención a su explotación y mantenimiento, dado que son muy pocas las que se van a construir en el futuro (De Cea Azañedo, 2002).

El objetivo fundamental de este Reglamento es mejorar la seguridad de las presas españolas, tanto de nueva construcción como existentes. Para ello, al igual que la Directriz considera el riesgo potencial en función de los daños que puedan derivarse de la rotura de la presa, clasificándola en tres categorías, A, B o C (riesgo alto, significativo y bajo) e impone criterios de seguridad más estrictos en las presas de mayor riesgo potencial (las de categoría A).

También indica que el titular de la presa será responsable del cumplimiento de las normas de seguridad en todas y cada una de las fases que experimenta la presa. Para cumplir tal objetivo, deberá disponer de todos los medios humanos y materiales que exijan el cumplimiento y mantenimiento de las condiciones de seguridad.

Otros aspectos que tiene en cuenta son:

- Las inspecciones periódicas serán realizadas por un equipo de expertos, independientes del titular.

- Se debe prestar una especial atención al primer llenado de la presa.
- Se pone el mayor énfasis en la fase de explotación de la presa, puesto que es la fase más dilatada en el tiempo.

El Reglamento Técnico es de aplicación a todas las presas, sean grandes o pequeñas, siempre que éstas últimas estén clasificadas como A o B. Establece la condición de Gran Presa a toda aquellas que cumplan, al menos una, de las condiciones siguientes:

- Altura superior a 15 metros, medida desde la parte más baja de la superficie general de cimentación hasta coronación.
- Altura comprendida entre 10 y 15 metros, siempre que tenga alguna de las características:
 - Longitud de coronación superior a 500 metros.
 - Capacidad de embalse superior a 1.000.000 de metros cúbicos.
 - Capacidad de desagüe superior a 2.000 metros cúbicos por segundo.
- Aquellas que, aun no cumpliendo ninguna de las condiciones anteriores, presenten dificultades en su cimentación o sean de carácter no habituales.

Esencialmente, es una recopilación de toda la información pertinente para analizar la seguridad de una presa. Para ello, considera las siguientes figuras clave: archivo técnico, categoría del riesgo potencial, normas de explotación, plan de emergencia ante el riesgo de avería grave o rotura de la presa e inspecciones.

Las consecuencias del modo de aplicación del reglamento son (Escuder, 2008):

- La estimación del riesgo potencial se ha limitado a estimar daños potenciales.
- Se mantiene el estudio de seguridad a través de Coeficientes Parciales como los ya definidos en la Instrucción de 1967.
- Se han incrementado las recomendaciones respecto a períodos de retorno:

- Las Avenidas de Diseño (la Instrucción del 67 fijaba un período de retorno de 500 años para la Avenida máxima).
- Los sismos de Diseño (la Instrucción del 67 establecía igualmente un período de retorno de 500 años para zonas de Sismicidad Media e imponía justificar las acciones previsibles en zonas de Sismicidad Alta).

2.6 PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE EL REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES Y LA INSTRUCCIÓN PARA GRANDES PRESAS.

En la actualidad, el mayor problema que existe para gestionar y evaluar la seguridad de las presas es la existencia de una doble normativa (Reglamento e Instrucción) con diferentes niveles de exigencia en función de quien sea el titular de la presa, motivo por el cual se hace cada vez más necesario y urgente la unificación de criterios en una norma única.

Ambas normas presentan grandes diferencias, motivadas en parte porque, en el momento de su redacción, trataron de ajustarse a lo demandado por la sociedad en ese instante. A continuación, se indican las diferencias existentes (Alonso Franco y Zaragoza, 2001; De Cea Azañedo, 2001):

- La Instrucción de 1967 es una norma técnica de difícil aplicabilidad, dada su rigidez para atender a las nuevas orientaciones científicas y técnicas, la rapidez con que evolucionan los métodos y programas de cálculo, los nuevos procesos constructivos y nuevos materiales, Además, no permite recoger en tiempo real las novedades técnicas que aparecen en el campo de las presas. Esto es debido al no haber sido revidada desde su aprobación en 1967.

La mayor ocupación de los cauces; nuevos conceptos de seguridad más exigentes; una sociedad más sensibilizada que demanda una mayor calidad de vida, seguridad de las personas y protección de la naturaleza, son circunstancias que han contribuido a que los técnicos demanden una normativa con un enfoque distinto.

Por el contrario, el Reglamento es una norma-marco que señala criterios que deben tenerse en cuenta en cada una de las etapas de la presa.

- La Instrucción se dirige hacia el Proyecto y la Construcción mientras que el Reglamento lo hace más hacia las fases de Explotación y Mantenimiento. Ello parece lógico dado que las presas construidas son numerosas frente a una ínfima cantidad por construir, siendo muchas de ellas antiguas, donde su lógico proceso de envejecimiento hace necesario un mayor control y mantenimiento.
- Mientras que la Instrucción buscaba alcanzar la máxima seguridad para la presa, el Reglamento mantiene ese mismo criterio, pero relacionándolo con las consecuencias que la rotura o el fallo de la presa pueden ocasionar aguas abajo.
- Por primera vez en España, el Reglamento obliga a clasificar todas las presas en función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, en concordancia con lo establecido en la Directriz.

La clasificación se hace en tres categorías de mayor a menor riesgo: A, B o C, teniendo en cuenta la afección a núcleos urbanos o servicios esenciales, los daños materiales y daños medioambientales.

- En función del riesgo potencial, es decir, según la clasificación de la presa las prescripciones o requisitos que señala el Reglamento se deben adecuar a las características que concurren en cada caso, justificándolo en el proyecto.

La Instrucción se fija solamente en la altura y en el tipo de la presa, fábrica o materiales sueltos, independientemente de su emplazamiento.

- Las normas y criterios que contiene la Instrucción son de aplicación únicamente para las Grandes Presas.

El Reglamento legisla para todas las presas, sean grandes o pequeñas, siempre que éstas últimas estén clasificadas como A o B.

- El Reglamento dedica su capítulo III a la organización del control de seguridad, y lo hace con meticulosidad. Define con claridad la figura del titular, a que hace responsable de la seguridad de la presa en cada una de las fases de existencia. El titular puede ser

la Administración General del Estado, cualquier ente público o una persona física o jurídica.

Toda las actuaciones, estudio, trabajos y planes dedicados a la seguridad son responsabilidad del titular.

En cambio, la Instrucción trata este tema con ambigüedad y cierta confusión.

- El Reglamento define claramente cuáles son los cometidos del Órgano de Control de Vigilancia e Inspección de presas.
- Toda presa mal documentada no puede considerarse segura. El Reglamento, como gran novedad, menciona con reiteración el Archivo Técnico y obliga al titular a su elaboración y actualización periódica.
- Además de las inspecciones rutinarias realizadas por el equipo de explotación, el Reglamento obliga a realizar periódicamente otras inspecciones o revisiones programadas para el análisis de la seguridad de la presa y el embalse. Dichas revisiones deben ser realizadas por técnicos especializados distintos del equipo de explotación. Este tema es novedoso y de un gran interés.
- Otro aspecto novedoso del Reglamento es que establece la obligatoriedad de redactar los Planes de Emergencia antes e riesgo de rotura o accidente grave de la presa para todas las clasificadas en las categorías A y B, las de mayor riesgo potencial. Por lo tanto, se debe tener implantado el correspondiente Plan de Emergencia, cuyo contenido mínimo se fija en la Directriz Básica de protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones.

En esa misma línea, El Reglamento establece la imposibilidad de poner en carga ninguna presa en tanto no esté aprobado e implantado el Plan de Emergencia.

- En el Reglamento las avenidas se estiman según el riesgo potencial asumible aguas abajo, fijándose: Avenida de Proyecto y Avenida Extrema. Los niveles de embalse y los resguardos se justificarán en el Proyecto y en las Normas de Explotación. El concepto de seguridad hidrológica adquiere una gran relevancia.

En la Instrucción se definen dos avenidas, la de proyecto y la Normal, ambas se determinan por su período de recurrencia, 500 y 50 años, respectivamente.

2.7 GUÍAS TÉCNICAS

Las Guías Técnicas surgen, impulsadas por la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas (DGOHCA) del Ministerio de Medio Ambiente y el Comité nacional Español de Grandes Presas (CNEP), debido a que el Reglamento presenta un carácter de norma-marco con contenidos generalistas. Por este motivo, se han desarrollado en los últimos años una serie de Guías Técnicas de acompañamiento, con carácter de recomendaciones, para facilitar el trabajo de los técnicos proyectistas, constructores y directores de la explotación de las presas (algunas están aún sin redactar). Se debe tener presente que estos documentos no forman parte de texto legal alguno y, por tanto, son un complemento del articulado del Reglamento de carácter voluntario. En la práctica, su uso está muy extendido y se emplean como si fuesen un texto legislativo.

Cada guía cubre un aspecto de la seguridad, pero todas ellas están coordinadas y dirigidas a un único objetivo: intentar aumentar la seguridad actual y futura de las presas de embalses. Algunas de estas guías aplicables en este Proyecto se muestran en la siguiente figura:

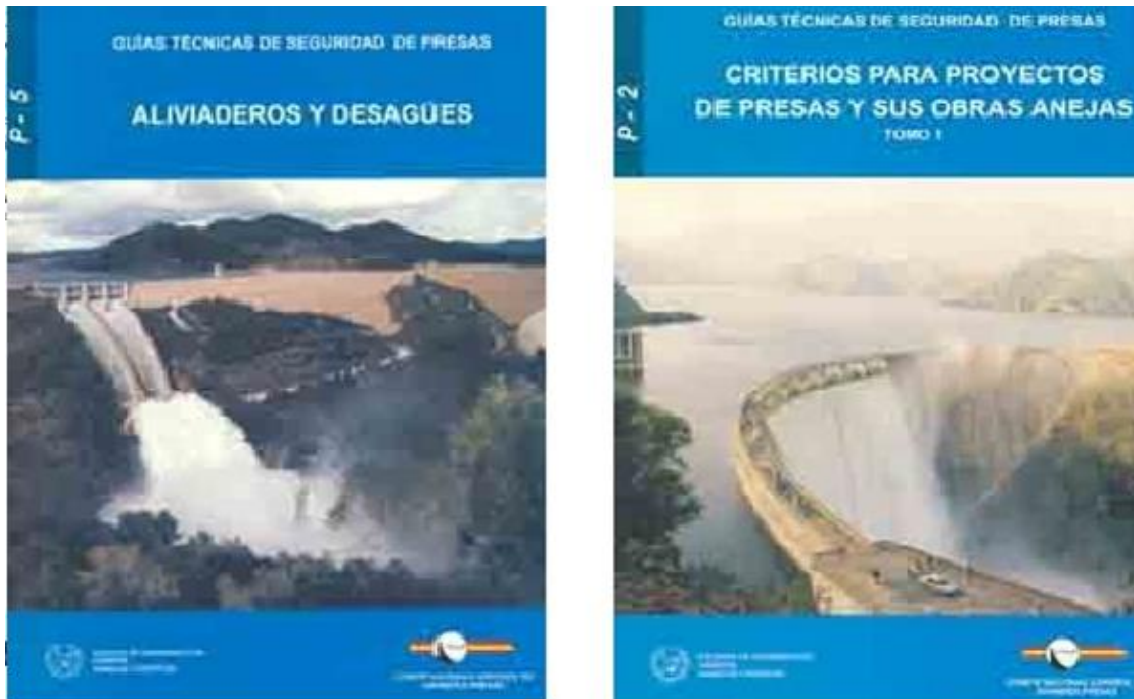


Ilustración 7. Algunas de las portadas de las Guías técnicas de SPANCOLD

En la práctica estas guías nos llevan a:

- Mantener los mismos cálculos.
- Mantener los coeficientes de seguridad que consideraba la Instrucción de 1967.
- Aumentar los periodos de retorno.

2.8 NORMATIVA APLICADA EN BALSAS

Aunque coloquialmente se entiende que no es lo mismo una presa que una balsa, no es fácil encontrar una definición precisa de esa diferencia, por eso es interesante hacer aquí una distinción clara, aunque sin ánimo de que sea definitiva, claramente;

1. La presa recibe los aportes hídricos fundamentalmente de su cuenca receptora, mientras que la balsa es alimentada principalmente por una conducción artificial (tubería o canal).
2. La presa cierra una vaguada y crea un embalse mayoritariamente en terreno natural, mientras que en una balsa suele ser artificial casi todo el perímetro e incluso el fondo del embalse.

La primera es la principal diferencia a efecto de la seguridad, ya que, siendo la insuficiencia de capacidad del aliviadero la principal causa de rotura de presas, la inevitable incertidumbre de los fenómenos hidrológicos queda muy restringida en el caso de las balsas.

Ahora bien, los daños potenciales en caso de rotura no dependen de que sea presa o balsa, sino de otros factores: dimensiones, volumen de embalse, situación, características del terreno aguas abajo, etc.

Por tanto, puesto que toda la filosofía de la nueva normativa, tanto la Directriz como el Reglamento, incide especialmente en adecuar las exigencias de seguridad a las posibles consecuencias de una rotura o mal funcionamiento, parece claro que no habría que haber distinción entre ambas.

Además, el Reglamento, en su artículo 2.1, dice expresamente que *<<...será igualmente aplicable a las balsas para residuos industriales y otros usos en cuanto ocupen dominio público hidráulico>>*.

Por eso parece claro que en general no cabe distinguir las balsas de las presas y, por tanto, han de clasificarse de igual manera; según sus dimensiones

y según el riesgo potencial. Así pues, en cuanto una balsa cumpla las condiciones de <<gran presa>>, se le deberá aplicar la normativa correspondiente. Sin embargo, puede que la Directriz pide que todas las presas se clasifiquen según el riesgo potencial, ahora no sería lógico pensar que las balsas pequeñas de riego o, llegando al límite, incluso las piscinas y pequeños depósitos, tuvieran que ser clasificados; por eso sería necesario establecer un límite inferior según las dimensiones de la balsa por debajo del cual las exigencias sean mínimas.

Es interesante señalar un pequeño detalle: el Reglamento se llama <<...de Seguridad de Presas y Embalses>>, aunque hubiera sido deseable que la Directriz no utilizase en exclusiva el término de presa, sino el más general de embalse. Así, se hablaría de clasificación de embalses según el riesgo potencial y planes de emergencia de embalses. La razón es muy clara; *no es la rotura de una presa la que puede provocar daños catastróficos, sino la del embalse* (por ejemplo, en Vaiont, Italia, una montaña se deslizó sobre el embalse, produciendo su rebose por encima de la presa y provocando miles de víctimas; sin embargo, la presa en sí quedó intacta).

El borrador del Anteproyecto de Ley de Seguridad de Presas y Embalses deja claramente zanjada esta discusión, a que expresamente incluye dentro de la definición de presa a las balsas, lo cual puede ser un importante error terminológico, pero al menos aclara la situación.

dimensiones de la balsa por debajo del cual las exigencias sean mínimas.

Es interesante señalar un pequeño detalle: el Reglamento se llama <<...de Seguridad de Presas y Embalses>>, aunque hubiera sido deseable que la Directriz no utilizase en exclusiva el término de presa, sino el más general de embalse. Así, se hablaría de clasificación de embalses según el riesgo potencial y planes de emergencia de embalses. La razón es muy clara; *no es la rotura de una presa la que puede provocar daños catastróficos, sino la del embalse* (por ejemplo, en Vaiont, Italia, una montaña se deslizó sobre el embalse, produciendo su rebose por encima de la presa y provocando miles de víctimas; sin embargo, la presa en sí quedó intacta).

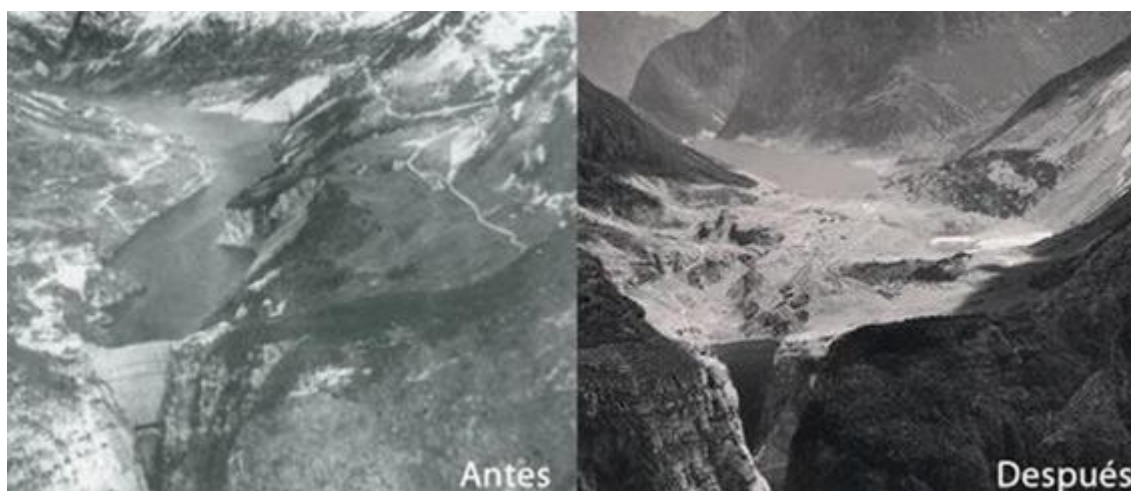


Ilustración 8. Estado del embalse de Vaoint antes y después del derrumbamiento de la montaña

El borrador del Anteproyecto de Ley de Seguridad de Presas y Embalses deja claramente zanjada esta discusión, a que expresamente incluye dentro de la definición de presa a las balsas, lo cual puede ser un importante error terminológico, pero al menos aclara la situación.

3. PRESA DE ESTUDIO

3.1 DEFINICIÓN. PRESA DE MATERIALES SUELTOS.

En la denominación genérica de presas de materiales sueltos se incluyen todas las que se construyen con elementos naturales muy variados (tierras, gravas, arenas, escollera, etc.) con nula o limitada cohesión y, en todo caso, muy inferior a la conseguida artificialmente al añadir un aglomerante a esos materiales. De ahí el adjetivo un tanto discutible de sueltos (sin aglomerante) que más propiamente debería sustituirse por naturales.

Los materiales de estas presas se emplean casi tal y como se encuentran en la naturaleza, sin más elaboración artificial que una elemental clasificación y un apisonado. Esta simplicidad de empleo, junto con la actual disponibilidad de potentes medios de transporte y compactación, hacen que resulten en principio más económicas que las de hormigón, como además son más adaptables a todo tipo de terrenos, no es de extrañar que más de cuatro presas de cada

cinco sean de materiales sueltos. Por eso mismo han sido también las primeras realizadas (con piedras, tierra y ramajes) desde remota antigüedad.

Aunque parece un tanto simplista englobar en una misma denominación genérica a presas con materiales tan diferentes, como escollera o arcilla, no es así, pues el hecho de su nula o baja cohesión les da un planteamiento común. Por otra parte, estas presas casi siempre constan de varios materiales distintos, cada uno con una misión, por lo que sus problemas mecánicos e hidráulicos son comunes, aunque varíe la importancia relativa de unos materiales respecto a otros.

La naturalidad, que es la gran ventaja de estas presas, tiene el contrapeso de una grave limitación en su cometido hidráulico: el vertido del agua sobre ellas llevaría al arrastre y erosión de los materiales, indefensos por su falta de cohesión. En las presas primitivas, que aún hoy se hacen en pequeñas instalaciones rurales, su destrucción parcial o total frecuente, pero viene compensada por la gran facilidad y economía de su preparación y reconstrucción. Pero en las grandes presas el planteamiento ha de ser radicalmente distinto, por su coste y por los daños que podrían producirse aguas abajo caso de destruirse. Por ello, los caudales excedentes se vierten por un órgano aparte (aliviadero); y sólo muy excepcionalmente se acepta el vertido sobre la misma presa, con limitaciones y con obras protectoras adecuadas.

3.2 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

La presa de estudio se encuentra situada en el Río Yaque del Norte, entre las provincias de Santiago y La Vega.

El río Yaque del Norte es un curso fluvial ubicado en República Dominicana. Es el río más largo del país y el segundo de toda la isla, correspondiéndole el primer lugar al río Artibonito.

Esta cuenca nace en la Cordillera Central, a una altura de 2.580 msnm en la Loma la Rusilla y desagua en la bahía de Montecristi, en el océano Atlántico, cerca de la ciudad San Fernando de Montecristi, al extremo noroeste del país.

La cuenca del río Yaque del Norte es la más grande de las cuencas hidrográficas dominicanas y la segunda de la isla.

Tiene una superficie de unos 7.053 Km² y su caudal medio oscila en los 80 m³/s haciendo un recorrido de 296 Km. Baña un gran porcentaje del territorio del Cibao Occidental y Cibao Central, entre las que se pueden mencionar las ciudades de Jaracoba, Santiago de los Caballeros; Mao, entre otras.

Sus aguas se utilizan para alimenta los canales de riegos que contribuyen con el desarrollo de la agricultura de la línea noroeste, y sobre ella se han construido importantes acueductos y presas que se emplean para la producción de energía hidroeléctrica, gracias a la construcción de la represa de Tavera.

En los últimos años se ha desarrollado en las cercanías de Jaracoba la práctica del rafting en razón de las turbulencias de las aguas de este río en su descenso hacia el mar.

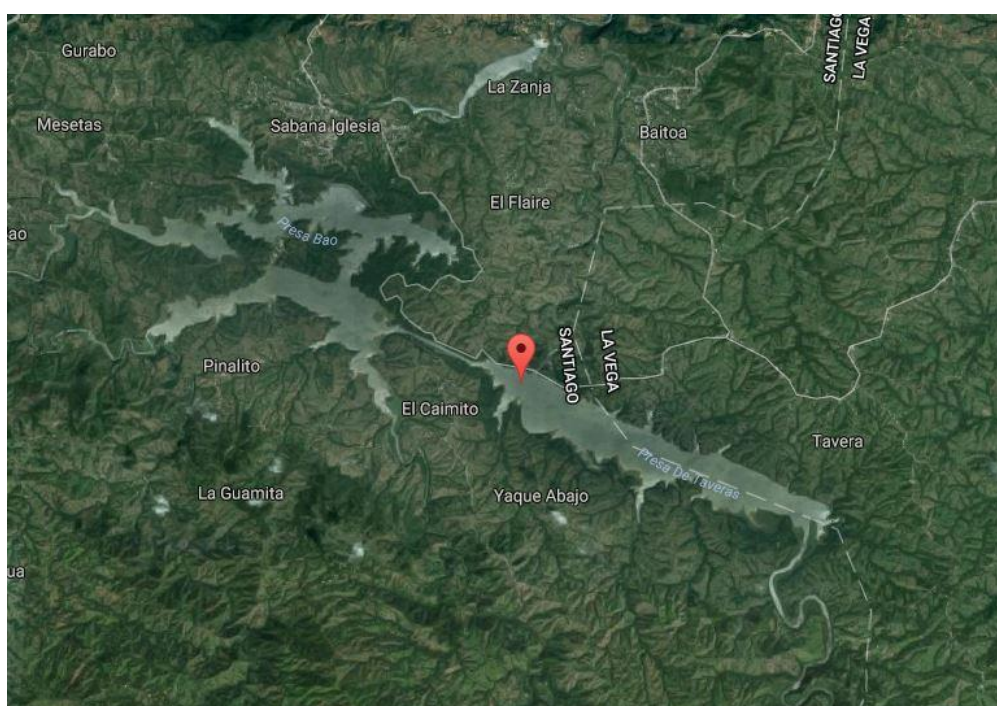


Ilustración 9. Situación geográfica de la presa de estudio

3.3 MATERIALES

A continuación, describiremos la litología del substrato rocoso, así como comentar las tres zonas del macizo rocoso en función de la profundidad y sus características geotécnicas.

En primer lugar, tenemos una zona superficial (de 0 a 3 metros) que está formada por roca muy intemperizada, conteniendo una capa de tierra vegetal de hasta 0.5 metros de espesor, la capa intermedia corresponde a roca intemperizada (de 3 a 10 metros) y la tercera zona (por debajo de 10 metros) se denomina Capa Basal.

Respecto a la sismicidad (aunque no la tenemos en cuenta) se considera una aceleración horizontal de 0.2 g paralela al eje de presa y de 0.1 g perpendicular al mismo. Esta diferencia se debe a la llamada Falla de Tavera, paralela al eje de la presa y cercana al mismo presenta un efecto de amplificación en sentido longitudinal que se estima del doble que en sentido transversal.

En cuanto a los espaldones, están constituidos por conglomerado quebrado, obtenido en la excavación del vertedero. El núcleo está formado por arena limosa obtenida del vaso, cerca de la presa. Los materiales para filtros y áridos del hormigón se obtuvieron de una cantera de andesita localizada a orillas del río Guanajuma, a 6 km de la presa.

Se establecieron los siguientes parámetros geotécnicos para los materiales de la presa:

Zona	Material	Ángulo fricción (ϕ)	Cohesión c (kg/cm ²)	Permeab. K (cm/s)	Módulo de deformac. E (kg/cm ²)	Dens. Máx. γ_a (t/m ³)	Humed. Óptima P.N. (%)
Espaldones	Conglomerado quebrado	37	0.5	10 ⁻³	1,500	2.05	8.50
Núcleo	Arena limosa	33	0.5	10 ⁻⁶	600	1.84	14.0

Tabla 7. Parámetros geotécnicos de los materiales de la presa. Fuente. Ing Darío Contreras (1971). Revista Codia. Nº 53 (apartado 2).

3.4 DATOS TÉCNICOS OFICIALES DE LA PRESA

Los datos técnicos oficiales de la presa son los siguientes:

- Cuenca hidrográfica: Yaque del Norte.
- Río: Yaque del Norte.
- Tipo de presa: Tierra.
- Altura de la presa: 80,0 m

- Elevación corona de la presa: 332,5 msnm.
- Longitud corona de la presa: 320,0 m.
- Elevación cresta del vertedero: 315,5 msnm.
- Tipo del vertedero: Con compuertas (6).
- Capacidad del vertedero: 6,860 m³/s.
- Nivel máximo de operación: 327,5 msnm.
- Nivel mínimo de operación: 295,0 msnm.
- Capacidad de almacenamiento total: 173 Hm³.
- Área de embalse hasta nivel máximo normal: 6,30 Km².
- Área de cuenca regulada; 785 Km².
- Riego: 27,000 has.
- Capacidad instalada: 96 Mw.
- Aporte anual de energía: 180,0 Gwh.
- Año de puesta en operación: 1973.

3.4.1 DESCRIPCIÓN DE LA PRESA

Nuestra presa, ubicada en el municipio de Jánico, aunque su lado este colinda con La Vega, fue la primera en su género construida en la República Dominicana. Dicha presa ha aportado en el tiempo que lleva construida un valor agregado a la energía eléctrica, la irrigación de tierras y el abasto de agua a Santiago y Moca.

Actualmente es obligada en los dominicanos por los efectos devastadores que tuvo para Santiago y sus alrededores, la liberación en pocas horas de millones de metros cúbicos de agua, que han sembrado muerte y destrucción material en la ribera del Yaque, desde Baitoa, pasando por Santiago hasta Monte Cristi.

Nuestra presa de estudio se empezó a construir en el 1996 por la firma alemana Lahmeyer International, que fue, además, supervisora durante todo el proceso de construcción.

Como hemos dicho anteriormente, la obra se inició en el año 1996 y estuvo a cargo de la empresa norteamericana Emkai, con la participación de una

contrapartida de ingenieros dominicanos, entre ellos Rodríguez, como forma de que éstos se entrenaran en esa importante área.

Según Rodríguez, el presidente Joaquín Belanguer la inauguró el día 27 de febrero de 1973, para convertirse en el primer gran embalse construido en República Dominicana y siendo la pauta a seguir, con las variantes correspondientes, para las demás presas de diferentes regiones del país.

En cuanto a la capacidad de este embalse, tiene capacidad para 170 millones de metros cúbicos de agua, aunque debido al proceso de sedimentación esa cifra ha disminuido.

El constructor de nuestra presa indica que tiene seis compuertas de desagüe con capacidad para desfogar mil metros cúbicos por segundo, más un vertedero de emergencia también llamado fusible, con una capacidad de siete mil metros cúbicos por segundo. También posee otro vertedero de servicio para desaguar tres mil metros cúbicos por segundo, aunque los seis vertederos más pequeños no pueden funcionar a toda su capacidad.

El dique de nuestra presa está bien garantizado, sus vertederos pueden soportar hasta más de diez mil metros cúbicos por segundo de desfogue. La cota para el vertedero de servicio es de 327,50 m y la cota para verter aguade emergencia (fusible) es de 328,90 m.

Dicha presa lleva construida casi 35 años, en los cuales ha tenido momentos críticos (3 exactamente), en dos de ellos con consecuencias lamentables, por la gran cantidad de vidas y bienes materiales perdidos.

3.4.2 TIPOLOGÍA DE LA PRESA

En nuestro estudio, nuestra presa de estudio es una presa Heterogénea con núcleo central y dren de chimenea.

El esquema básico que presenta este tipo de presas (la que estudiamos en este TFE) consiste en núcleo con una permeabilidad, K , menos que el de los espaldones, que divide la presa en dos partes: el de aguas arriba saturado y el de aguas abajo, seco o con línea de saturación muy baja, tal y como mostraremos más adelante en los resultados obtenidos mediante el programa SEEP/W.

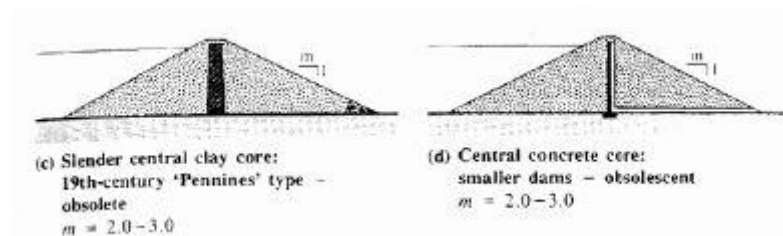


Ilustración 10. Esquema básico de una presa heterogénea con núcleo central y dren de chimenea.
Fuente: apuntes AAHH. UPCT. Prof. Dr. Luis Castillo. Copy Right (2002).

En nuestro caso se ha utilizado un material distinto para el dren, el núcleo y los espaldones, no obstante, para el núcleo se ha utilizado un material con las siguientes características:

- Peso Específico = $18,4 \text{ KN/m}^3$.
- Cohesión = 50 KPa .
- Ángulo de Rozamiento = 33 grados .

Para los espaldones, así como para el dren, se ha utilizado un material que presenta las siguientes características:

- Peso Específico = $20,5 \text{ KN/m}^3$.
- Cohesión = 5 KPa .
- Ángulo de Rozamiento = 37 grados .

Generalmente, podemos decir que el ancho de la base del núcleo es del orden de un 20 – 40% de la altura de la presa.

Algunas de las ventajas que presenta el núcleo central con respecto al núcleo inclinado son las que, a continuación, se describen:

- La componente del peso en el contacto entre secciones horizontales es superior en el caso del núcleo vertical. Esto implica una mayor compresión que favorece la impermeabilidad.
- Para igual sección de núcleo, el espesor en dirección normal al núcleo es menor en el caso de núcleo inclinado, lo que supone una pérdida de impermeabilidad.
- En bastantes casos, la profundidad del cimiento no se conoce suficientemente hasta realizar la excavación. Con núcleo vertical (central) basta con aumentar la profundidad, sin afectar a la posición. Sin embargo, con el inclinado, la intersección con el terreno, a medida que se profundiza se va desplazando aguas arriba (inexactitud de las posibles inyecciones previas).
- Facilidad para inyectar el núcleo o su contacto con el cimiento durante la vida útil de la presa (desde la coronación, sin necesidad de bajar el nivel de embalse).

3.4.3 TALUDES DE LA PRESA

3.4.3.1 TALUDES DE LA CIMENTACIÓN DEL MURO

El muro está construido sobre sustrato rocoso (conglomerado), por lo que el muro irá empotrado igual al canto de la zapata en la roca que aflora sin que se produzcan taludes importantes.

Entonces, los taludes más desfavorables son de 1H:1V, de 1,75 y 1,25 para la situación con y sin sismo, respectivamente.

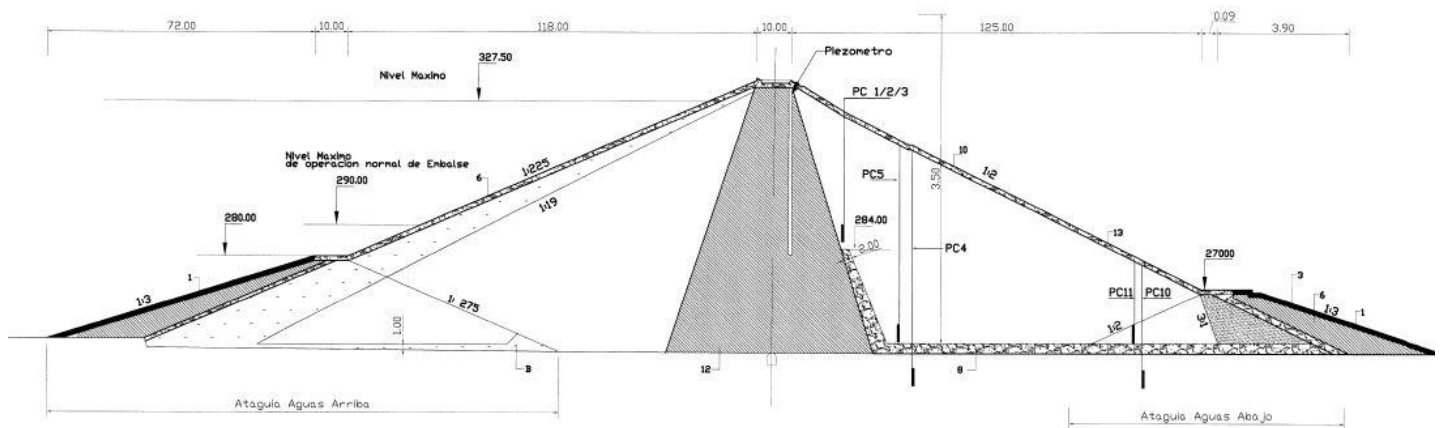
3.4.3.2 TALUDES DE LA ZANJA DREN

En este caso nos encontramos con un talud de 12 metros de altura con pendiente 1H:2V.

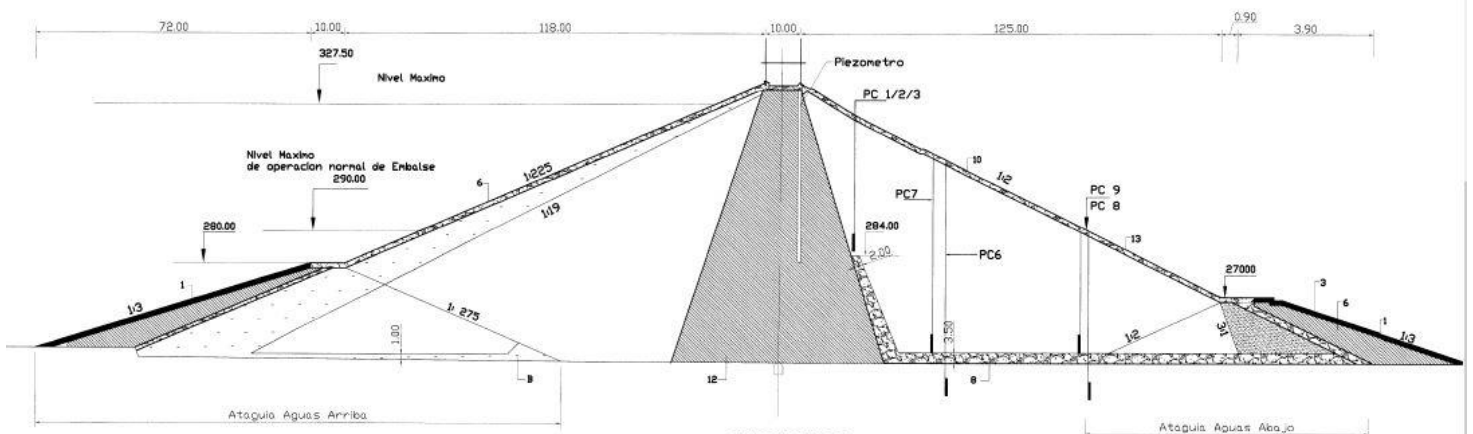
3.4.3.3 TALUDES DE LOS ESPALDONES

En el caso de los espaldones se utiliza un talud de 2H:1V.

3.4.4 SECCIÓN TIPO



SECCION 1-1
ESC. 1:750



SECCION 2-2
ESC. 1:750

Ilustración 11. Sección tipo de nuestra presa de estudio. Fuente. INHDRI.

3.5 GEOLOGÍA

En este apartado se describe la litología del macizo rocoso sobre el que se cimienta la presa: rocas sedimentarias del complejo geológico Tavera, predominantemente conglomerado de excelentes propiedades con intercalaciones de pizarras y areniscas.

Podemos distinguir tres zonas bien diferenciadas:

- Zona superior, hasta 3 m de profundidad con módulo de E_i de 1500 kg/cm^2 , permeabilidad de 10^{-2} cm/s y ángulo de fricción de 37 grados.

- Zona intermedia, de 3 a 10 m de profundidad con módulo de E_i de $10,000 \text{ kg/cm}^2$, permeabilidad de 10^{-4} cm/s y ángulo de fricción de 25 grados en planos de junta.
- Zona inferior, a partir de 10 m de profundidad (reconocido hasta 50 m), con módulo de E_i de $50,000 \text{ kg/cm}^2$, permeabilidad de 10^{-6} cm/s .

La estructura de mayor relevancia consiste en una falla geológica regional, subparalela al eje de presa, que discurre a unos 200-250, aguas arriba del dique.

En cuanto a la geología del vertedero, éste se encuentra cimentado sobre los mismos conglomerados en que apoya la presa, con intercalaciones de areniscas y pizarras y con estratificaciones en dirección 150/180 NE, diagonales al eje del vertedero.

En la fundación del vertedero la meteorización de la roca es baja, excepto en dos sitios ubicados en la zona del trampolín.

En general, el fracturamiento es bajo, con aperturas máximas de 2 cm, selladas por mineralización. Los sistemas principales de fallamiento son:

- K1 – 35 grados/ 75 grados SE, 35/70 grados NW.
- K2 – 75 grados/45 grados SE, 75/25 grados SE.

Se considera que estos sistemas con los causantes de la conexión del agua del embalse con el terreno de fundación del vertedero, lo que provocó el levantamiento local de las losas por subpresión.

En cuanto a la impermeabilización del substrato, aumentó mucho después del llenado del embalse, lo que se interpreta por erosión química de rellenos de las juntas de la roca (principalmente disoluciones de calcio y magnesio).

3.4.5 SISMICIDAD

Aunque no la hayamos considerado para la realización de nuestro trabajo, por temas de simplificación en los cálculos, así como en el manejo del software elegido (Geoslope/W), a continuación, vamos a hablar de dicha sismicidad.

Respecto a la sismicidad se considera una aceleración horizontal de 0,2 g paralela al eje de presa y de 0,1 g perpendicular al mismo. Esta diferencia se debe a la llamada Falla de Tavera, paralela al eje de presa y cercana al mismo presenta un efecto de amplificación en sentido longitudinal que se estima del doble que en sentido transversal.

Los espaldones están constituidos por conglomerado quebrado, obtenido en la excavación del vertedero. El núcleo está formado por arena limosa obtenida del vaso, cerca de la presa. Los materiales para filtros y áridos del hormigón se obtuvieron de una cantera de andesita localizada a orillas del río Guajuma a 6 km de la presa.

El riprap de la presa no pudo obtenerse de la cantera de andesita debido a la intensa fracturación de la roca, que no permita la obtención de bloques de más de 20 cm.

3.4.6 VERTEDERO

El vertedero se diseñó para una avenida de diez mil años, de $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$, con resguardo de 5 m. También cabría una avenida máxima probable de $6.900 \text{ m}^3/\text{s}$, pero disminuyendo el resguardo a 3 m aunque, en nuestro caso, no se cumple debido a que esta presa tiene conectado un embalse, el cual, cuando llega a su límite traspasa agua al embalse de nuestra presa de estudio y viceversa, por falta de tiempo no lo hemos podido comprobar, por lo que, el error que arrastramos es el de no haber tenido en cuenta el embalse que traspasa agua al embalse de nuestra presa, que realiza una función de fundamental.

El Canal de Descarga tiene forma de embudo, con anchos de 58,72 m en un extremo y 35 m en su parte recta. Su profundidad es de 10 m y su longitud de 170,04 m. El piso es de hormigón armado con 53 losas de 0,35 m de espesor. La pendiente es de 2,25 %.

Los muros laterales van anclados a la roca con anclas de 25 m de longitud pretensadas con el sistema Freyssinet.

Al final del Canal de Descarga se encuentra el Trampolín, de hormigón armado, con 39 m de ancho, formado por 8 canales de 2,06 m de ancho y 3,21 m de alto. Los muros extremos del trampolín tienen altura variable de 9,50 a 12 m y ancho de 2 m.

La función del trampolín es la de restarle energía a las aguas lanzándolas para evitar socavamiento de los terrenos circundantes al final del canal. Al abrir las compuertas, el Trampolín lanzará las aguas a una distancia de 120 m aproximadamente.

En la excavación del Canal de Descarga y del Trampolín, como el conglomerado es más sano que el de la entrada del vertedero, el talud se construyó con pendiente de 70 grados.

4. SEGURIDAD HIDROLÓGICA

4.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Este Trabajo Fin de Grado surge como una estrategia para mitigar los efectos de las tormentas Noel y Olga que generaron considerables pérdidas físicas, económicas, sociales y ambientales en la República Dominicana entre octubre y diciembre de 2007. Estas tormentas fueron consideradas como eventos extremos, dado el contexto climático con el cual ocurrieron: una estación de lluvias no es usual en la región, que comenzó antes de lo previsto y finalizó después de lo normal.

La tormenta Noel afectó directa e indirectamente a cerca de 6 millones de personas, es decir, al 70 % de la población y causó 122 muertes. Noel afectó principalmente al sur y este del país. Infraestructura relacionada con el recurso hidráulico, transporte y emergía fue particularmente afectada, impactando a sectores relevantes como agricultura, energía, agua potable y alcantarillado. Con esta tormenta de aproximadamente cinco días, el país experimentó aproximadamente un 130 % de lluvias por encima de lo normal para el mes de octubre, y en algunos casos las lluvias fueron del 250 % superiores a los previsto normalmente.

El país estaba aún golpeado por los efectos de la tormenta Noel cuando cinco semanas después lo golpeó la tormenta Olga, desplazando a 62.000 personas y causando 88 muertes. Esta tormenta causó daños adicionales, especialmente en infraestructura de acueducto y alcantarillado.

La República Dominicana es objeto de desastres debido en parte a su localización geográfica y a su exposición a eventos como tormentas tropicales y huracanes. Las áreas montañosas en las partes occidentales del país son susceptibles a potenciales inundaciones y deslizamientos, debido a las lluvias y a su orografía.

Los patrones de uso de la tierra en la agricultura y la deforestación han contribuido a la vulnerabilidad del país, situación que se hace evidente antes las lluvias torrenciales en regiones afectadas por la erosión. Se están haciendo esfuerzos nacionales para reducir la vulnerabilidad y mejorar el manejo del recurso hídrico, a través de la restauración de las actividades de la tierra. Sin embargo, este proceso requiere de mucho tiempo para su implementación.

Los recursos hídricos del país son gestionados por el INDRHI, entidad responsable de la operación y mantenimiento del sistema de infraestructura de agua, incluyendo presas, tanques de irrigación y sistemas de distribución, sistema de cuencas, desarrollo de políticas y asignación de recursos. El INDRHI provee de agua a los sectores de agricultura, eléctrico y de agua potable.

Según la Comisión Económica para Latinoamérica y el Caribe-CEPAL-, entidad que realizó una valoración de daños económicos, sociales y ambientales de la tormenta Noel, las pérdidas fueron valoradas en US\$439 millones, equivalentes a cerca del 1,2 % del PIB nacional. Los sectores más afectados fueron: agricultura, electricidad y agua potable y saneamiento básico. En resumen, el nivel de afectación por estas tormentas fue:

- a) 155 muertos.
- b) 75.000 personas afectadas, 90 % de las cuales viviendo bajo la línea de pobreza.
- c) 62.000 familias desplazadas
- d) 26 de las 32 provincias afectadas, equivalente al 80 % del territorio nacional.

Para afrontar la situación el Gobierno Nacional declaró la Situación de Emergencia Nacional mediante los Decretos 627 y 678 de 2007, disponiendo esquemas especiales de contratación para afrontar la tragedia.

La iniciativa de este Proyecto se enmarca en apoyar las acciones del Gobierno de la República Dominicana para solventar esta emergencia, al igual que en fortalecer las instituciones sectoriales de manejo hídrico y energía. Esta iniciativa es consistente con los principios generales para la política de gestión de riego, establecidos en la Ley 147 de 2002.

A petición del Gobierno de la República Dominicana, se evaluó con el Banco Mundial la posibilidad de gestionar un empréstito de emergencia con un periodo de implementación de 4 años a partir del 2008, que incluiría medidas de rehabilitación y reconstrucción, al igual que medidas para el fortalecimiento institucional de las entidades del nivel central y local que afrontaron los mayores efectos de las tormentas. Los sectores que serán contemplados por las inversiones sectoriales de rehabilitación y gestión con este Proyecto serán: irrigación, energía, acueducto y alcantarillado.



Ilustración 12. Localización geográfica. República Dominicana

4.2 GUÍAS TÉCNICAS N°4 Y N°5.

Para el empleo de nuestros cálculos acerca de la seguridad hidrológica hemos empleado las guías técnicas n°4 y n°5.

La Guía Técnica n°5 plantea los problemas que pueden afectar la seguridad de la presa en el concepto, proyecto, instalación o funcionamiento de los órganos de desagüe. La importancia del buen funcionamiento de estos elementos es vital, puesto que se considera que, de una forma u otra, han sido la causa del 50 % de los accidentes registrados, por lo que puede decirse con seguridad que los aliviaderos y desagües con los órganos que más influyen en la seguridad de la presa.

Los accidentes en los órganos de desagüe, sobre todo los más graves, se deben a insuficiencias en la capacidad de evacuación del aliviadero. Éstos se diseñan basándose en la evaluación de las avenidas esperables, que son indeterminadas y aleatorias. Por tanto, el dato que más influye en la seguridad de la presa es el más incierto e impreciso. Su evaluación corresponde a la Guía Técnica n°4, pero las decisiones sobre la capacidad del aliviadero y los órganos de desagüe son funciones de la Guía Técnica n°5.

Respecto al estudio de las avenidas y desagües, el Reglamento contempla, en su artículo 10, los siguientes apartados:

10.1. *Se evalúan los hidrogramas de las avenidas afluentes al embalse y sus probabilidades de ser superadas en un año. Para esta evaluación se considerará los datos o referencias de las avenidas precedentes.*

10.2. *Se determinará la distribución frecuencial de las avenidas según los meses, para tener en cuenta su eventual coincidencia con los niveles previsibles de embalses en distintas épocas del año.*

10.3. *Se analizará y evaluará la incidencia de los caudales desaguados por los embalses de aguas arriba y la laminación que produzcan los de agua abajo.*

10.4. *Se estudiarán los efectos productos aguas debajo de la presa para diferentes caudales desaguados, así como su combinación con distintos valores de caudales circulantes por el cauce procedentes de otras posibles aportaciones.*

10.5. *En las presas de categorías A y B se estimará el hidrograma de la onda de rotura y los efectos de su propagación aguas abajo, tanto en niveles como en daños.*

Asimismo, el Reglamento contempla en su articulado una serie de avenidas y niveles a considerar en las fases de Proyecto y de Explotación de presas.

- **Avenida de Proyecto.** Es la máxima avenida que debe tenerse en cuenta para el dimensionado del aliviadero, los órganos de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen correctamente.
- **Avenida Extrema.** Es la mayor avenida que la presa puede soportar. Supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.
- **Nivel Máximo Normal (NMN).** Es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación. Su valor se justificará en el Proyecto y en las Normas de explotación del embalse.
- **Nivel para la Avenida de Proyecto (NAP).** Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse, considerando su acción laminadora, cuando recibe la Avenida de Proyecto.
- **Nivel para la Avenida Extrema (NAE).** Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, habida cuenta de la acción laminadora del mismo.

Dada la experiencia y tradición hidrológica española la Guía nº4 recomienda que el cálculo se realice mediante métodos probabilísticos, contrastados con estudios históricos para tener en cuenta los valores extremos en las leyes de frecuencia. El criterio básico para la selección y determinación de las avenidas de proyecto será el del riesgo potencial asumible.

Por otra parte, el Reglamento define el resguardo como la diferencia entre nivel de agua en el embalse en una situación concreta y la coronación de la presa y, la cota de coronación, como la más elevada de la estructura resistente del cuerpo de presa. A su vez, define los resguardos para las dos situaciones principales del embalse:

- Resguardo Normal. Es el relativo al Nivel Máximo Normal (NMN). Este resguardo además de ser suficiente para el desagüe de las avenidas, será igual o superior a las sobreelevaciones producidas por los oleajes máximos, incluyendo los debidos a los efectos sísmicos.
- Resguardo Mínimo. Es el relativo al Nivel de la Avenida de Proyecto (NAP). Este resguardo será igual o superior a las sobreelevaciones producidas por los oleajes en situaciones de avenidas y para su determinación se tendrá en cuenta el desagüe de la avenida extrema.

La Guía Técnica nº4 recoge una serie de recomendaciones adicionales, algunas de las cuales se mencionan a continuación:

- Adoptar un Resguardo Normal igual o superior a las sobreelevaciones de nivel del embalse producidos por los efectos de los oleajes máximos, y sobreelevaciones y asientos debidos a fenómenos sísmicos, además de los posibles asientos debidos a las consolidaciones de las cimentaciones y de los materiales de las presas de materiales sueltos.
- Para presas con aliviadero de compuertas, definir el Nivel Máximo Normal como aquel que pueda crear aguas abajo, en caso de abrir todas las compuertas totalmente, avenidas no superiores a la de periodo de retorno años en régimen natural.
- Adoptar un resguardo mínimo igual o superior a las sobreelevaciones del nivel de embalse producidos por los efectos de oleaje en situaciones de avenida, y también a las sobreelevaciones debidas a asientos y posibles deslizamientos en situaciones de avenidas, de modo que el embalse y la presa deben

ser capaces de laminar y desaguar la Avenida Extrema, recomendándose un valor mínimo entre 0.5 y 1 metro.

4.3 SEGURIDAD HIDROLÓGICA.DEFINICIÓN.

La seguridad hidrológica se define como la seguridad de una presa frente a episodios de avenida. Está ligada a las componentes de seguridad hidráulica y estructural, debido a que los niveles de lámina de agua son consecuencia de:

- Las avenidas consideradas.
- La capacidad de desagüe.
- La fiabilidad de operación de válvulas y compuertas.
- Los resguardos establecidos.
- La estrategia de laminación adoptada.

Una posible medida de seguridad hidrológica consistiría en la estimación de la probabilidad de ocurrencia de avenidas más perjudiciales a efectos de elevación de la lámina de agua que la creciente adoptada como extrema.

La determinación de la magnitud de esta avenida en términos de periodo de retorno debe estar establecida por una normativa o convención que no será en ningún caso ajena a la factibilidad económica y al daño potencial que pueda generar la falla del embalse.

Los criterios de evaluación de seguridad hidrológica variarán en concordancia con el tipo de presa, teniéndose en cuenta que para las presas de materiales sueltos en general puede considerarse que cualquier sobrevertido conducirá a la falla de estructura.

La elevación de la lámina de agua en el embalse, es en definitiva la variable fundamental en el análisis de la seguridad hidrológica, y comprendiendo que esta resulta de la combinación del evento de creciente, la capacidad de desagüe conjunta de los aliviaderos y descargas, y la estrategia de laminación adoptada; en este apartado del análisis se debe pormenorizar el estudio probabilístico de caudales de entrada al embalse de manera tal que se puedan generar posteriormente los tránsitos de las diferentes estructuras.

4.4 METODOLOGÍA EMPLEADA

El método que hemos utilizado para desarrollar todos nuestros cálculos en la parte de seguridad hidrológica ha sido el Método de Puls. Hemos elegido este método por su facilidad de cálculo, así como su rápida y fácil interpretación de los resultados.

A continuación, se explica en qué consiste este método y cómo se realizaría paso por paso.

En primer lugar, se deberá conocer los datos de entrada para poder realizar correctamente dicho método, en este caso son:

- Curva de descarga del vertedero.
- Almacenamiento
- Caudal de entrada.

Los datos topográficos de la zona del embalse permiten graficar la relación $h - S$ (altura – almacenamiento) y los datos hidráulicos del diseño de vertedero dan la gráfica $h - Q$ (altura – Caudal), a partir de las cuales se tiene una relación $Q - S$ (Caudal – almacenamiento) para iguales niveles.

El desarrollo de la ecuación de continuidad permite conocer la variación de almacenamiento en el embalse y la regulación de la crecida:

$$\Delta S = (I - O) * \Delta t ; \quad (S_2 - S_1) = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} * \Delta t$$

Ecuación 1. Ecuación de la Continuidad

Debe separarse los datos conocidos de las incógnitas. Para aplicar el método. Es necesario conocer el primer Q de salida del embalse, lo cual da el almacenamiento inicial o estado del embalse al llegar la crecida.

Se deben graficar las curvas correspondientes, confeccionando previamente la siguiente tabla:

O m^3/s	S $(\frac{m^3 \cdot \text{día}}{s})$	$2 S$ $(\frac{m^3 \cdot \text{día}}{s})$	$2 S + O * \Delta t$ $(m^3 / s \cdot \text{día})$
----------------	---	---	--

Tabla 8. Ejemplo de metodología empleada en laminación

Siendo Δt el intervalo con que se registraron los caudales de entrada (primer dato, mencionado anteriormente).

Las 3 gráficas siguientes van a permitir aplicar el método de Puls en forma directa, ordenando la ecuación de continuidad.

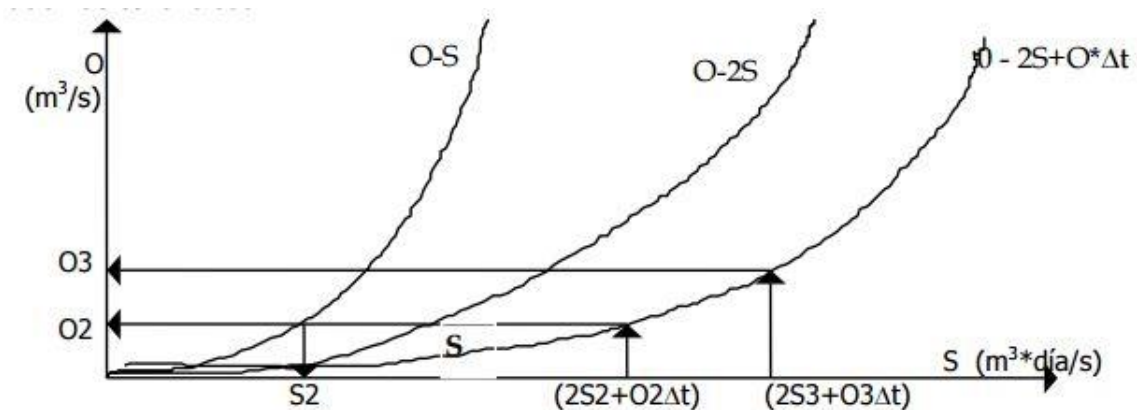


Ilustración 13. Distintos tipos de gráficas indicando distintos métodos de Puls

La ecuación de continuidad planteada y ordenada para el 1º paso es la siguiente:

$$(I1 + I2 - O1) * \Delta t + 2 S1 = 2 S2 + O2 * \Delta t$$

Ecuación 2. Ecuación de Continuidad ordenada

Siendo conocido $I1$, $I2$ y $O1$, se entra en la curva $O - S$ para hallar $S1$ (almacenamiento inicial) y se desarrolla el 1º miembro de la ecuación. Así se conoce el valor del 2º miembro ($S2 + 2 * \Delta t$), con el cual se ingresa por la escala de abscisas para determinar el $O2$ o segunda ordenada del hidrograma de salida del embalse y operando nuevamente con la curva $O - S$ conocemos $S2$. Se puede entonces plantear la ecuación para el intervalo siguiente:

$$(I_2 + I_3 - O_2) * \Delta t + 2 S_2 = 2 S_3 + O_3 * \Delta t$$

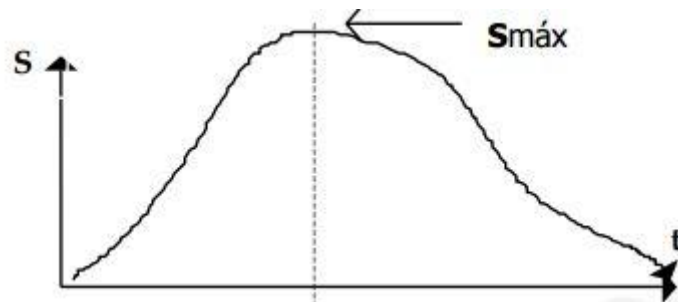
Ecuación 3. Ecuación de Continuidad ordenada para otro intervalo

Y así sucesivamente se van desarrollando las ecuaciones para cada intervalo hasta confeccionar el hidrograma de salida del embalse.

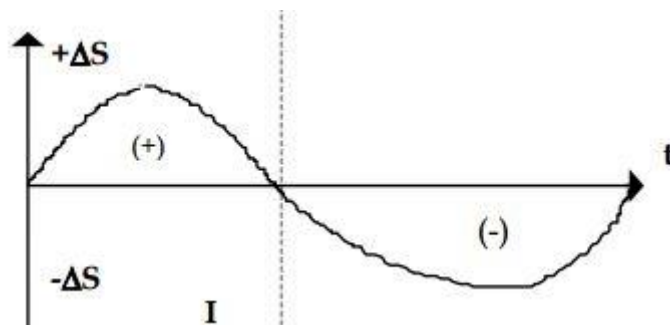
El método de Puls trabaja gráficamente con las curvas en forma directa, basándose en la anterior ecuación.

El proceso de propagación de embalses, el pico del hidrograma de salida debe coincidir con la curva de recesión del hidrograma de entrada, debido al siguiente razonamiento:

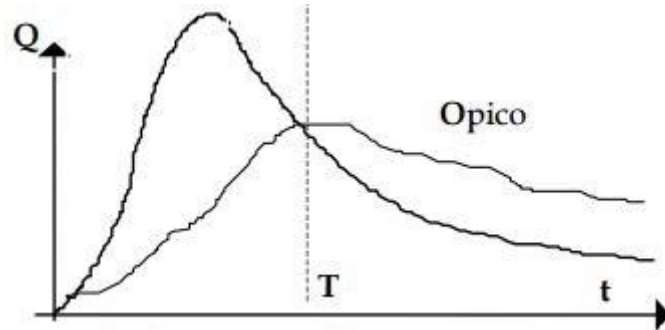
- El embalse con vertedero fijo al llegar el caudal pico significa alcanzar el máximo volumen de almacenamiento:



- Alcanzar el máximo volumen de almacenamiento significa que a partir de ese instante comienza a decrecer el S, por lo que los ΔS pasan a ser negativos:



- Para que las ΔS sean negativos los caudales de salida deben superar a los de entrada y es en ese punto del tiempo en el que se verifica la superposición:



O sea, que para un mismo tiempo t se dan el $S_{m\acute{a}x}$, $\Delta S = 0$ y Opico coincide con la rama descendente del hidrograma de salida.

Para graficar las 3 curvas anteriores es conveniente confeccionar la siguiente tabla (la siguiente tabla se puede modificar dependiendo de los datos que tengamos y de las condiciones que queramos introducir en nuestro sistema):

1		2		3		4		5		6	
t		I		$2S + O * \Delta t$		O		S		ΔS	
(días)	(hs)	(m^3/s)		$(m^3/s * día)$		(m^3/seg)		$(m^3/s * día)$		$(m^3/s * día)$	
d	h	I_1				O_1		S_1			
	h	I_2		$2S_2 + O_2 . \Delta t$		O_2		S_2		$\Delta S = S_2 - S_1$	

Tabla 9. Ejemplo de cómo introducir nuestra tabla en nuestra hoja Excel para calcular la laminación

Las columnas 1 y 2 son datos. La columna 3 se calcula con la ecuación de continuidad separando los datos de las incógnitas. Las columnas 4 y 5 se obtienen del gráfico de Puls, entrando con los valores de la columna 3 en abscisas. Por último, los valores de ΔS_i son las diferencias entre sucesivos S_i .

4.5 CÁLCULOS DESARROLLADOS

Para el desarrollo de nuestros resultados, estudiaremos las distintas situaciones que se describen en nuestro apartado 1.3.4 de este TFE.

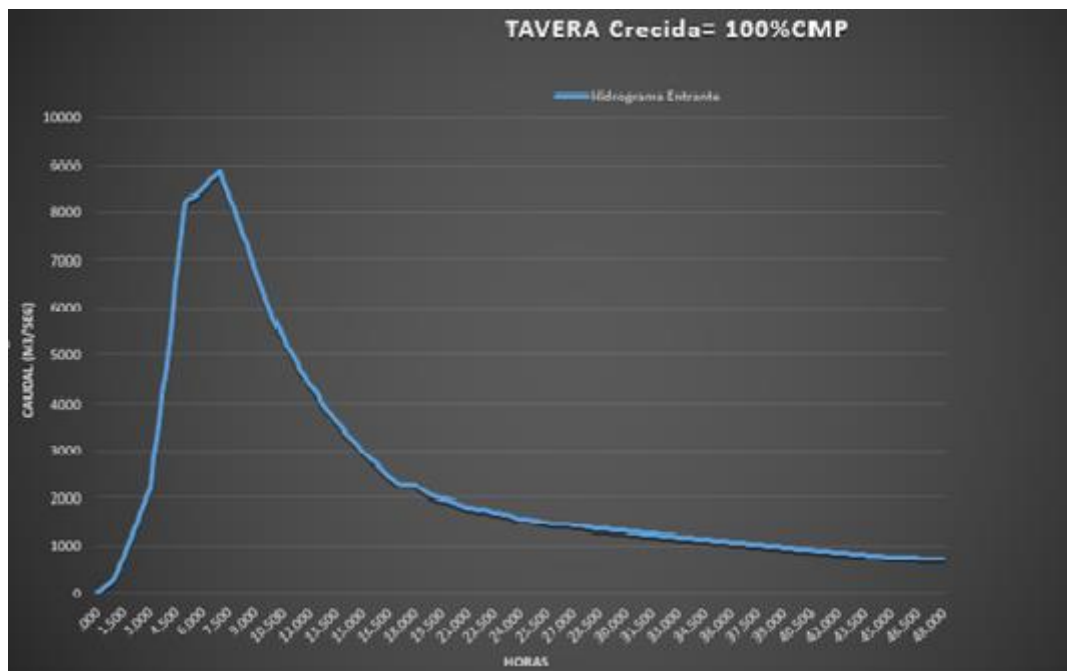
4.5.1 DATOS DE ENTRADA

A continuación, se muestran los cálculos desarrollados para estudiar la seguridad hidrológica de nuestra presa de estudio. Lo que estamos estudiando es, con distintos tipos de avenidas, asociado a períodos de retorno (AP = 1.000 años; AE = 10.000 años), cuando tendremos un sobrevertido, en el caso de que lo tengamos.

En nuestro caso, hemos realizado una hoja Excel, donde resolvemos la laminación de nuestra presa de estudio.

Para ello, hemos tomado como método a seguir el método de Puls, explicado en el apartado anterior.

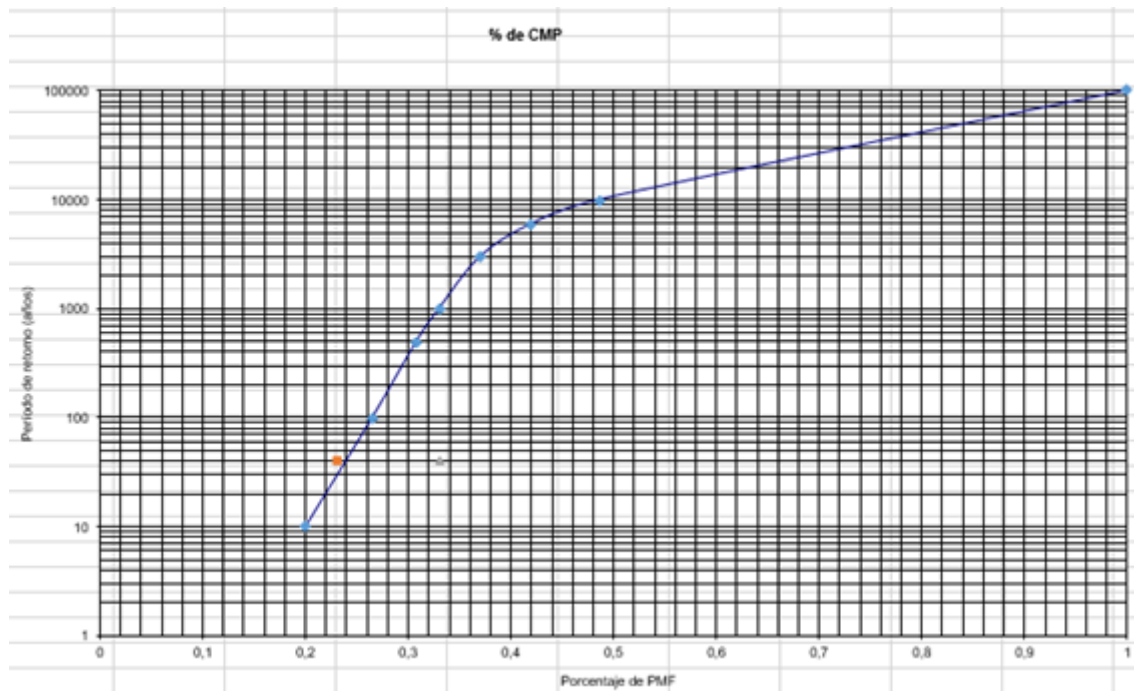
Para comenzar la laminación hemos recurrido a la gráfica siguiente:



Gráfica 1. Hidrograma de entrada de la presa de estudio

Cuya gráfica representa el caudal de entrada a nuestra presa durante 48 horas. Con esta gráfica es con la que empezamos a trabajar en nuestra hoja Excel y partir de la cual, saldrán todos los resultados siguientes.

Para comprobar si habrá sobrevertido en nuestra presa de materiales sueltos, que es nuestro mayor problema, hacemos uso de la siguiente gráfica:



Gráfica 2. Relación en los periodos de retorno en función del % PMF

En esta gráfica se muestra una forma aproximada de cómo estimar las avenidas para cada periodo de retorno cómo % de la CMP o Crecida Máxima Probable, cuya crecida, según la guía técnica N°2, se define como la crecida que puede esperarse por las más importantes combinaciones de condiciones críticas meteorológicas e hidrológicas que son razonablemente posibles en la cuenca de drenaje bajo estudio.

4.5.2 SITUACIÓN NORMAL

Una vez introducidos el hidrograma de entrada, el % de PMF en nuestra hoja de Laminación, así como un PR = 100 años, comenzamos con los cálculos pertinentes.

En primer lugar, hemos considerado oportuno considerar un periodo de retorno de 100 años, ya que es un periodo de retorno bajo en función de cómo se piensa aprovechar esta presa. A partir de los resultados obtenidos con este

período de retorno nos veremos obligados a parar de calcular porque ha habido sobrevertido o a seguir aumentando dicho periodo.

Con el hidrograma de entrada y un coeficiente de uniformidad necesario para poder hallar el hidrograma de salida comenzamos nuestros cálculos.

Con todos los datos anteriormente citados, formamos nuestra tabla:

Hora	Coeficiente	Crecidas			Nivel inicial Embalse	Caudales			Descarg. Total	Var. Vol. Embalse	Vol. Embalse	Niv. Final Embalse
		Hidr. Entrante	Aporte	Qtotal		Qsal, teórico	Qentrada	Qsal, real				
	Unidimensional	m3/seg	m3/seg	m3/seg	m	m3/seg	m3/seg	m3/seg	m3/seg	1000000 m3	Hm3	Hm3
												320
0,00	0,003	26,60	0	26,604	320	1069,68	26,60	26,60	26,60	0,00	96,08	320,01
0,25	0,010	90,90	0	90,897	320,01	1072,79	90,90	90,90	90,90	0,00	96,08	320,01
0,50	0,018	155,19	0	155,19	320,01	1072,79	155,19	155,19	155,19	0,00	96,08	320,01
0,75	0,025	219,48	0	219,483	320,01	1072,79	219,48	219,48	219,48	0,00	96,08	320,01
1,00	0,032	283,78	0	283,776	320,01	1072,79	283,78	283,78	283,78	0,00	96,08	320,01
1,25	0,058	512,13	0	512,127	320,01	1072,79	512,13	512,13	512,13	0,00	96,08	320,01
1,50	0,084	740,48	0	740,478	320,01	1072,79	740,48	740,48	740,48	0,00	96,08	320,01
1,75	0,109	968,83	0	968,829	320,01	1072,79	968,83	968,83	968,83	0,00	96,08	320,01
2,00	0,135	1197,18	0	1197,18	320,01	1072,79	1197,18	1072,79	1072,79	0,11	96,19	320,03
2,25	0,163	1447,70	0	1447,701	320,03	1081,19	1447,70	1081,19	1081,19	0,33	96,52	320,10
2,50	0,192	1698,22	0	1698,222	320,10	1106,04	1698,22	1106,04	1106,04	0,53	97,05	320,21
2,75	0,220	1948,74	0	1948,743	320,21	1146,48	1948,74	1146,48	1146,48	0,72	97,78	320,36
3,00	0,248	2199,26	0	2199,264	320,36	1201,85	2199,26	1201,85	1201,85	0,90	98,67	320,55
3,25	0,321	2842,19	0	2842,194	320,55	1271,58	2842,19	1271,58	1271,58	1,41	100,09	320,84
3,50	0,393	3485,12	0	3485,124	320,84	1383,30	3485,12	1383,30	1383,30	1,89	101,98	321,23
3,75	0,466	4128,05	0	4128,054	321,23	1536,27	4128,05	1536,27	1536,27	2,33	104,31	321,70
4,00	0,538	4770,98	0	4770,984	321,70	1729,93	4770,98	1729,93	1729,93	2,74	107,05	322,25
4,25	0,635	5633,40	0	5633,397	322,25	1963,63	5633,40	1963,63	1963,63	3,30	110,35	322,90
4,50	0,733	6495,81	0	6495,81	322,90	2254,01	6495,81	2254,01	2254,01	3,82	114,17	323,63
4,75	0,830	7358,22	0	7358,223	323,63	2599,77	7358,22	2599,77	2599,77	4,28	118,45	324,45
5,00	0,927	8220,64	0	8220,636	324,45	2998,98	8220,64	2998,98	2998,98	4,70	123,15	325,32
5,25	0,935	8287,15	0	8287,146	325,32	3449,03	8287,15	3449,03	3449,03	4,35	127,51	326,12
5,50	0,942	8353,66	0	8353,656	326,12	3875,75	8353,66	3875,75	3875,75	4,03	131,54	326,84
5,75	0,950	8420,17	0	8420,166	326,84	4278,01	8420,17	4278,01	4278,01	3,73	135,26	327,50
6,00	0,957	8486,68	0	8486,676	327,50	4655,67	8486,68	4655,67	4655,67	3,45	138,71	328,10

Tabla 10. Tabla Excel realizada para calcular el hidrograma de salida, así como el nivel de embalse

Esta tabla sigue el mismo proceso de cálculo hasta 48 horas.

Para el cálculo de esta tabla hemos realizado diferentes cálculos, el primero de ellos ha sido hallar el Cauda de Salida Teórico, tal y como nuestro a continuación:

- Si nuestro Nivel Máximo Normal (320 m) es menor que la cota de la cresta (315,5 m) entonces dicho caudal de salida será 0.
- Si nuestro Nivel Máximo Normal (320 m) es mayor que la cota de la cresta (315,5) entonces se aplicará la siguiente ecuación:

$$Q_{sal, teo} = \text{Coef. Descarga} * \text{Long. Cresta} * (\text{Nivel inicial Embalse} - \text{Long. Cresta})^{1,5}$$

Una vez obtenido el caudal de salida teórico para cada hora de nuestro estudio, hallamos que caudal de salida real, para este caudal, introduciremos en nuestro Excel las siguientes condiciones:

- Si nuestro caudal de entrada es menor que el caudal de salida teórico y si el Nivel Final del Embalse es menor que nuestro Nivel Máximo de Embalse (325 m) entonces el caudal de salida real será igual al caudal de entrada.
- Si nuestro caudal de entrada es menor que el caudal de salida teórico y si el Nivel Final del Embalse es mayor que nuestro Nivel Máximo de Embalse (325 m) entonces el caudal de salida real será igual al caudal de salida teórico.
- Si nuestro caudal de entrada es mayor que el caudal de salida teórico entonces el caudal de salida real será igual que el caudal de salida teórico.

Estas condiciones se han realizado para que la presa siempre suelte menos o igual a la capacidad que pueda, es decir, gracias a esta condición se evitan rebases en el embalse, como en la propia presa, de ese modo, la presa nunca podrá soltar más capacidad de la que se pueda en ese momento.

En la Tabla.2 se puede observar un círculo de color rojo, dicho círculo muestra el cambio de condición, anteriormente explicadas, para de soltar el caudal de entrada a soltar el caudal de salida teórico, como esos puntos hay más, tal y como se mostrará en la gráfica que pondremos a continuación.

Con esta tabla y estas condiciones se obtienen los siguientes resultados numéricos:

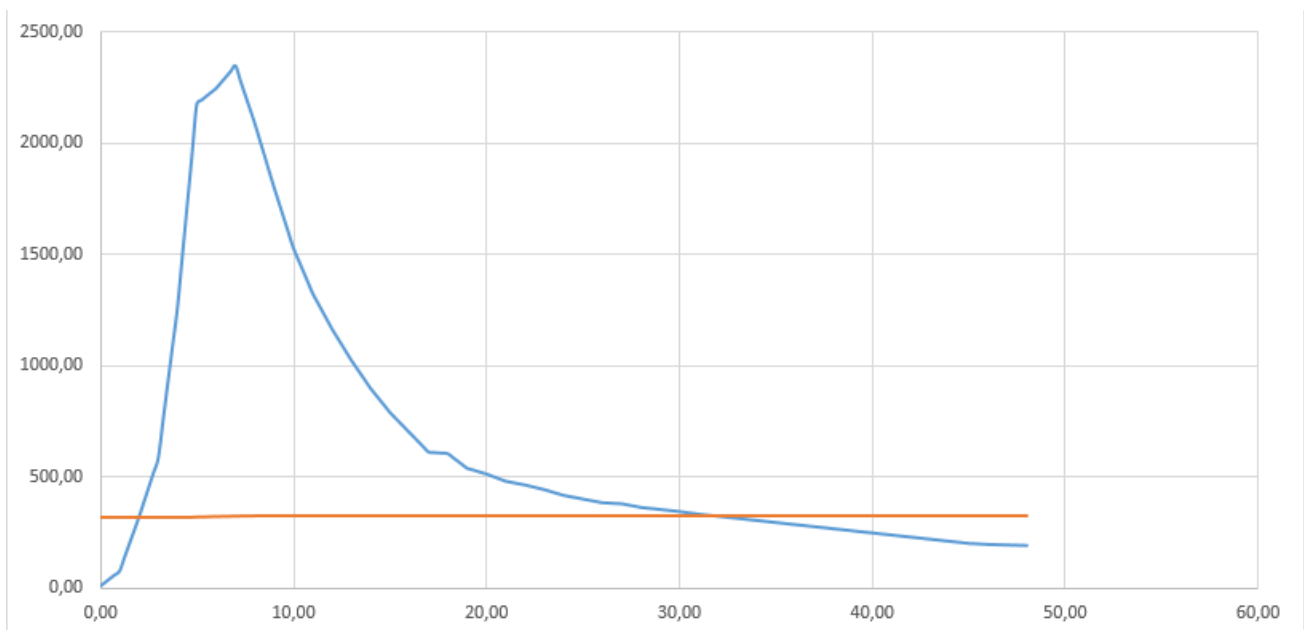
Cierre:		Dis. De Descarga:		Crecida:		
C. de Corona=	332,5 m	Vert. 1	Cota Cresta=	315,5 m	CMP	8868 m3/seg
L. de Corona =	320 m		Long. Cresta=	55,2 m	% de CMP	27
L. de Corona =	320 m		Coef. Descarg	2,03 m	Coefficiene CM	0,265
	(sin vertedero)	Canal	Cota Solera=	311 m	Cca Total	785 km2
			Long. Canal=	697 m	Cca Regul	0 km2
			Ancho Canal=	8 m	Cca Interm	785 km2
Embalse:					Q max cca	2350 m3/seg
Nivel inicial =	320 m				Q max diseño	2350,02 m3/seg
Nivel máximo	322,04 m				Q mx ent	2350 m3/seg
Alt. Sobrepas	-10,46 m				Descargas máximas:	
					Q verted	1875 m3/seg
					Q canal	m3/seg
					Q fl way	m3/seg
Vol. Emb. Inic	96,08 Hm3				Q desb.	m3/seg
Vol. Emb. Máx	106,03 Hm3				Q TOTAL	1875 m3/seg

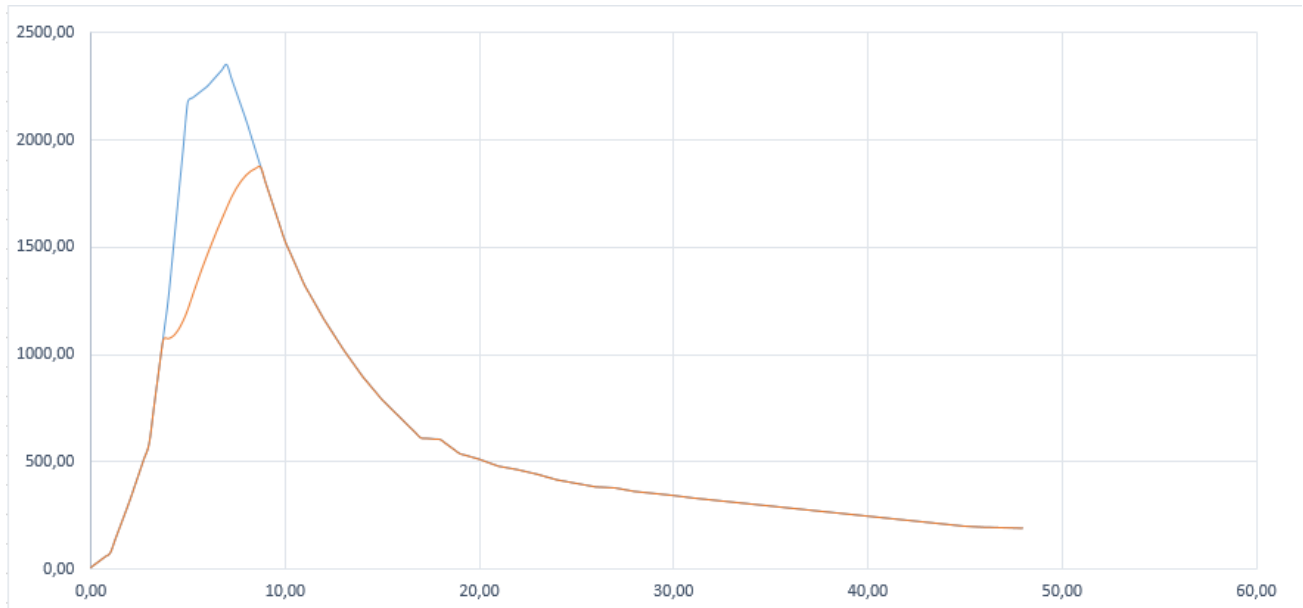
Tabla 11. Tabla de resultados con un PR = 100 años

En este cuadro de resultados podemos observar datos importantes como, por ejemplo:

- Para un periodo de retorno de 100 años observamos que el caudal máximo de entrada es de 2350 m³/seg y que la descarga máxima de vertedero es de 1875 m³/seg.
- Como podemos observar, el Nivel Máximo para un periodo de retorno de 100 años es de 322,04 metros, por lo tanto, el Sobre-paso es de -10,46 metros, es decir, podemos afirmar que para un periodo de retorno de 100 años no se produce sobrevertido ya que **322,04 m < 332,5 m**.
- Otros datos que podemos destacar es el Volumen de Embalse Inicial, que es de 96,08 Hm³ y el Volumen Máximo del Embalse es de 157,64 Hm³.

Estos mismos datos se pueden ver reflejados en las siguientes gráficas:





Gráfica 4. Gráfica donde se refleja el hidrograma de entrada con respecto al nivel de embalse

Con esta gráfica podemos observar que la condición, anteriormente propuesta, se cumple correctamente. Como vemos, el caudal de salida real sigue la misma distribución que el caudal de entrada hasta el punto en el que a la presa le entra más capacidad de la que puede soltar, es en ese momento cuando, como podemos observar, tal y como muestra la gráfica, que el nivel del embalse aumenta ligeramente. Será donde se corta de nuevo la gráfica.3 el momento en el que el nivel del embalse se mantiene constante, ya que a la presa le viene menos capacidad de la que puede soltar, de ese modo, la presa soltará el caudal de entrada.

En la gráfica 4 podemos observar como el nivel del embalse no aumenta de 325 metros, esto se debe a que en unas de las condiciones anteriores no dejamos que sea de 325 metros, ya que 325 es el límite. Entonces podemos entender que cuando mida 325 metros, se puede estar produciendo un sobrevertido.

4.5.3 SITUACIÓN ACCIDENTAL

4.5.3.1 AVENIDA DE PROYECTO

Si tenemos que el periodo de retorno es de 1000 años, entonces tenemos que:

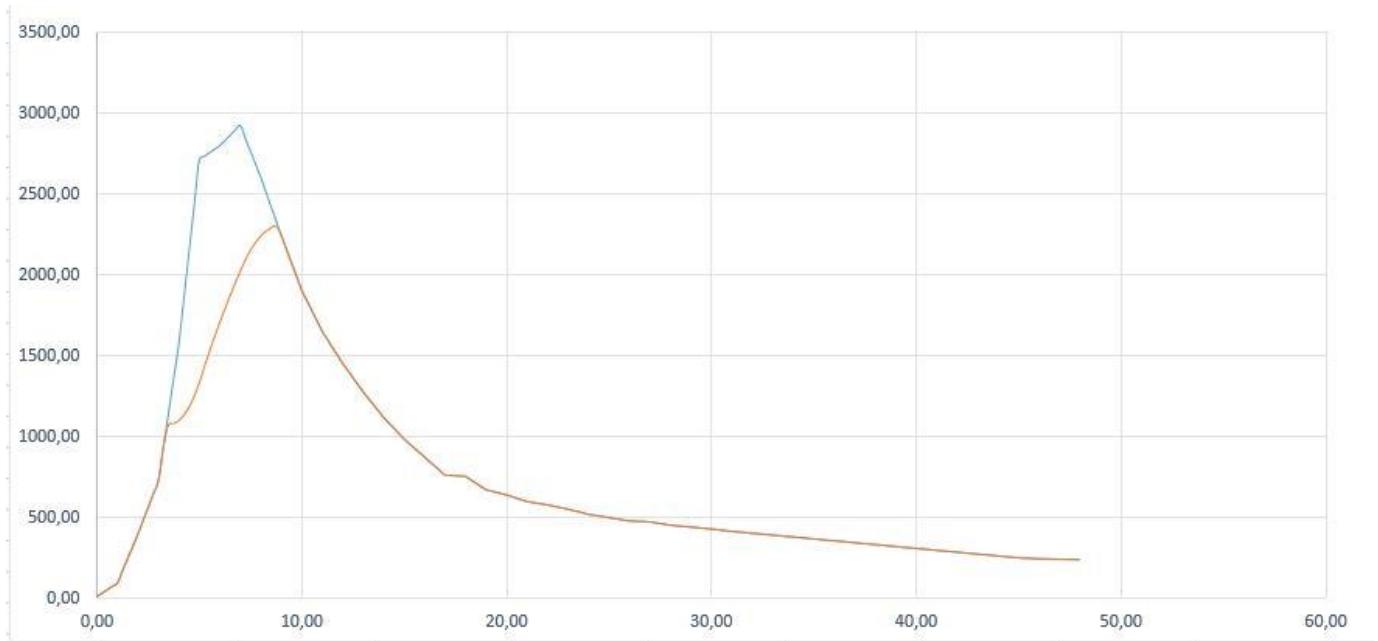
Cierre:		Dis. De Descarga:		Crecida:		
C. de Corona=	332,5 m	Vert. 1	Cota Cresta=	315,5 m	CMP	8868 m ³ /seg
L. de Corona =	320 m		Long. Cresta=	55,2 m	% de CMP	33 Coeficiene CN 0,265
L. de Corona =	320 m		Coef. Descarg	2,03 m	Cca Total	785 km ²
	(sin vertedero)	Canal	Cota Solera=	311 m	Cca Regul	0 km ²
			Long. Canal=	697 m	Cca Inter	785 km ²
			Ancho Canal=	8 m	Q max cca	2926 m ³ /seg
Embalse:					Q max diseño	2350,02 m ³ /seg
Nivel inicial =	320 m				Q mx ent	2926 m ³ /seg
Nivel máximo	323,00 m				Descargas máximas:	
Alt. Sobrepas	-9,50 m				Q verted	2301 m ³ /seg
					Q canal	m ³ /seg
Vol. Emb. Inic	96,08 Hm ³				Q fl way	m ³ /seg
Vol. Emb. Máx	110,88 Hm ³				Q desb.	m ³ /seg
					Q TOTAL	2298 m ³ /seg

Tabla 12. Tabla de resultados con un PR = 1000 años

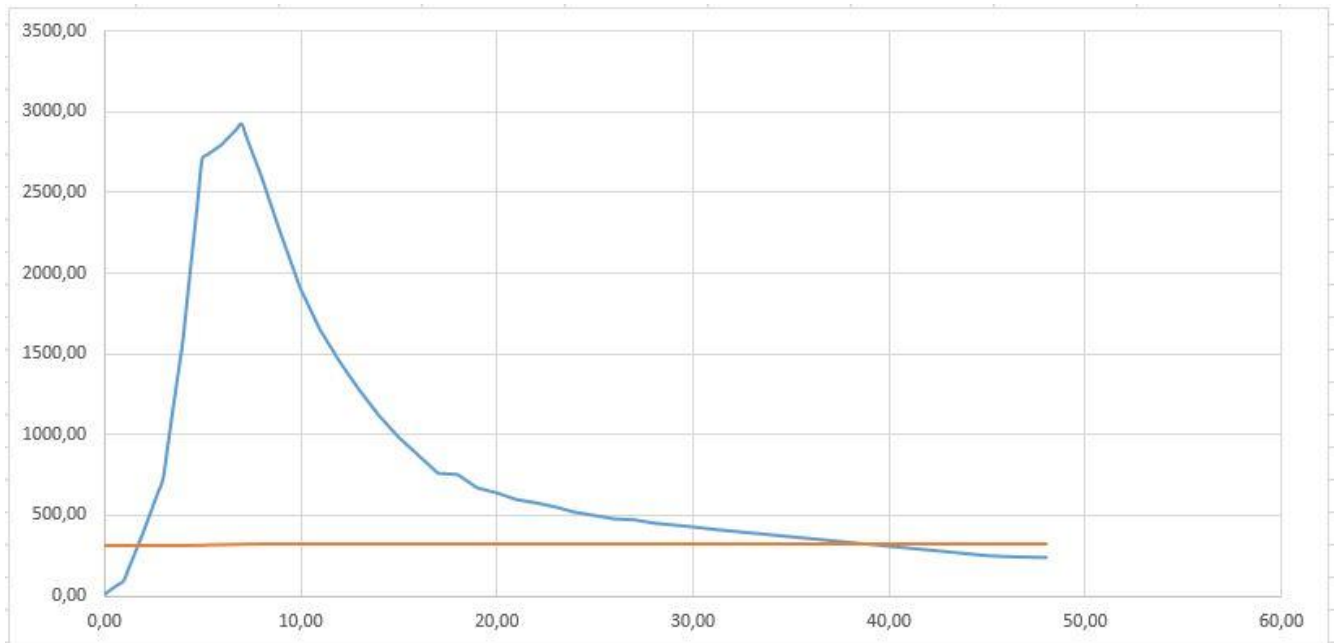
Si el periodo de retorno es de 1000 años podemos observar algunas diferencias con respecto el de 100 años.

- En primer lugar, para un periodo de retorno podemos observar que seguimos sin tener sobrevertido, por lo que podemos afirmar que el resguardo funciona correctamente, en este caso, se queda a -9,50 m del resguardo. Aunque ese dato se termina de contrastar cuando nos fijamos en el Volumen del Embalse Máximo, que es de 118,88 Hm³ respecto a los 96,08 Hm³ de Volumen Inicial que presentaba el embalse.
- Otra diferencia a marcar es el caudal máximo de entrada, que es de 2926 m³/seg y la descarga máxima es de 2301 m³/seg. Entonces claro, como nos sigue entrando menos cantidad de agua de la que podemos tener, seguimos sin que se produzca sobrevertido, que, recordamos, que es nuestro objetivo principal.

Vamos a ver los resultados de una forma más detenida y más detallada a partir de las gráficas:



Gráfica 5. Gráfica donde se relaciona el hidrograma de entrada y el hidrograma de salida para un PR = 1000 años



Gráfica 6. Nivel de Embalse Máximo respecto al Hidrograma de entrada para un PR = 1000 años

En la gráfica.5 podemos observar como el hidrograma de salida coincide al principio con algunos puntos del hidrograma de entrada, lo cual se puede entender como que seguimos teniendo mayor capacidad para soltar agua de la que nos está entrando en el embalse, no obstante, seguimos sin tener sobrevertido y nuestra presa de estudio sigue funcionando perfectamente para una avenida de periodo de retorno de 1000 años.

4.5.3.2 $A4 = N2 + OLEAJE DE PROYECTO$

En este apartado estamos calculando si, teniendo una altura de ola de proyecto, sobrepasará nuestro resguardo o no.

Para ello, vamos a definir qué es el resguardo, que en nuestro caso es la diferencia entre el mínimo nivel de coronación de la presa y el nivel máximo de embalse.

A la hora de fijarlo tendremos que tener en cuenta que el agua no vierta por coronación, o admitiendo una pequeña cantidad de vertido que no dañe la presa.

El resguardo debe ser, al menos, una vez y media la máxima ola producida por el viento. La altura de ola con la fórmula de Stevenson es la siguiente:

$$a = 0,76 + 0,34\sqrt{F} - 0,24\sqrt{F}$$

Donde F es el fetch efectivo del embalse (en Km), es decir, la distancia máxima en recta desde la presa a la orilla más lejana. Para calcular el fetch, tendremos que hallar la distancia desde la coronación de la presa hasta el punto más alejado del embalse, para ello, introduciremos la ubicación donde se encuentra nuestra presa de estudio y calcularemos con una línea perpendicular a ésta, la orilla más alejada del embalse, tal y como se muestra en la siguiente imagen:



Ilustración 15. Cálculo de distancia para calcular el fetch por viento. Fuente. Google Maps

Una vez marcada la distancia que queremos medir, fijándonos en la escala a la que nos encontramos, podemos averiguar que la distancia marcada por la línea roja es $d = 0,972$ Km.

Una vez calculado el Fetch producido por el viento en nuestro embalse, procedemos a calcular la altura de ola mediante la fórmula de Stevenson, anteriormente descrita, cuyo resultado nos ofrece una altura de:

OLEAJE	
Fórmula Stevenson =	0,87 m
Fetch =	0,972 Km

Por lo tanto, nuestra altura máxima provocada por la aparición de oleaje por viento en nuestro embalse es de:

$$H \text{ total} = a + \text{Nivel Máximo Embalse} = 0,87 + 322,04 = 322,99 \text{ m}$$

Como podemos observar, la altura provocada por el oleaje sigue siendo menor que nuestra altura de coronación, es decir:

$$H \text{ total oleaje} = 322,99 \text{ m} < H \text{ coronación} = 332,5 \text{ m}$$

Por lo tanto, podemos asegurar que no se produce sobrevertido en nuestra presa de estudio, ya que la altura total de la ola no supera nuestro nivel de coronación.

4.5.4 SITUACIÓN EXTREMA

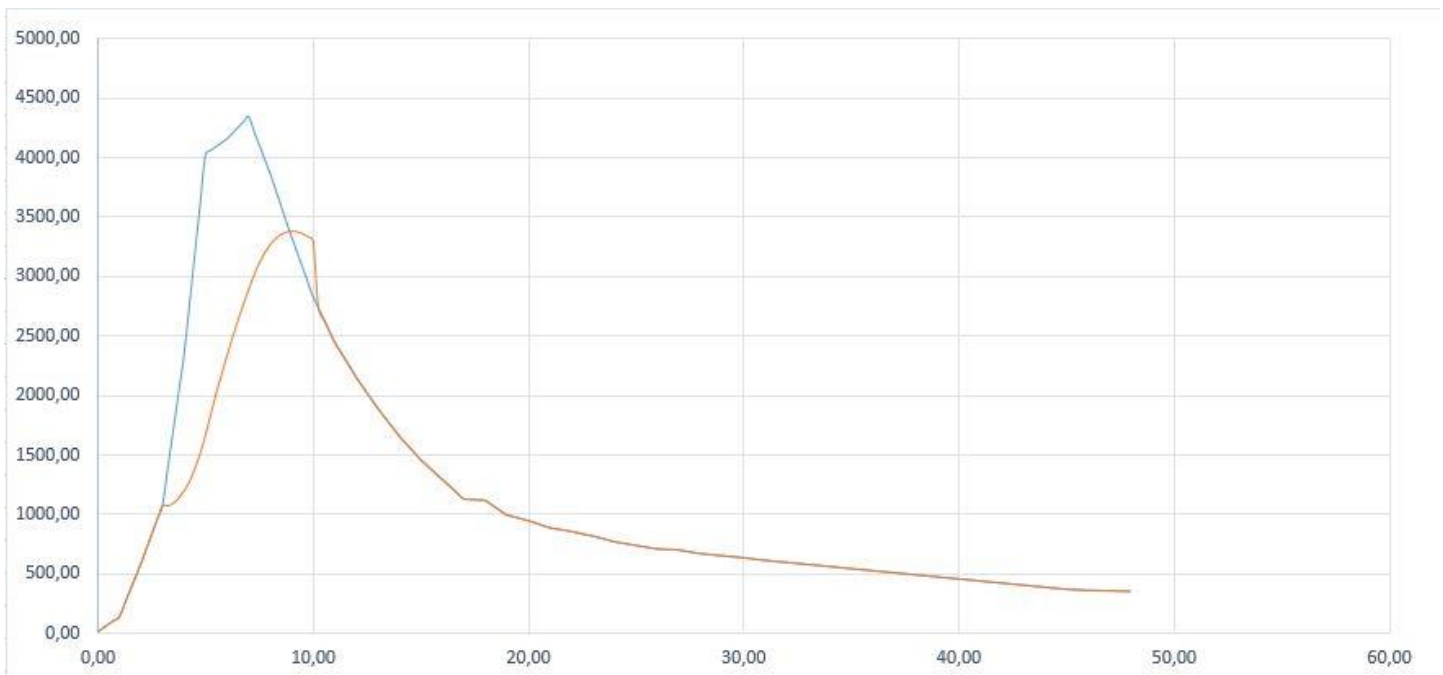
Ahora calcularemos los mismos valores, pero con periodo de retorno de 10000 años, ya que tenemos curiosidad de saber qué es lo que ocurre con este periodo de retorno, ya que es el periodo de retorno que conlleva una avenida extrema, de esta forma, sabremos si nuestra presa de estudio podrá soportar este tipo de avenida. Si puede sostener esta avenida, nuestra presa funciona correctamente y no tenemos ningún tipos e problema. Por el contrario, si no puede soportarla tendremos que modificar algunos de os parámetros iniciales, ya que el objetivo es que cumpla la avenida extrema para no tener problemas de seguridad y, por consiguiente, de derrumbamiento.

A continuación, se muestra el cuadro de resultados:

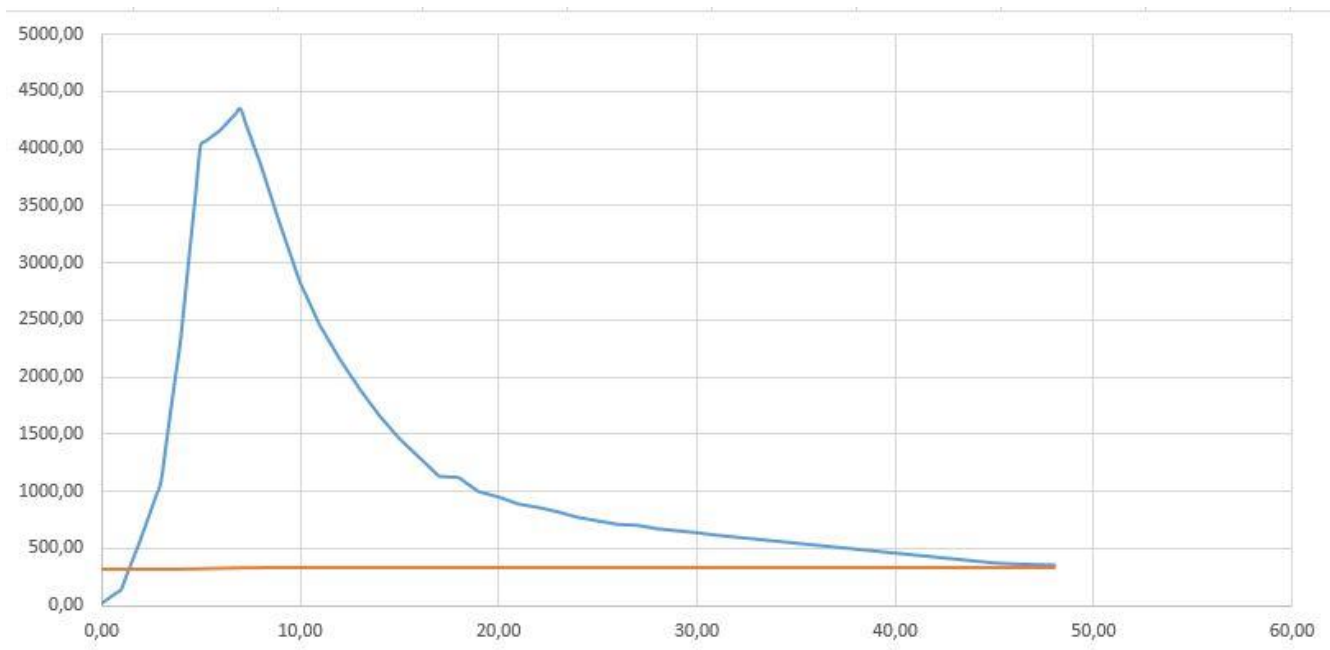
Cierre:		Dis. De Descarga:		Crecida:		
C. de Corona=	332,5 m	Vert. 1	Cota Cresta=	315,5 m	CMP	8868 m3/seg
L. de Corona =	320 m		Long. Cresta=	55,2 m	% de CMP	49
L. de Corona =	320 m		Coef. Descarg	2,03 m	Coeficiene CM	0,265
	(sin vertedero)	Canal	Cota Solera=	311 m	Cca Total	785 km2
			Long. Canal=	697 m	Cca Regul	0 km2
			Ancho Canal=	8 m	Cca Interm	785 km2
Embalse:					Q max cca	4345 m3/seg
Nivel inicial =	320 m				Q max diseño	2350,02 m3/seg
Nivel máximo	325,20 m				Q mx ent	4345 m3/seg
Alt. Sobrepas	-7,30 m				Descargas máximas:	
					Q verted	3388 m3/seg
					Q canal	m3/seg
Vol. Emb. Inic	96,08 Hm3				Q fl way	m3/seg
Vol. Emb. Máx	122,52 Hm3				Q desb.	m3/seg
					Q TOTAL	3388 m3/seg

Tabla 13. Tabla de resultados con un PR = 500 años

También vamos a observar las gráficas, que es donde podemos encontrar los máximos detalles:



Gráfica 7. Gráfica donde se muestra el hidrograma de salida frente al de salida con PR = 10000 años



Gráfica 8. Gráfica donde se muestra el Nivel de Embalse Máximo frente al Hidrograma de entrada para n un PR = 10000 años

Como observamos, tanto en el cuadro como en las gráficas:

- El caudal de entrada máximo es de 4345 m³/seg y la descarga máxima, en este caso, es de 3388 m³/seg. Unos números bastante buenos porque nos sigue entrando una cantidad de agua favorable para que nuestra presa trabaje a un rendimiento alto, pero no extremo.
- En este caso, tampoco tenemos sobrevertido debido a que nuestro nos quedamos a 7 m del resguardo de nuestra presa, no obstante, es un dato muy bueno para saber que nuestra presa funciona correctamente.

También, en las gráficas, tanto en la 7 como en la 8, se puede observar más detalladamente que no se produce sobrevertido, por lo tanto, podemos asegurar que nuestra presa trabajará correctamente para cualquier avenida que se contemple, lo cual, es un dato bastante bueno el obtenido en nuestra hoja Excel, donde hemos realizado todas las comprobaciones que se muestran en los apartados anteriores con respecto a la seguridad hidrológica.

En este apartado, lo único que cambiaremos será el periodo de retorno, ya que la altura de ola será igual, ya que el fetch es el mismo para ambos casos.

Entonces tenemos que nuestra altura total debido al oleaje es la siguiente:

$$H \text{ total oleaje} = 325,20 + 0,87 = \mathbf{326,07 \text{ m}}$$

Por lo tanto, volvemos a tener que no se produce sobrevertido debido a que nuestra altura total de ola es menor que nuestra altura de coronación, tal y como se muestra a continuación:

$$H \text{ total oleaje} = \mathbf{326,07 \text{ m}} < H \text{ coronación} = \mathbf{332,5 \text{ m}}$$

4.6 CONCLUSIONES

En cuanto a las conclusiones que podemos obtener con respecto a la seguridad hidrológica de nuestra presa de estudio son las siguientes:

- En cuanto a la laminación, como podemos observar en nuestros resultados, no se aprecia sobrevertido alguno, esto se debe a que, ya nos venga una avenida normal o extrema, el nivel máximo de embalse siempre es inferior a nivel de coronación.
- Debido a la altura total que se produce en nuestro embalse debido al oleaje, como hemos visto, tampoco se produce sobrevertido de agua por coronación.

Por lo tanto, en cuanto a laminación se refiere, nuestra presa trabaja correctamente ya que no presenta sobrevertido en ninguno de los casos, manteniendo siempre el nivel máximo de embalse por debajo del nivel de coronación.

5. SEGURIDAD ESTRUCTURAL

5.1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL. DEFINICIÓN.

Para este apartado hemos utilizado la Guía Técnica N°2, la cual da unos apartados para la resolución de la seguridad estructural de una presa de materiales sueltos, con el fin de quedarnos siempre por el lado de la seguridad.

La seguridad estructural se define, según esta Guía, como la caracterización de la respuesta de la presa, ante la acción de todas aquellas sollicitaciones previsible, individualmente o en combinación según sea el caso, así como la interacción con sus cimientos y estribos.

Esta caracterización debe comenzar por la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales con los que fue construida la presa y los que se hallan en su cimentación y estribos. Nótese que esta parte del análisis es sensible al tipo de presa en estudio, sea esta una presa de fábrica o de materiales sueltos, y no se debe dejar a un lado el hecho que la distribución de las propiedades mecánicas de los materiales en el cuerpo de la presa no es en ningún caso homogénea, en consecuencia, se han de formular hipótesis para construir modelos que reproduzcan tan fielmente como sea posible esta distribución. Por otra parte, las características geomecánicas que se han de atribuir a los cimientos y estribos, provendrán de campañas de sondeos y estudios geotécnicos.

Seguidamente se debe realizar un estudio de las características de las sollicitaciones que pueden ejercer acción sobre la presa. A este respecto puede mencionarse de manera general que dichas sollicitaciones pueden clasificarse en: Normales, aquellas que corresponden al peso propio y empujes hidrostáticos propios de las condiciones regulares de operación; Accidentales, aquellas sollicitaciones de breve duración pero alto impacto como subidas o descensos bruscos de nivel del embalse, sismos o cambios bruscos en las presiones intersticiales; y Extremas, aquellas que se presentan en situaciones de crecientes extremas durante las cuales se alcanzan los niveles máximos probables, mal fun-

cionamiento de las estructuras de desagüe o disminución brusca de las capacidades resistentes de los materiales. Cada escenario de solicitación o combinación de ellos estará asociado a una probabilidad de ocurrencia.

La superposición de las solicitaciones con las capacidades resistentes de la presa y sus cimientos, constituyen el análisis estructural propiamente dicho, en este punto es necesario tomar en consideración que el modelo constitutivo de la presa debe ser el adecuado para obtener resultados más representativos de la realidad. En este sentido existen diferentes métodos y enfoques de análisis pudiéndose distinguir dos tendencias fundamentales, los Modelos Deterministas y los Estadísticos.

5.2 ELECCIÓN DEL SOFTWARE

Para resolver todo lo asociado con estabilidad de taludes hemos decidido utilizar el Software: GEOSTUDIO en su versión 2012.

- ¿Por qué hemos elegido este software en lugar de cualquier otro?

Pues bien, hemos elegido este programa porque, actualmente, es uno de los más extendidos debido a su fácil manejo como a sus resultados tan semejantes a los obtenidos en la realidad, es decir, es uno de los programas que más se asemeja con la realidad.

Además, este programa tiene las siguientes características:

1. Métodos de cálculo:

El programa permite realizar los cálculos de estabilidad a través de una gran variedad de métodos:

- ✓ Ordinario (Fellenius).
- ✓ Bishop simplificado.
- ✓ Janbu simplificado.
- ✓ Spencer.
- ✓ Morgentern-Price.
- ✓ Cuerpo de Ingenieros Americanos (I y II).
- ✓ Lowe-Karafiath.

- ✓ Sarma
- ✓ Método de equilibrio límite generalizado (GLE).
- ✓ Método de los elementos finitos.

2. Geometría y estratigrafía:

La introducción de los condicionantes geométricos son muy versátiles y se adaptan prácticamente a cualquier geometría:

- ✓ Geometría adaptable a cualquier contorno estratigráfico mediante herramientas gráficas a través de la definición de regiones.
- ✓ Definición de grietas de tracción.
- ✓ Parcialmente sumergidos.

3. Superficie de deslizamiento:

Dispone de distintos sistemas de modelización de las superficies de rotura:

- ✓ Malla de centros y límites de radios.
- ✓ Superficies de rotura poligonales, con o sin centro.
- ✓ Por bloques.
- ✓ Zonas de entrada y salida acotando los posibles círculos de rotura.
- ✓ Búsqueda automática de superficies de rotura.
- ✓ Optimización de búsqueda de superficies de rotura.
- ✓ Posicionamiento automático de grietas de tracción.

4. Presión hidrostática:

Se puede modelizar las acciones del agua en el terreno a través de los siguientes sistemas:

- ✓ Coeficiente de presión de agua, R_u .
- ✓ Superficie piezométrica.
- ✓ Presión hidrostática para cada punto.
- ✓ Contornos de presiones hidrostáticas.

5. Propiedades de los suelos:

Con objeto de modelizar el comportamiento de los suelos el programa dispone de varios modelos de comportamiento.

- ✓ Tensiones totales y efectivas.
- ✓ Resistencia al corte sin drenaje,
- ✓ Resistencia al corte cero.
- ✓ Materiales impenetrables (lechos rocosos).
- ✓ Criterios de rotura bilineales.
- ✓ Incrementos de la cohesión con la profundidad.
- ✓ Resistencia al corte anisotrópica.
- ✓ Criterios de rotura específicos.
- ✓ Modelo de Hoek y Brown para taludes rocosos

6. Tipos de cargas:

- ✓ Cargas superficiales.
- ✓ Cargas lineales.
- ✓ Cargas sísmicas.
- ✓ Anclajes y bulones (activos y pasivos).
- ✓ Suelo reforzado.

→ Cuando iniciamos el programa nos aparecen distintos subprogramas:

- ✓ **SLOPE/W** para cálculo de estabilidad de taludes.
- ✓ **SEEP/W** para conocer qué ocurre debajo y dentro de la presa.
- ✓ **SIGMA/W** orientado al cálculo tensodeformacional.
- ✓ **QUAKE/W** para cálculo de los efectos de sismo en suelos y estructuras de suelos (presas, terraplenes, etc.)
- ✓ **TEMP/W** aplicación de la ecuación del calor sobre estructuras de suelos.
- ✓ **CTRAN/W** aplicado a fenómenos de contaminación de suelos.
- ✓ **VADOSE** usado en la modelización de acuíferos.

→ Para la realización de este trabajo, hemos utilizado, en primer lugar, la parte de SEEP/W porque necesitábamos conocer qué ocurría por debajo y por dentro de la presa y, de esa manera, saber cómo se comportaba el terreno

y los materiales que componen nuestra presa, y, en segundo lugar, la parte de SLOPE/W para la realización la estabilidad del taludes, ya que necesitábamos saber qué factor de seguridad (FS) tendríamos dependiendo de las distintas situaciones de proyecto, ofrecidas en el apartado 1.3.4 de nuestro trabajo.

5.3 REULTADOS OBTENIDOS

Para calcular la seguridad estructural de nuestra presa hemos elegido el programa/software Geoslope/w en su versión de 2012. Primero hemos calculado la red de filtración mediante el programa SEEP/W, ya que necesitábamos conocer cómo actúa el agua en el interior de la presa, así como conocer qué ocurre debajo de la misma para poder proceder al segundo paso, que en nuestro caso ha sido el cálculo del factor de seguridad mediante la estabilidad de taludes mediante el programa SLOPE/W.

5.3.1 ANÁLISIS DE FILTRACIÓN

En nuestro problema, hemos introducido dos condiciones de contorno, la línea azul es la condición de contorno de impermeabilidad que, como podemos observar es la recubre toda la superficie por donde no queremos que se filtre el agua, y la segunda condición de contorno corresponde a la condición del espaldón, con una carga de altura de 90 m, que es la profundidad a la que queremos que actúe el agua, tomada desde la cimentación hasta el Nivel Máximo Normal (NMN).

Cabe recordar, en este apartado, las permeabilidades que hemos utilizado para la resolución de nuestro problema. Entonces, nuestras permeabilidades han sido:

- Espaldones: $K = 10^{-5}$ m/seg
- Núcleo: $K = 10^{-7}$ m/seg
- Dren: $K = 0,0001$ m/seg

También hemos introducido los distintos materiales que conforman nuestra presa, así como sus permeabilidades hidráulicas, de forma que se nos queda un problema planteado del siguiente tipo:

Como podemos observar, en la imagen se muestra la carga total, así como las condiciones de contorno que están totalmente bien definidas, también podemos observar en la anterior imagen que nuestra presa tiene un dren de chimenea, por lo que, el agua debería salir por ese dren para que la presa funcione correctamente.

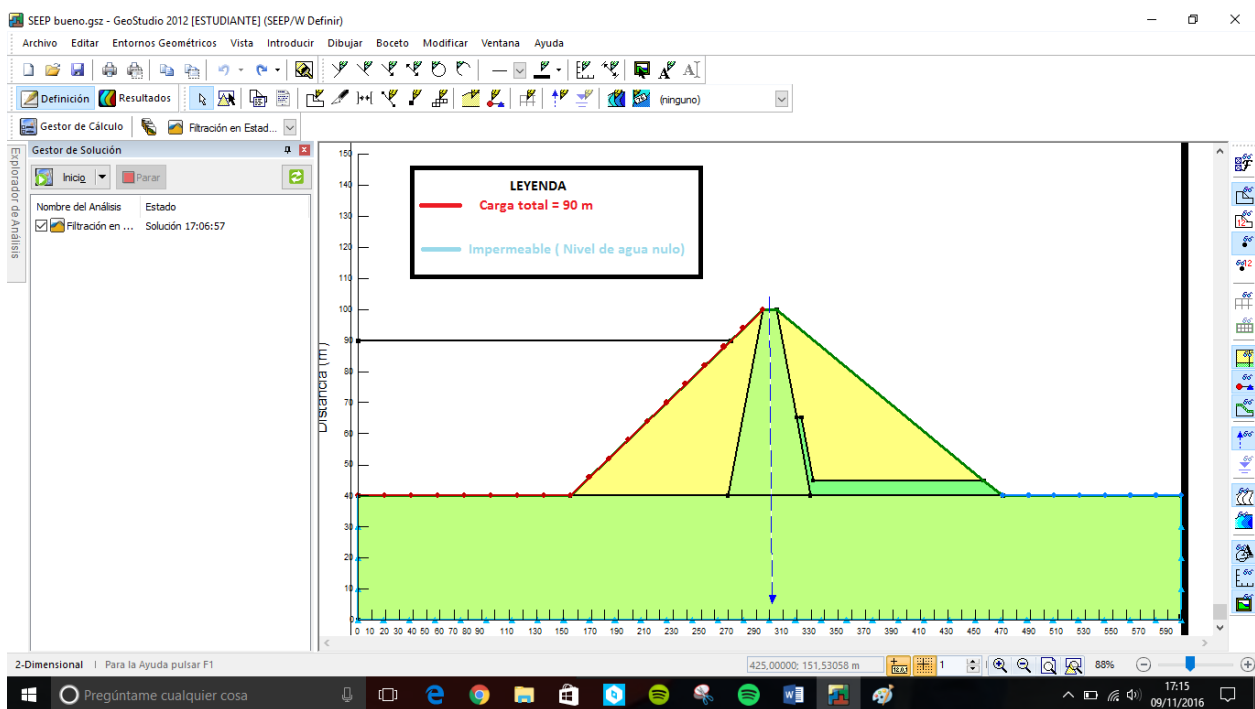


Ilustración 16. Imagen que nos ofrece SEEP una vez hemos introducido todas las características

Una vez planteadas todas las hipótesis e introducidos todos los materiales, permeabilidades y condiciones de contorno, el programa nos devuelve un resultado:

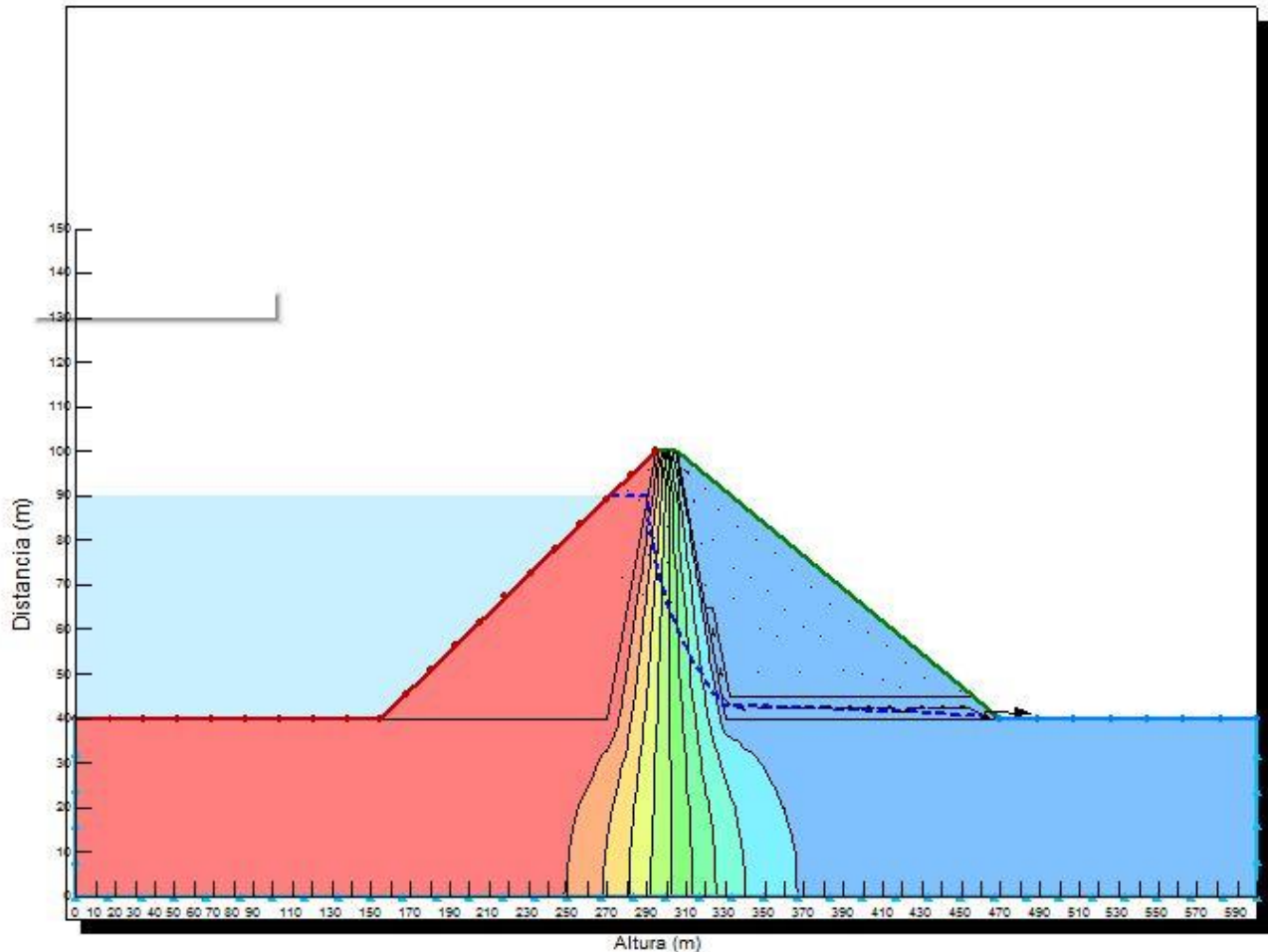


Ilustración 17. Resultado que nos devuelve SEEP/W con las condiciones y características impuestas

Como podemos observar en esta imagen (resultado del programa SEEP), podemos afirmar que nuestra presa trabaja perfectamente.

Podemos observar como toda la carga del empuje hidrostático se centra en el núcleo de nuestra presa y que, la red de filtración sale, como hemos comentado anteriormente, por el dren de chimenea, por lo que podemos afirmar que tanto el dren como la presa está trabajando adecuadamente.

A continuación, podemos observar otro punto de vista del mismo resultado donde se nos indica la dirección del agua y las líneas equipotenciales, así como las líneas de corriente:

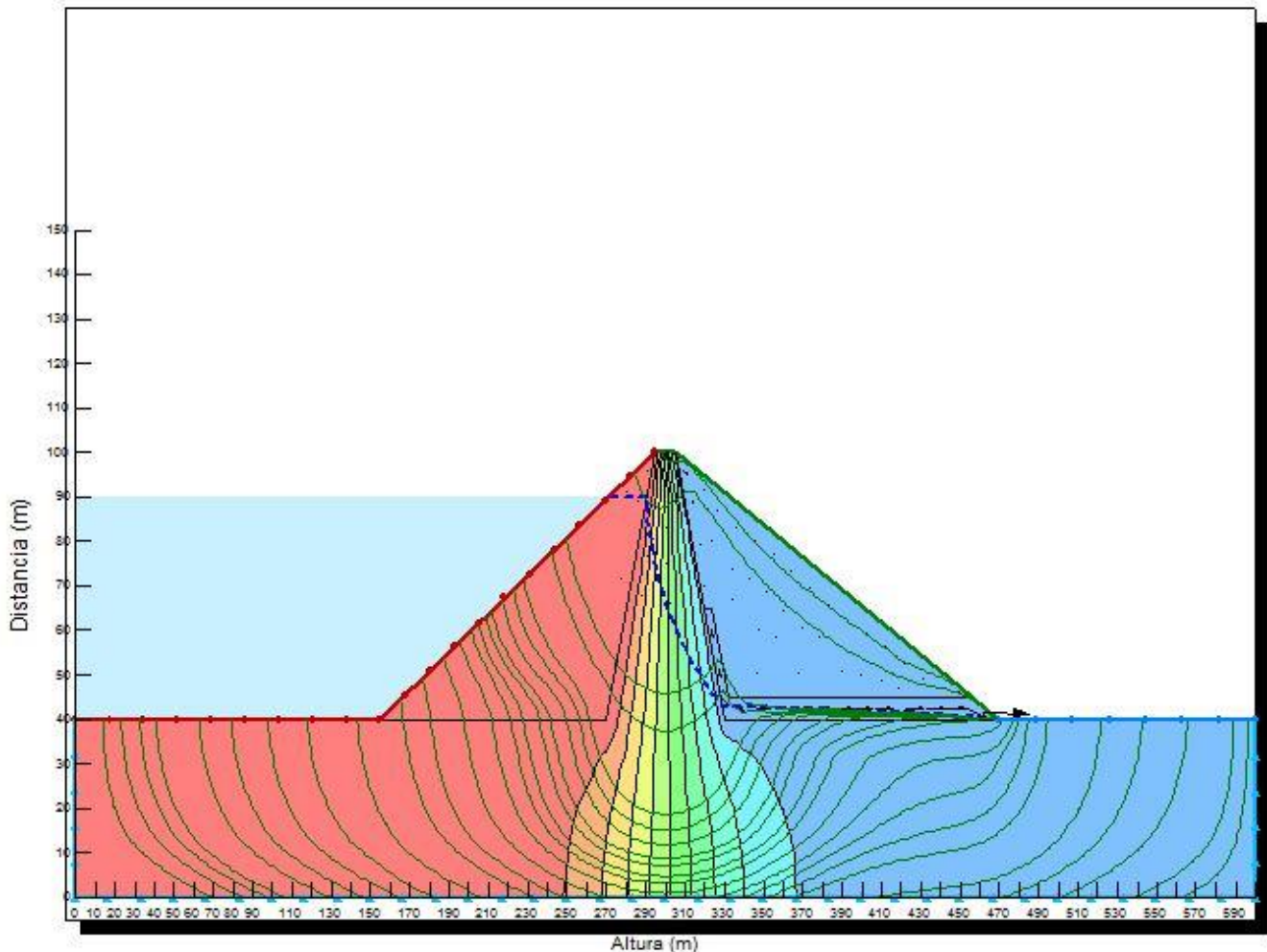


Ilustración 18. Resultado con las líneas de corriente

Analizando las dos imágenes, que son los resultados de nuestra red de filtración, podemos decir que, al centrarse toda la carga en el núcleo de nuestra presa, podemos afirmar que nuestra presa funcionará correctamente, ya que esa es la función del núcleo. El núcleo es el único material que puede asumir todo el valor de la carga que le produce el agua, así como la que le produce el propio terreno.

También podemos observar que el espaldón de aguas arriba está completamente saturado, por lo tanto, aunque no nos perjudica, tampoco nos beneficia, entonces tendríamos que ir cambiando la permeabilidad de dicho material para quitarle presión al espaldón.

Gracias a estas dos imágenes podemos apreciar que la forma de la red de filtración viene asociada por las condiciones en los bordes o fronteras, por lo tanto:

- Si el límite está formado por materiales impermeables, las líneas de corriente estarán obligadas a seguir una trayectoria paralela al borde.
- En el caso del paramento de aguas arriba, las líneas de corriente han de ser perpendiculares a él, ya que el agua no se mueve a lo largo del paramento, sino a través de él. Es decir, el paramento es una línea equipotencial (la primera, de potencial más alto definido por el nivel del embalse).
- El paramento de aguas abajo no es una línea de corriente o una línea equipotencial. Es una isobara de presión nula: en cada punto del paramento su potencial será igual a su altura sobre el punto de referencia (de potencial nulo).

Si la parte inferior del paramento aguas abajo estuviera cubierta por agua en esa zona mojada el paramento sería una equipotencial, pero al tener el dren, no tenemos esa opción.

Además, el programa SEEP/W nos ofrece un resultado final del caudal que está circulando por nuestra red de filtración, el cual se puede observar en la siguiente imagen:

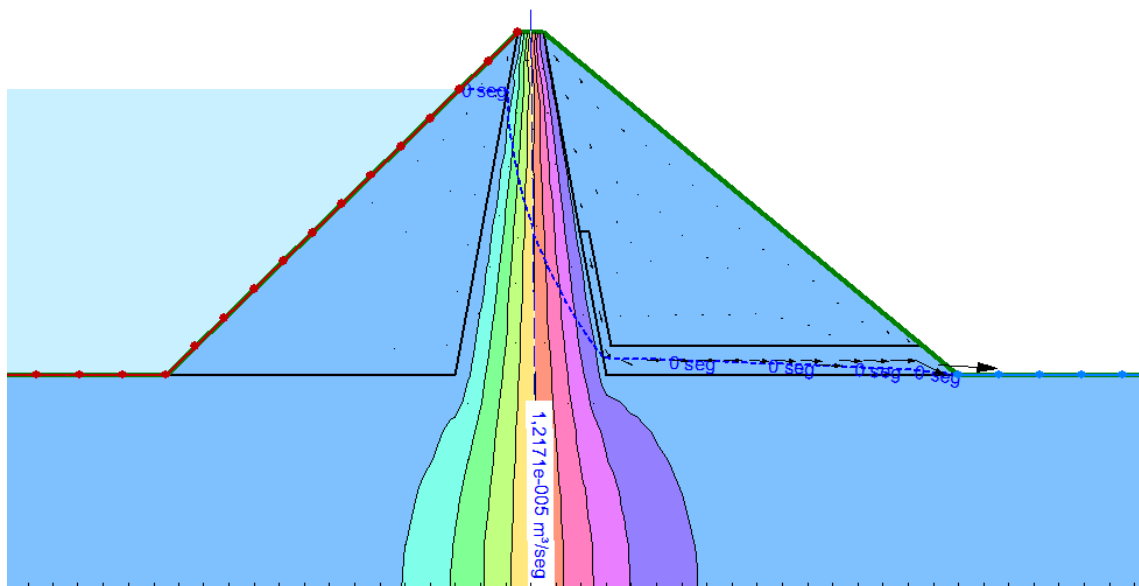


Ilustración 19. Resultado mediante SEEP/W que nos ofrece el caudal circulante por debajo de nuestra presa.

Tal y como podemos observar en la imagen anterior, el caudal que circula por el interior de nuestra presa corresponde a $Q = 1,2171e-005 \text{ m}^3/\text{seg}$, o lo que es lo mismo, $Q = 0,73 \text{ l}/\text{min}/\text{m}$ de presa lineal. De donde podemos afirmar que nuestra presa funciona correctamente ya que es un caudal muy próximo a cero, además, este resultado se puede observar también en la línea que refleja la dirección del viento, vemos como empieza en el espaldón casi saturado y de repente se produce un descenso brusco del caudal hasta que sale por el dren chimenea, esto se debe al material y a la permeabilidad que se ha utilizado para el núcleo de nuestra presa, indicado en el apartado de "MATERIALES".

5.3.2 ESTABILIDAD DE TALUDES

Para el cálculo de la estabilidad de taludes hemos utilizado el programa SLOPE/W, el cual, introduciendo las características geotécnicas de la presa nos devuelve un factor de seguridad, así como el círculo de deslizamiento que se produce en la presa.

Para que SLOPE/W nos devuelva un resultado, primero habremos tenido que hallar la red de filtración de nuestra presa mediante el programa SEEP/W, paso anteriormente explicado.

Una vez introducido todas las características, tenemos una imagen como la siguiente:

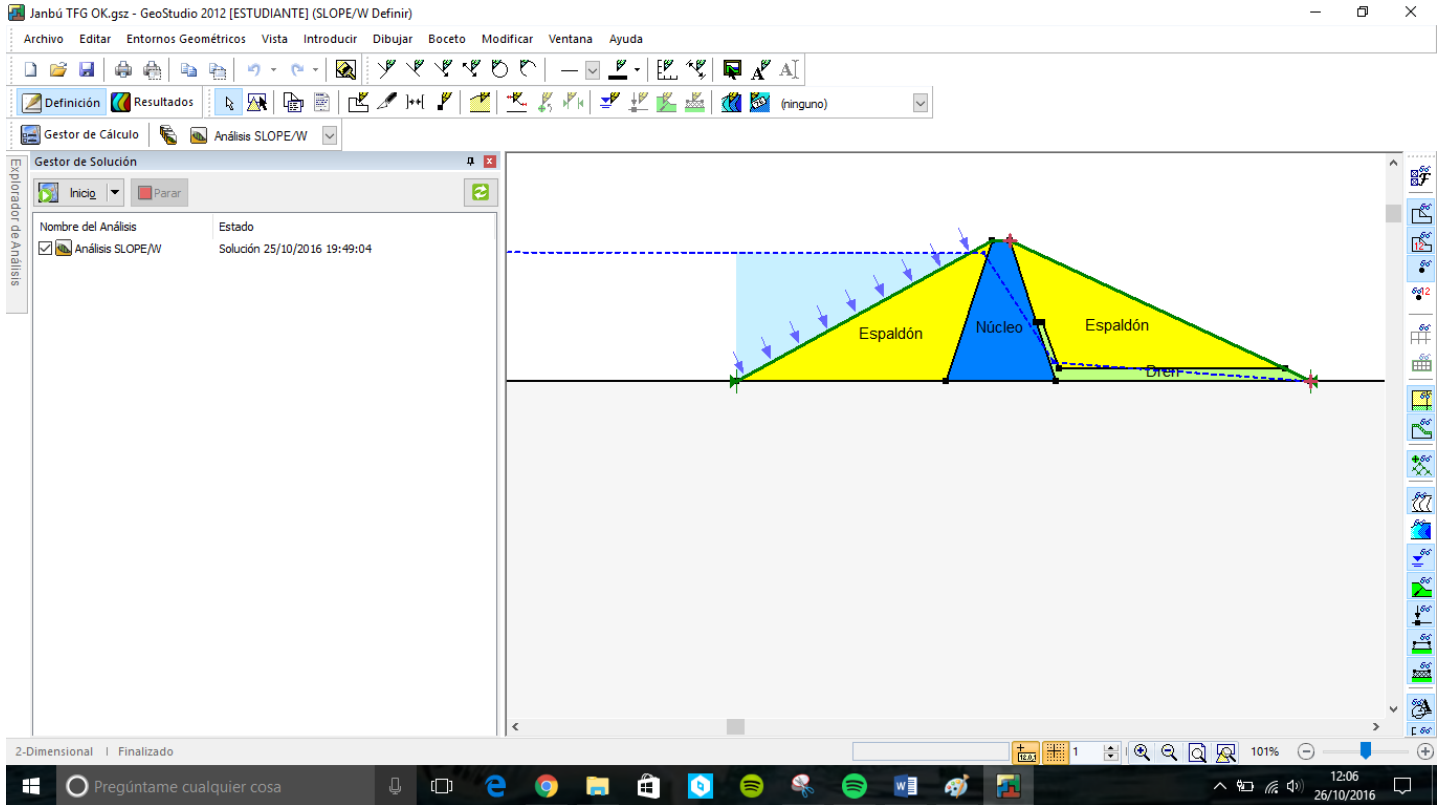


Ilustración 20. Imagen que nos ofrece SLOPE/W una vez hemos introducido todas las características de nuestra presa de estudio

Una vez tengamos todo preparado, le damos al botón “Inicio” para que el programa nos calcule el talud, dándonos el siguiente resultado:

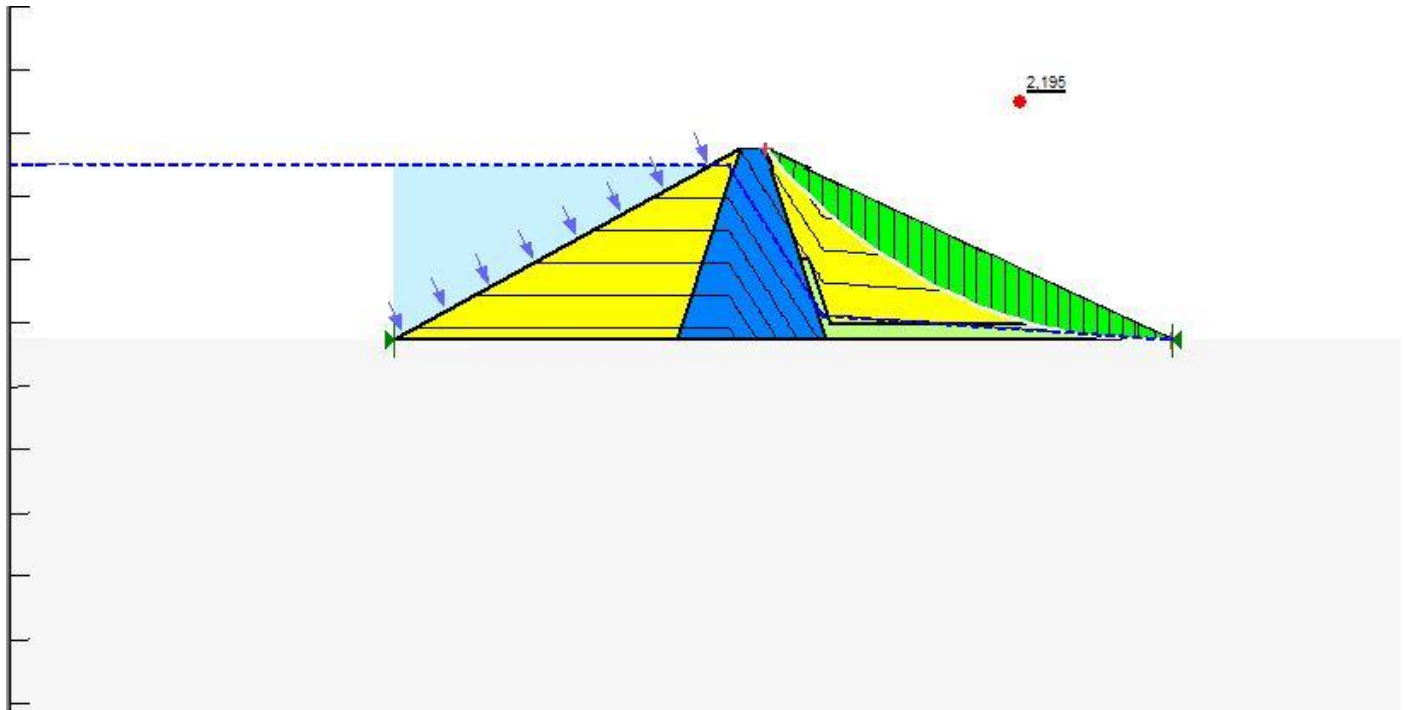


Ilustración 21. Resultado que nos devuelve SLOPE/W con las características impuestas

Esta imagen muestra el resultado que nos ofrece SLOPE/W en función de las características de nuestra presa (aguas abajo).

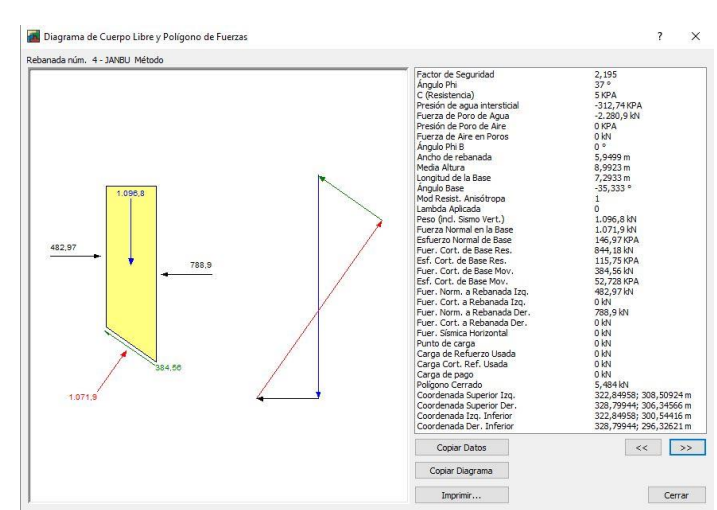
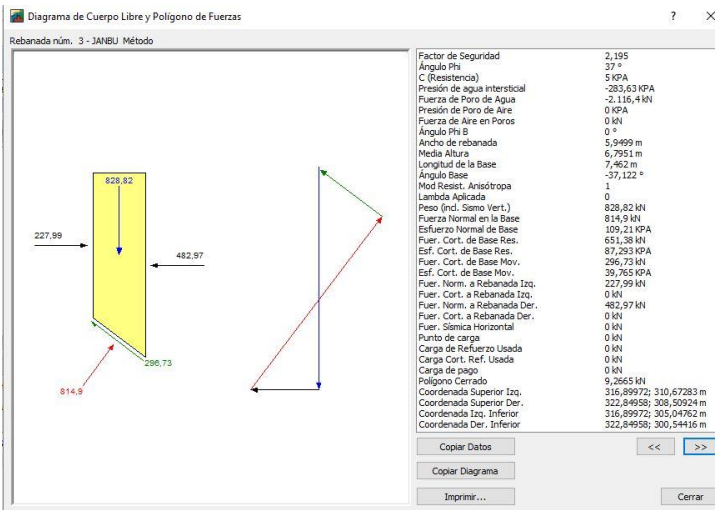
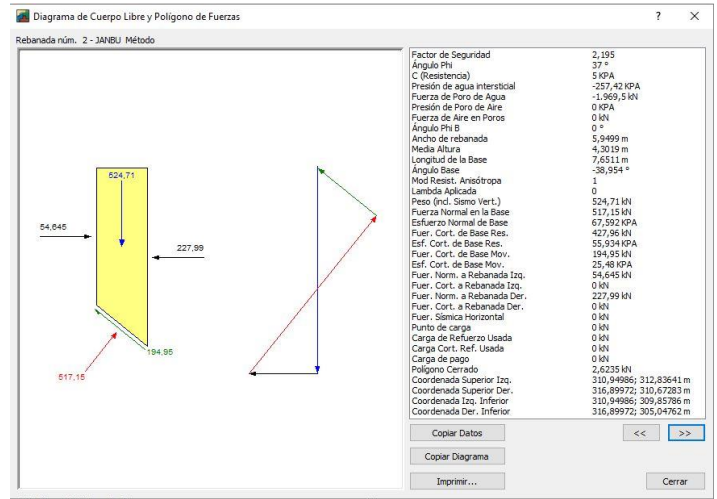
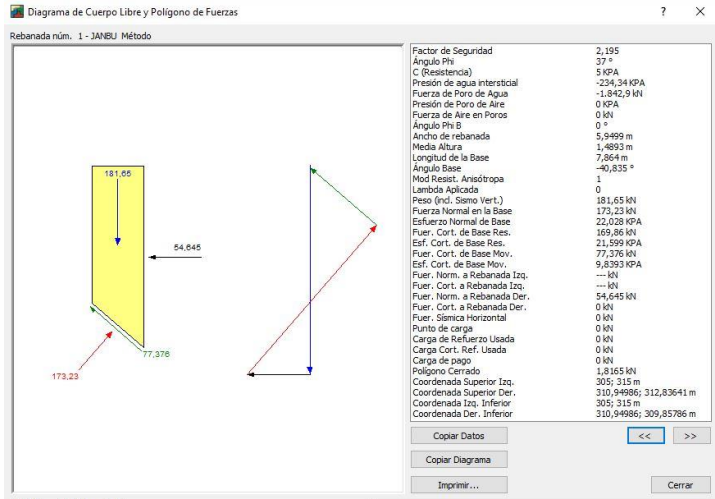
Como podemos observar nos ofrece un Factor de Seguridad FS, este Factor de Seguridad es el mínimo que requiere la presa para que todo funcione correctamente y quedarnos por el lado de la seguridad, es decir, nuestro $FS_{\text{mín}} = 2,195$.

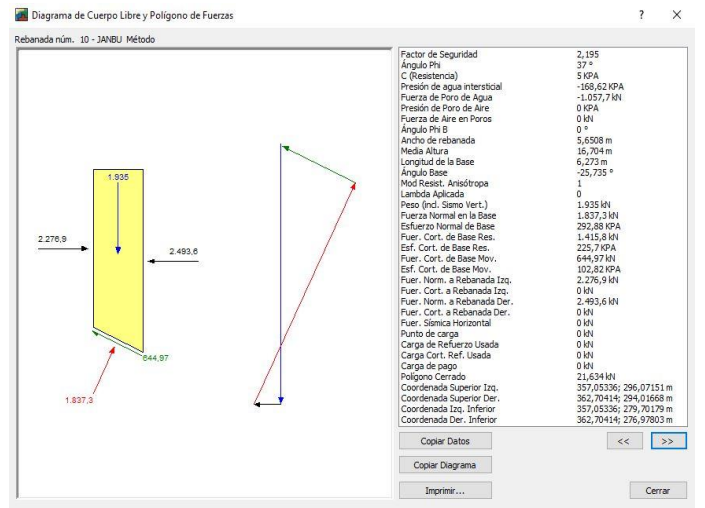
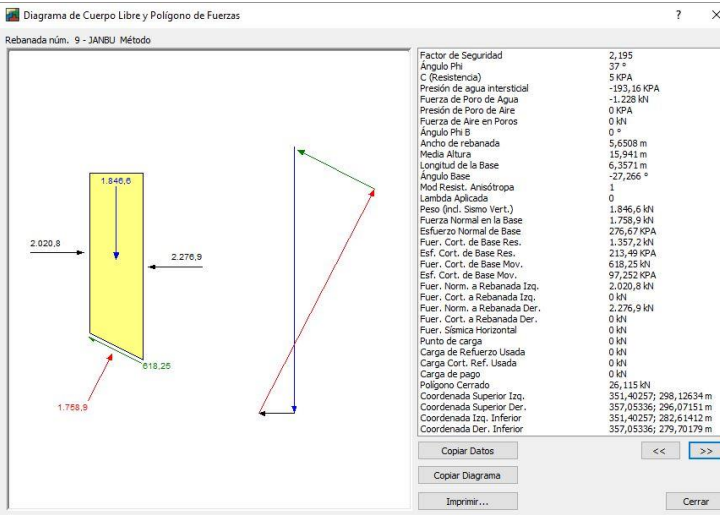
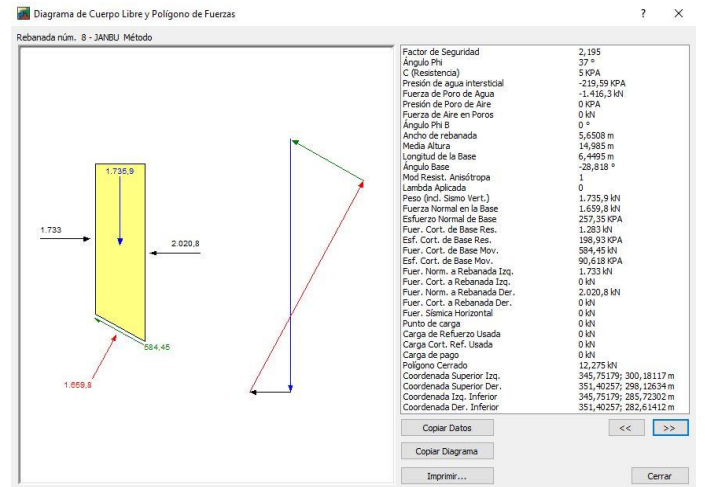
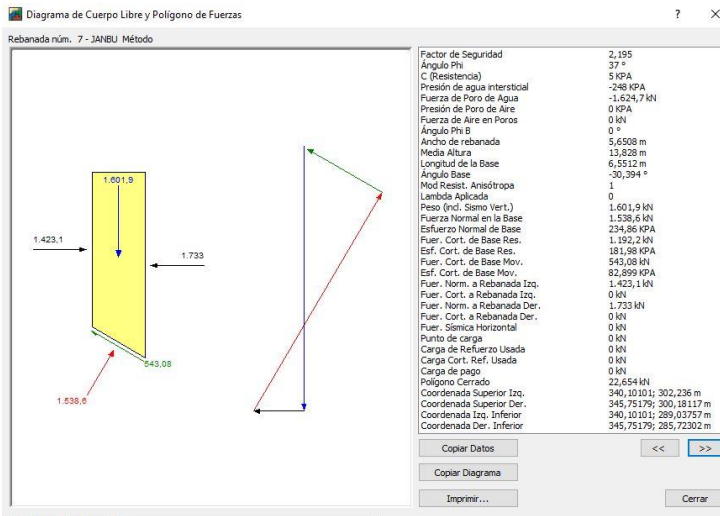
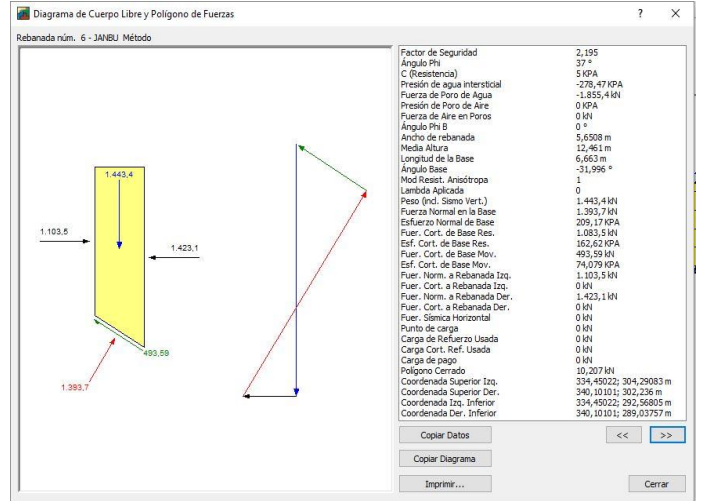
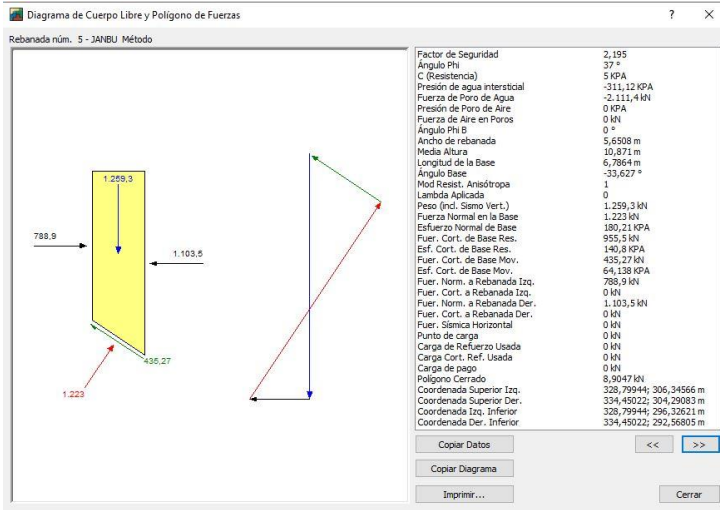
Efectivamente este $FS_{\text{mín}}$ es bastante lógico, así como un buen factor de seguridad, ya que lo normal es que el FS varíe entre 1 y 3.

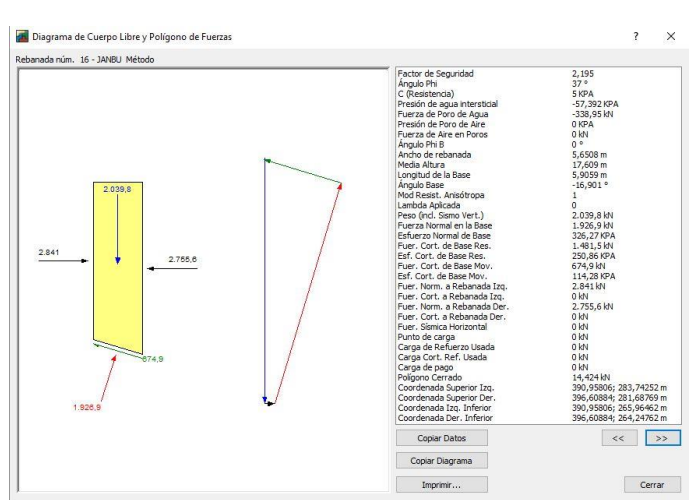
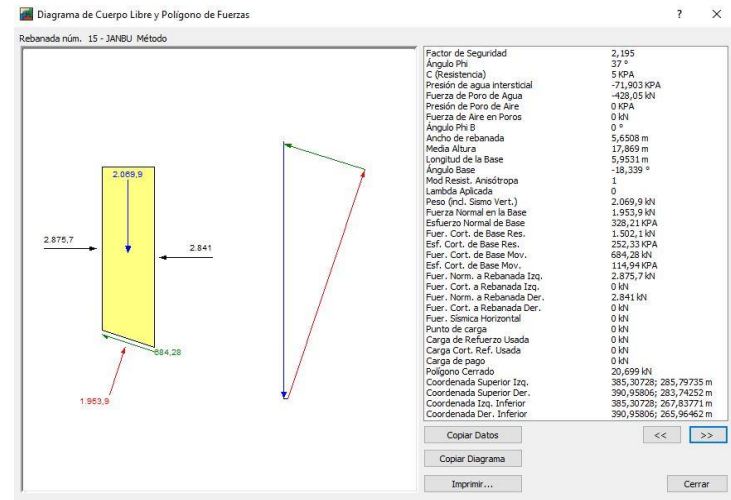
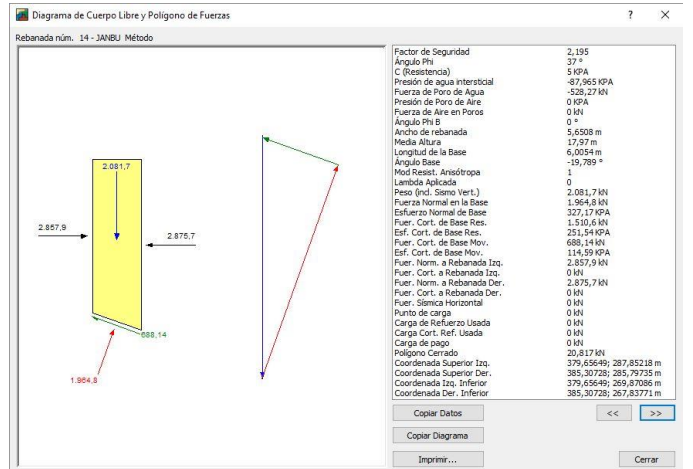
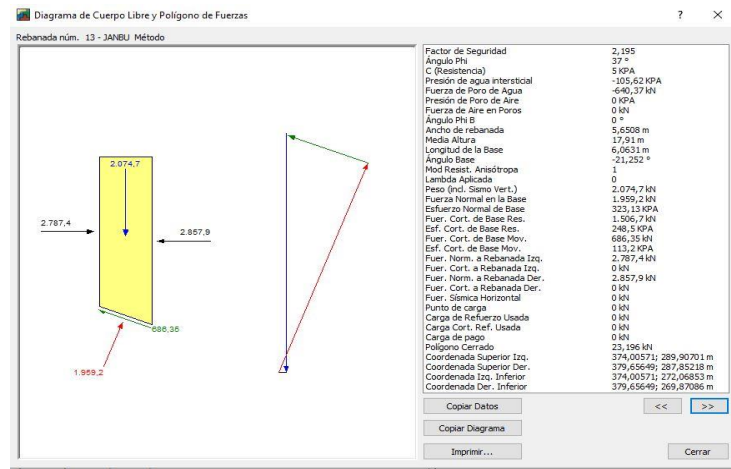
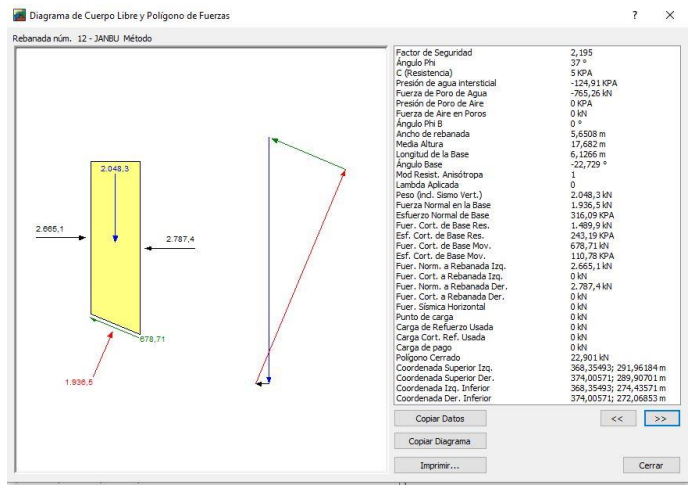
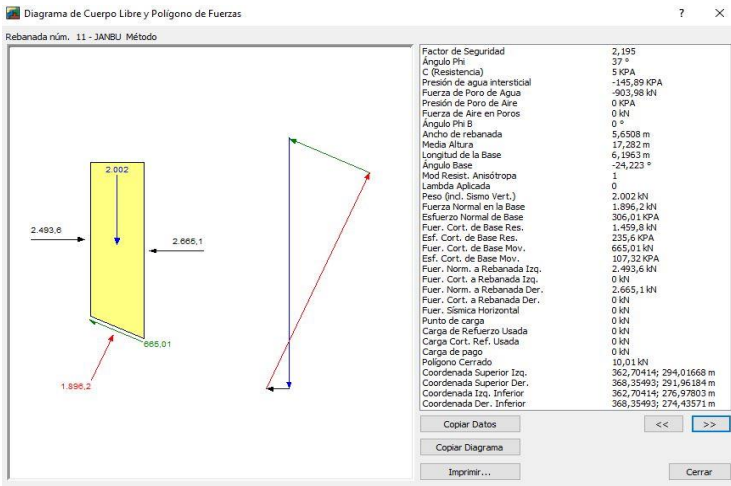
SLOPE/W también nos ofrece el círculo de deslizamiento que tendrá la presa en cuanto al talud proporcionado, en nuestro caso, esta imagen nos ofrece el círculo de deslizamiento mínimo, pero, a continuación, vamos a diseccionar el resultado con los distintos círculos de deslizamientos obtenidos para observar la multitud de resultados que nos ofrece este programa.

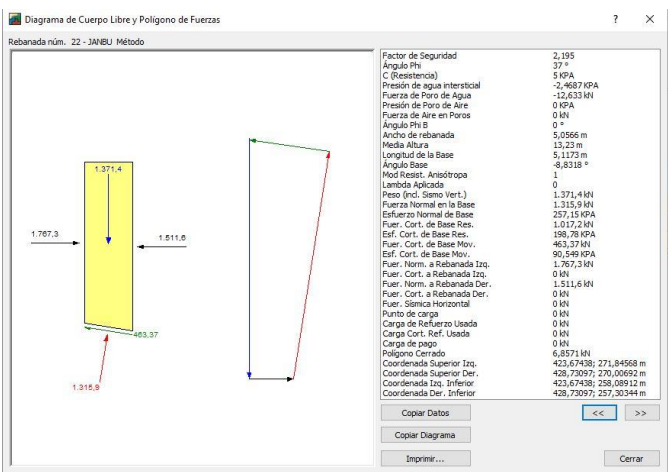
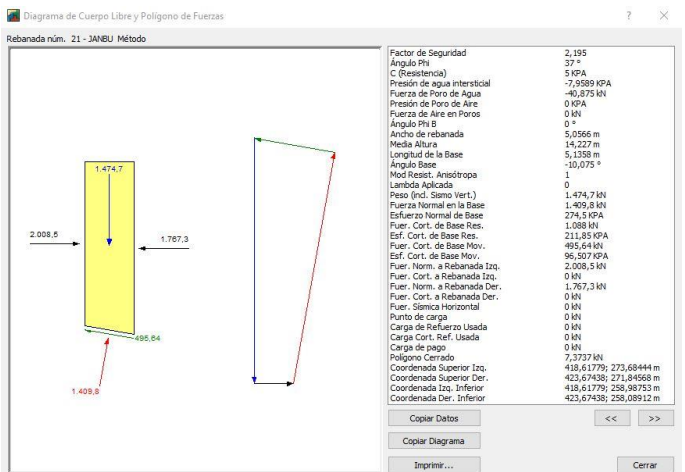
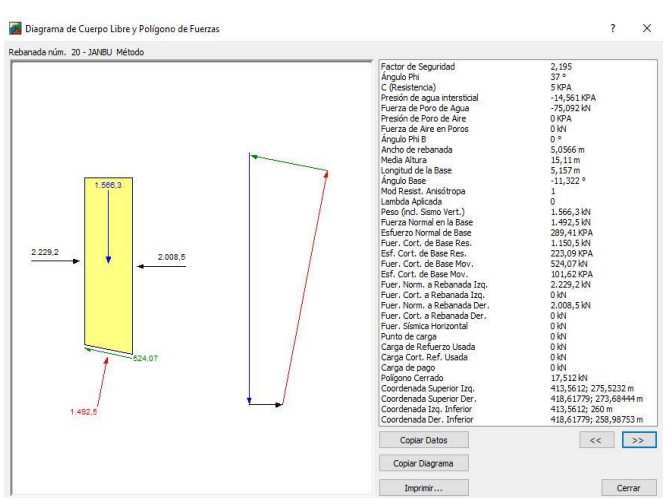
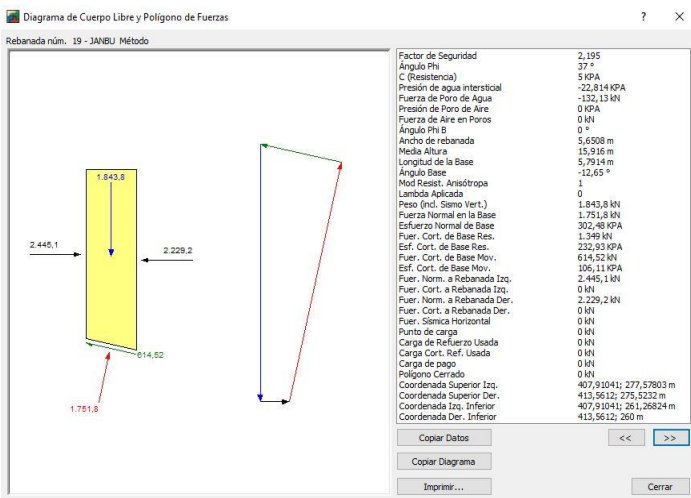
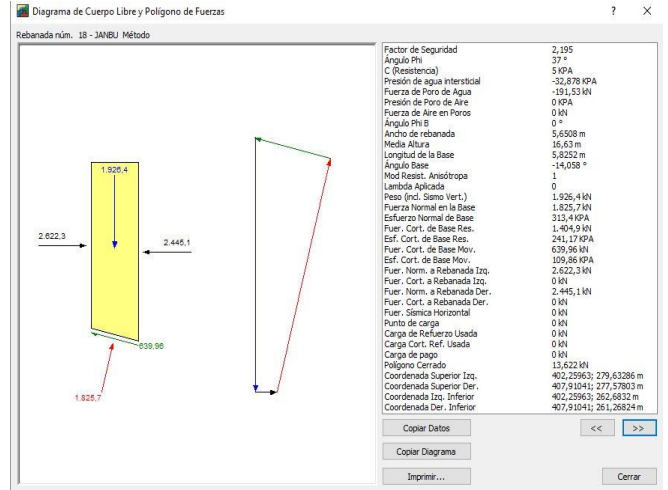
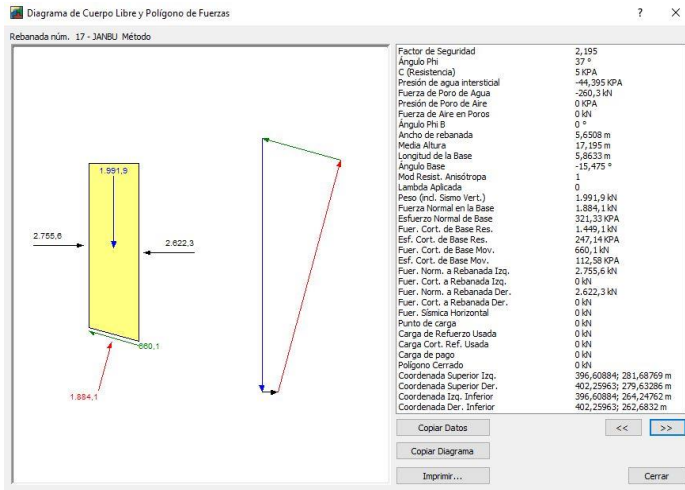
A continuación, se va a mostrar las distintas rebanadas de este resultado, mostraremos las rebanadas del principio, el centro y el final para ver como varían.

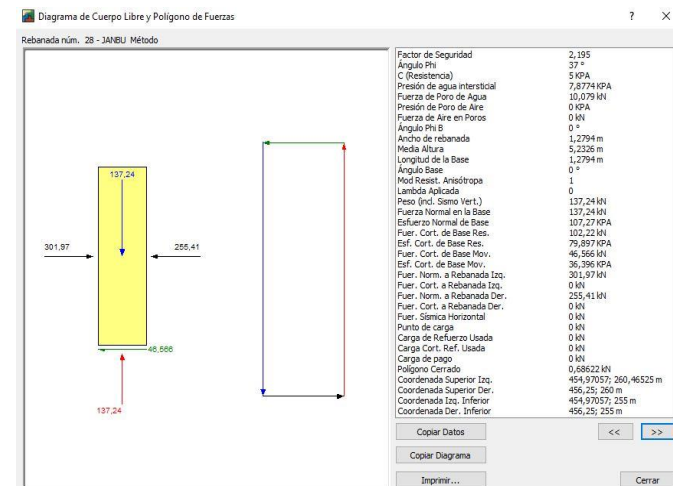
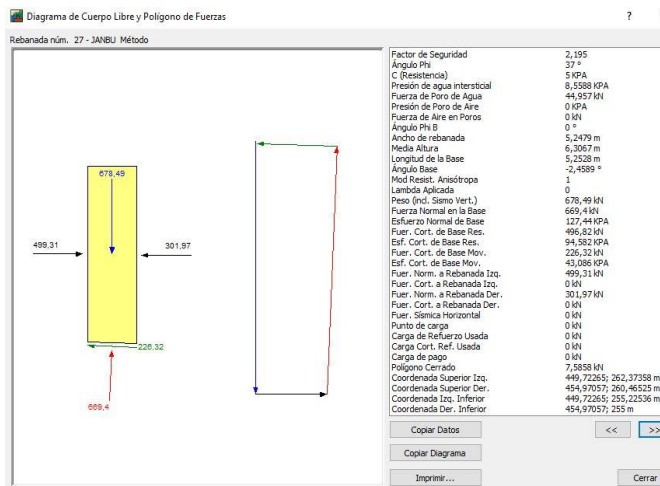
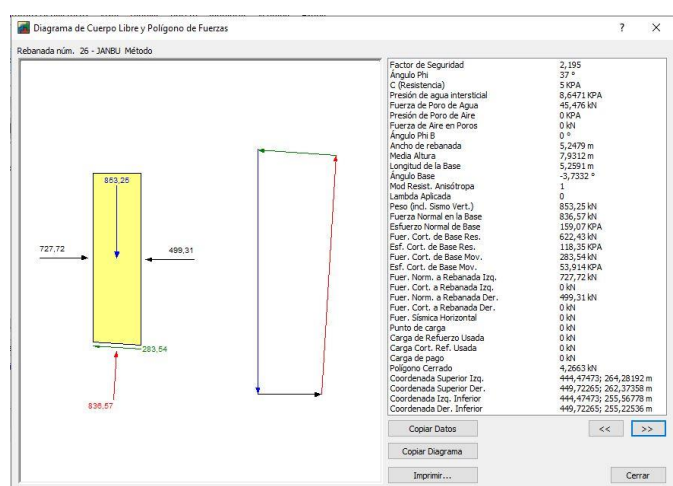
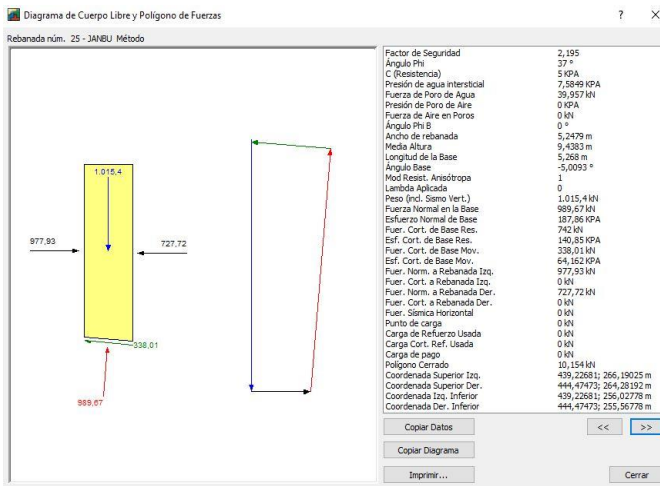
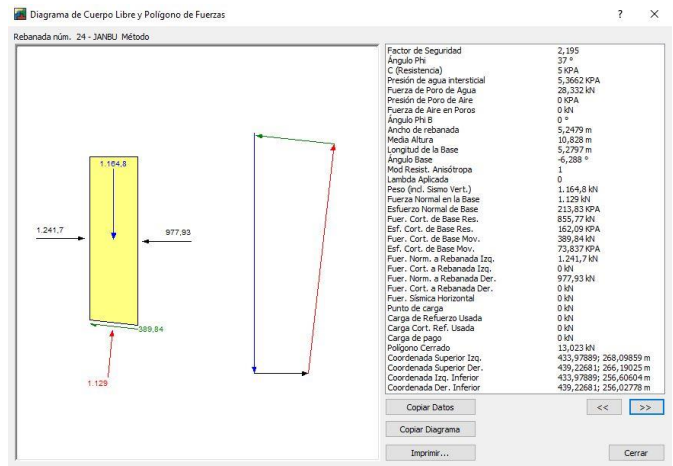
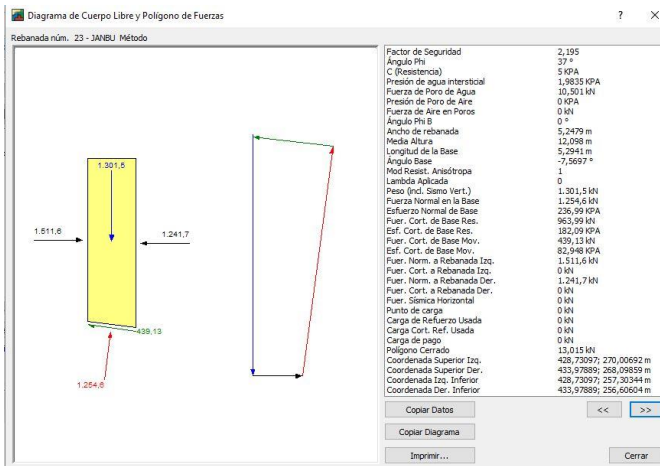
Para entender las siguientes imágenes, vamos a mostrar todas las rebanadas que presenta el círculo de deslizamiento crítico, de tal forma que se muestre toda la progresión de cómo trabaja la presa.

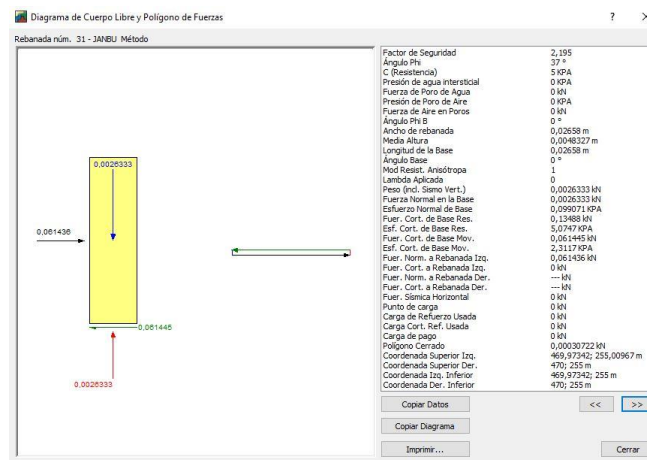
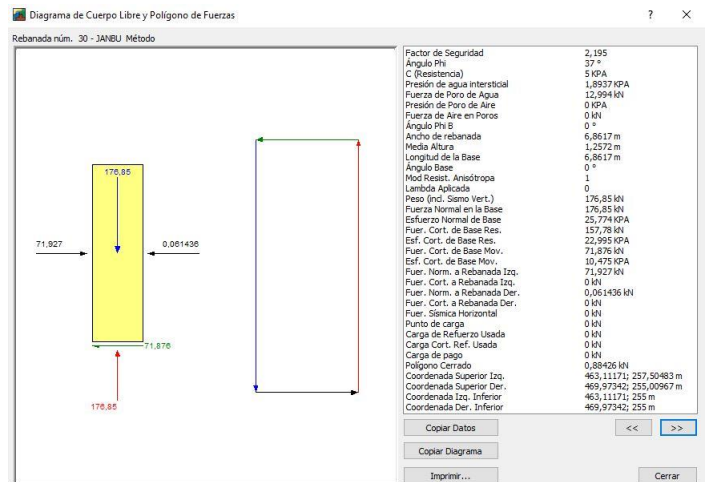
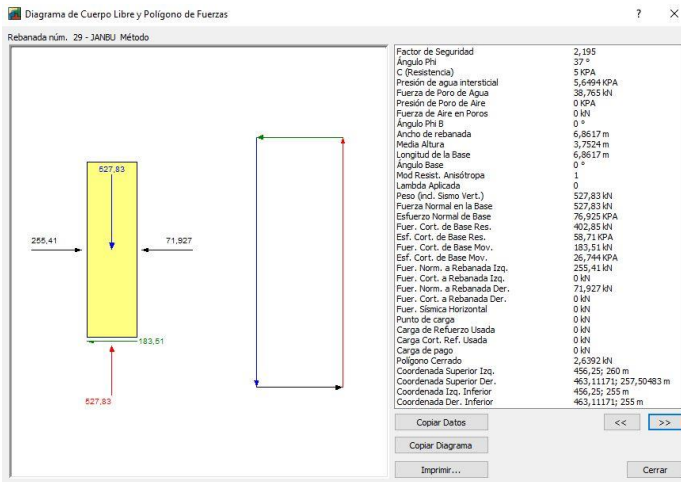












En estas imágenes anteriores se muestra la progresión que se realiza mediante el método de las rebanadas obtenido directamente del SLOPE/W. Estas imágenes han sido descritas con la intención que se entienda como progresa el círculo crítico de deslizamiento, es decir, como empieza con un peso de 181 N y acabamos con un peso de 0,0026 N.

5.3.2.2

SITUACIÓN ACCIDENTAL

5.3.2.2.1

SITUACIÓN DE PROYECTO

En cuanto a la situación accidental, tenemos dos casos:

- 1) Avenida de proyecto
- 2) N2 + oleaje

Con respecto al punto 1), la avenida de proyecto conlleva un PR = 1000 años, por lo que varía en nuestro coeficiente de seguridad como veremos a continuación.

Cambiando el nivel de embalse, así como la red de filtración, tenemos unos valores de entrada como vemos en la imagen siguiente:

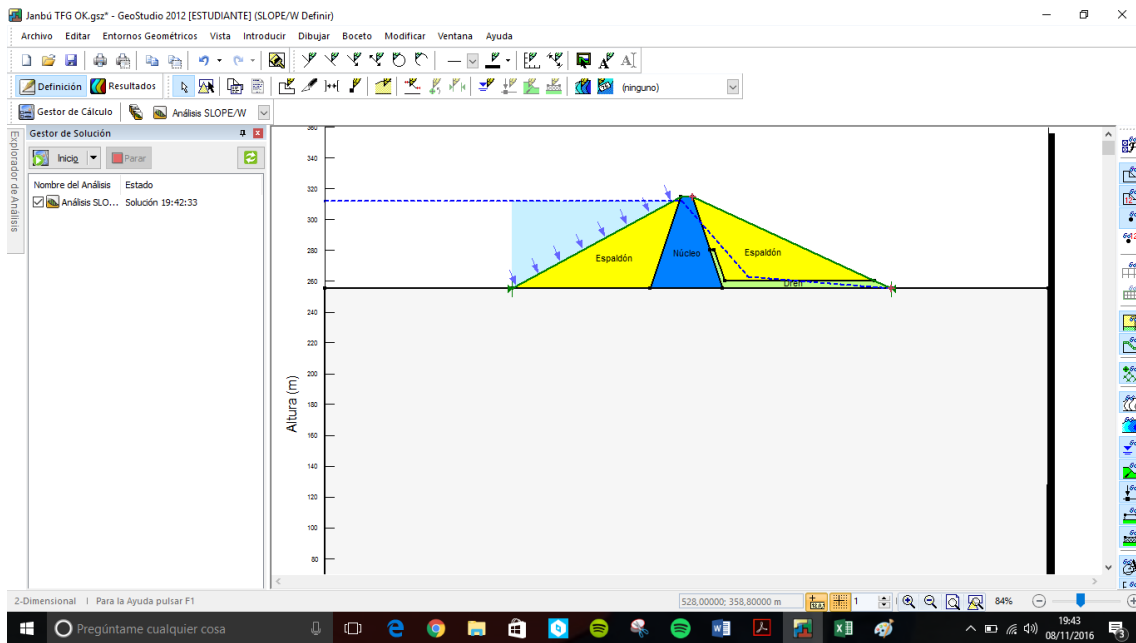


Ilustración 22. Datos de entrada en el programa SLOPE/W.

Como podemos observar, sólo cambia la red de filtración, ya que el nivel aumenta porque el PR es mayor que para la situación normal, por lo tanto, el resultado que nos aporta SLOPE/W en función de los datos que tenemos es el siguiente:

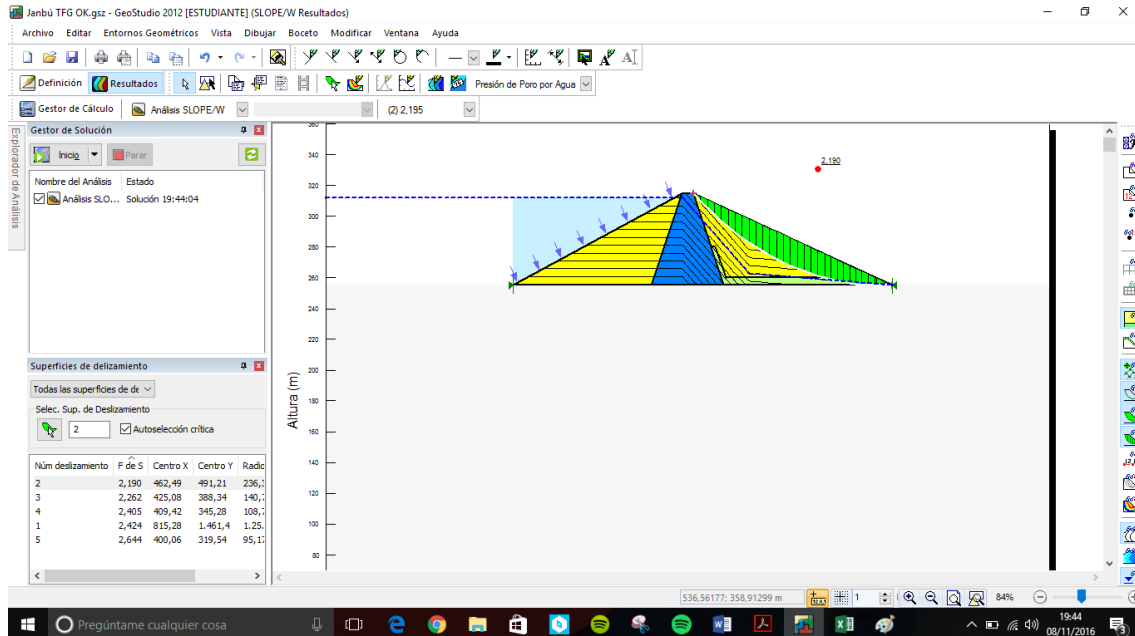


Ilustración 23. Resultados con avenida de proyecto que nos devuelve SLOPE/W.

Como podemos observar, el FS en este caso es de 2,190. Menor que en la situación normal, esto se debe a que, conforme aumentemos el nivel del embalse, el FS disminuirá, ya que, conforme se aumenta el nivel del embalse más riesgo hay de que se produzca sobrevvertido.

A efectos estructurales, el resguardo en la situación de proyecto N2 + OLEAJE se considerará como el embalse lleno a nivel normal, cuyo resultado ya está calculado con anterioridad y cuyo factor de seguridad nos ha salido de $FS = 2,195$. Además, de que la comprobación de resguardos ya está calculada en el apartado de Seguridad Hidrológica

5.3.2.3

SITUACIÓN EXTREMA

5.3.2.3.1

AVENIDA EXTREMA

Como situación extrema tomamos un $PR = 10.000$ años, no obstante, el nivel de embalse va a aumentar considerablemente, como podemos observar en la siguiente imagen:

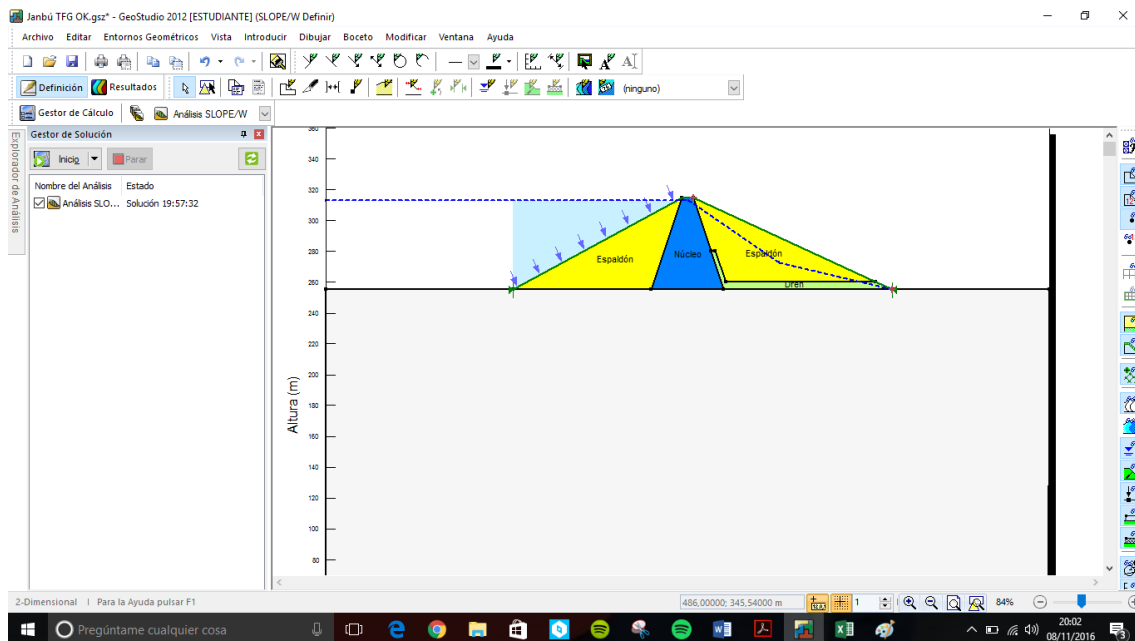


Ilustración 24. Datos de entrada en nuestra situación extrema

Una vez introducido estos datos, vamos a obtener el siguiente resultado:

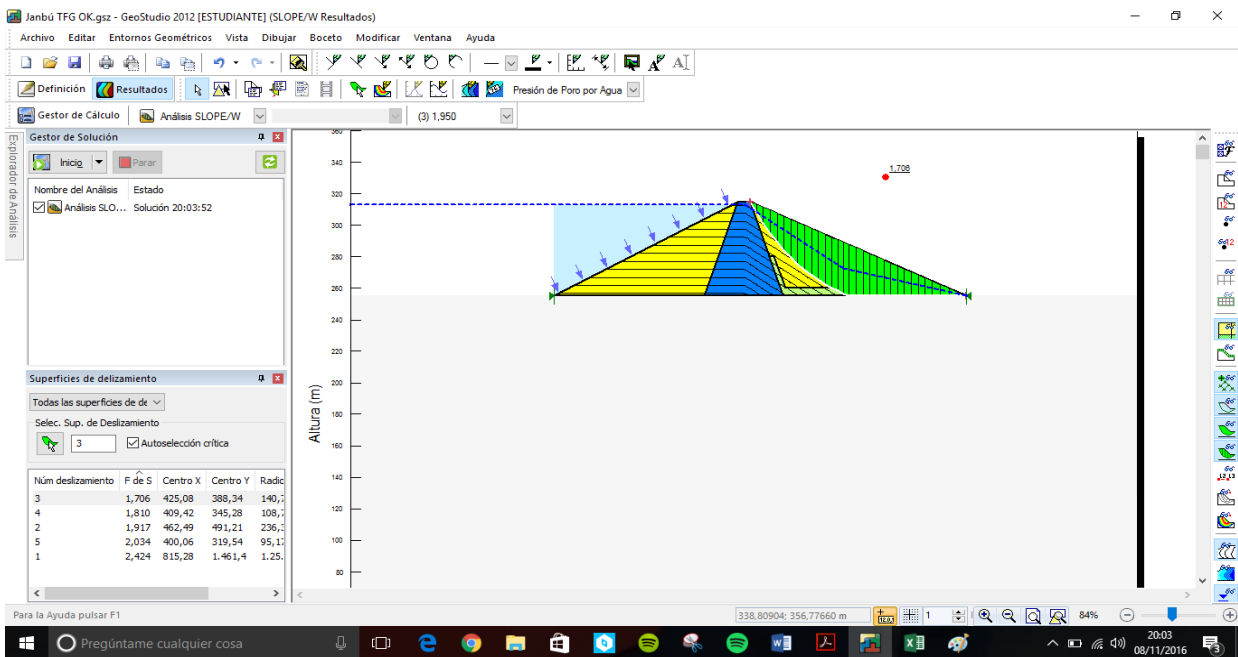


Ilustración 25. Resultado que nos devuelve SLOPE/W para avenida extrema

En este caso, SLOPE/W nos devuelve un FS = 1,706, bastante menor que el calculado en la situación de proyecto.

En este apartado, a efectos de seguridad estructural, podemos considerar que esta situación corresponde al embalse lleno, para el cual ya está calculado anteriormente y donde nos sale un FS = 1,706 y su comprobación de resguardos está calculado en el apartado de Seguridad Hidrológica.

5.4 CONCLUSIONES

Como conclusiones a la seguridad estructural, podemos decir que nuestra presa trabaja correctamente ya que, como mínimo (situación extrema) tenemos un FS = 1,706 y como máximo (situación normal) tenemos un FS = 2,195. En ese rango es donde trabaja nuestra presa en las distintas situaciones que comentamos en el apartado 1.3.4 de este TFE.

Viendo los resultados obtenidos podemos confirmar que se cumple la relación Nivel de Embalse – FS, ya que, a mayor Nivel de Embalse, menor FS tenemos, debido a que conforme aumentamos el Nivel de Embalse, más probabilidad de sobrevertido tenemos, por lo tanto, el FS disminuye.

En cuanto al oleaje, podemos asegurar que teniendo en nuestra presa de estudio un resguardo mayor o igual a 1,30 m, nuestra presa funcionará trabajar correctamente, ya que, con un resguardo mayor o igual al mencionado no se producirá sobrevertido alguno

6. CONCLUSIONES

Como conclusión final acerca de los resultados obtenidos, hemos realizado una tabla donde exponemos todos los resultados obtenidos con anterioridad, como si se tratara de una tabla de resumen de resultados.

El objetivo de esta tabla que se muestra a continuación es observar los distintos resultados de una forma más clara y ordenada.

RESULTADOS OBTENIDOS		SEGURIDAD HIDROLÓGICA		SEGURIDAD ESTRUCTURAL
SITUACIÓN NORMAL	N1	FIN DE CONSTRUCCIÓN		FIN DE CONSTRUCCIÓN
	N2	H = 322,04 m	AH = - 10,46 m	FS = 2,195
SITUACIÓN ACCIDENTAL	A1	NO CONSIDERAO		NO CONSIDERADO
	A2	NO CONSIDERAO		NO CONSIDERADO
	A3	H = 323,00 m	AH = - 9,50 m	FS = 2,190
	A4	H = 322,99 m	AH = - 9,51 m	EMBALSE NORMAL
	A5	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO
	A6	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO
	A7	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO
SITUACIÓN EXTREMA	E1	H = 325,20 m	AH = - 7,30 m	FS = 1,706
	E2	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO
	E3	H = 326,07 m	AH = - 6,43 m	EMBALSE LLENO
	E4	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO
	E5	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO
	E6	NO CONSIDERADO		NO CONSIDERADO

Tabla 14. Resumen de resultados

Con respecto a la tabla que se muestra, tenemos que aclarar que el concepto “NO CONSIDERADO” se refiere a aquellas situaciones en las que, para su cálculo, se tenía que usar el sismo y, como hemos mencionado anteriormente, nosotros no hemos tenido en cuenta el sismo.

Si observamos con detenimiento dicha tabla, podemos observar cómo, hablando de la seguridad hidrológica, encontramos siempre un AH, esto se traduce en que no se produce sobrevertido en ningún tipo de situación. En cuanto a la seguridad estructural, podemos observar en la misma tabla como el factor de seguridad disminuye a medida que aumenta el nivel del embalse.

En cuanto al oleaje, podemos observar en este cuadro resumen de resultados como, teniendo un resguardo igual o mayor a 1,30 m será suficiente para que, produciéndose olas en nuestro embalse, no se produzca sobrevertido.

En cuanto al factor personal, he realizado este trabajo con mucha ilusión porque, además de gustarme el tema, he tenido un director de proyecto genial, que ha estado atento en todo momento y con el que he aprendido mucho acerca de este mundo.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [www.spancold.es/Archivos/PJT Protocolo Evaluación Seguridad Presas Venezuela.pdf](http://www.spancold.es/Archivos/PJT%20Protocolo%20Evaluaci3n%20Seguridad%20Presas%20Venezuela.pdf)

- Seguridad de Presas y Embalses. Normativa y recomendaciones. Fernando Delgado Ramos
- Desarrollo de un protocolo para la evaluación de presas en Venezuela: aplicación al embalse Tres Ríos “El Diluvio”. Ing. José Daniel Rosales Maniglia.
- www.monograma.gob.es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/marco-legislativo/legislacion.aspx
- Apuntes Obras Hidráulicas “Presas de Fábrica”. Copy Right. Prof. Luis G. Castillo Elsitdié.
- <https://es.wikipedia.org/wiki/Rio-Yaque-del-Norte>
- SLOPE/W 2007. Universidad de Córdoba. Germán López Pineda.
- Tratado Básico de Presas. Tomo I: Generalidades- Presas de Hormigón y de Materiales Suelos. Profesor Dr. Ingeniero Eugenio Vallarino.
- [File:///C:/Usera/kiko1/Google%20Drive/TFG%20KIKO%202016/TFG%20KIKO/Me-todo%20de%20Jambu%20-%20suelos%20II.html](file:///C:/Usera/kiko1/Google%20Drive/TFG%20KIKO%202016/TFG%20KIKO/Me-todo%20de%20Jambu%20-%20suelos%20II.html)
- www.monograma.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/marco-legislativo/legislacion-reglamento.aspx
- <http://www.hidrojing.com/wp-content/uploads/2014/04/CALCULO-DE-CAUDALES-DE-AVENIDA.pdf>
- ARGÜELLES, A; FERNÁNDEZ, M.A (2002). Consideraciones relativas a las balsas en orden a su tramitación, construcción y explotación. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Comisaría de Aguas. Mayo 2002.
- MINISTERIO DE JUSTICIA E INTERIOR (1995). Directriz básica de protección civil ante el riesgo de inundaciones. Enero 1995.
- MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE (1998). Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial. Enero 1998. I.S.B.N. 84-8320-032-5.
- Janbu, N.: Slope Stability Computations. Casagrande Volume.
- ICOLD, Q.73: problemas especiales asociados con presas de tierra. XIX Congr., Florencia, 1997.
- Álvarez, A.: Apuntes de proyecto y construcción de presas. Tomo IV: Presas de Materiales Suelos.
- <http://www.indrhi.gob.do/index.php/infraestructura/presas>
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE (1996). Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. Marzo 1996.

- Apuntes de Aprovechamientos Hidráulicos. Presa de Materiales Suelos. Copy Right_2002. Prof. Ing. Luis G. Castillo Elsitdié.
- Universidad Nacional de Rosario. Facultad de Cs. Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Ing. Álvaro F. de Matteis.
- <http://www.mapsdirections.info/medir-distancia-area.html>
- <http://www.listindiario.com/la-republica/2007/12/14/40751/Presa-de-Tavera-fue-la-primera-en-su-genero>

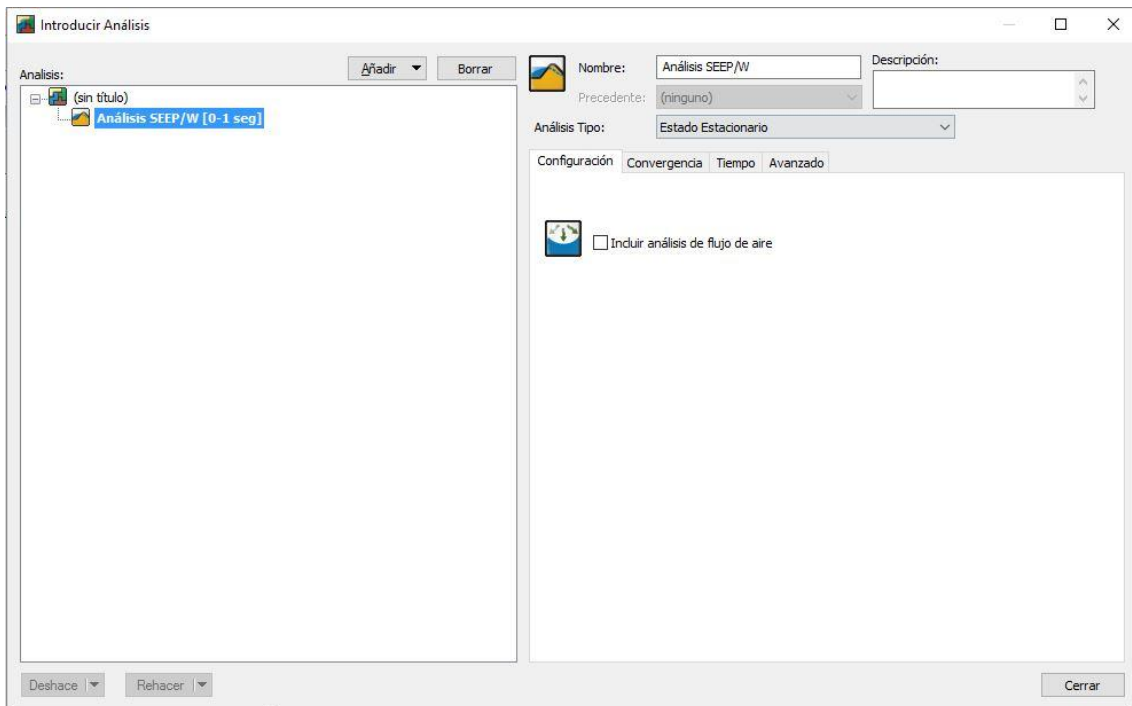
ANEJO I. INTRODUCCIÓN DE DATOS A GEOSLOPE/W

ANEJO I.1 INTRODUCCIÓN DATOS EN SEEP/W

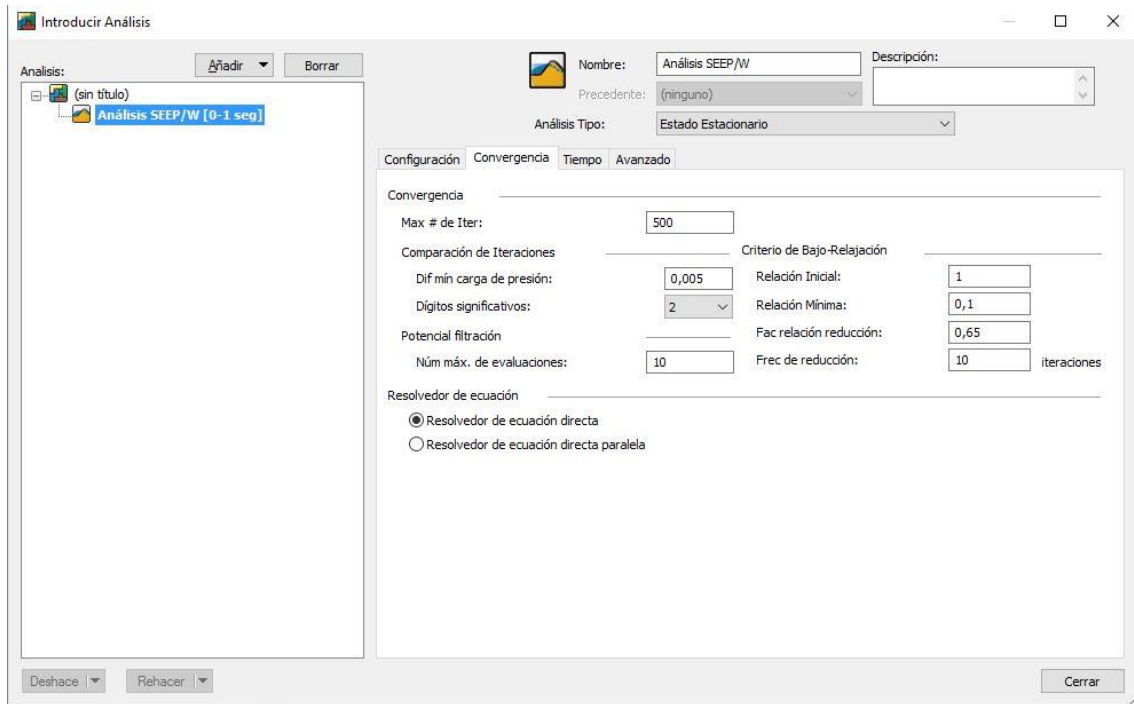
Como hemos explicado en la memoria, hemos introducido todas las características de nuestra presa en el programa GEOSLOPE/W, más concretamente en el programa de SEEP/W, cuya función sería introducir todas las permeabilidades de los materiales, así como las condiciones de contorno.

Lo que proponemos a continuación es una guía donde explicaremos como hemos obtenido el resultado que nos ha proporcionado SEEP/W.

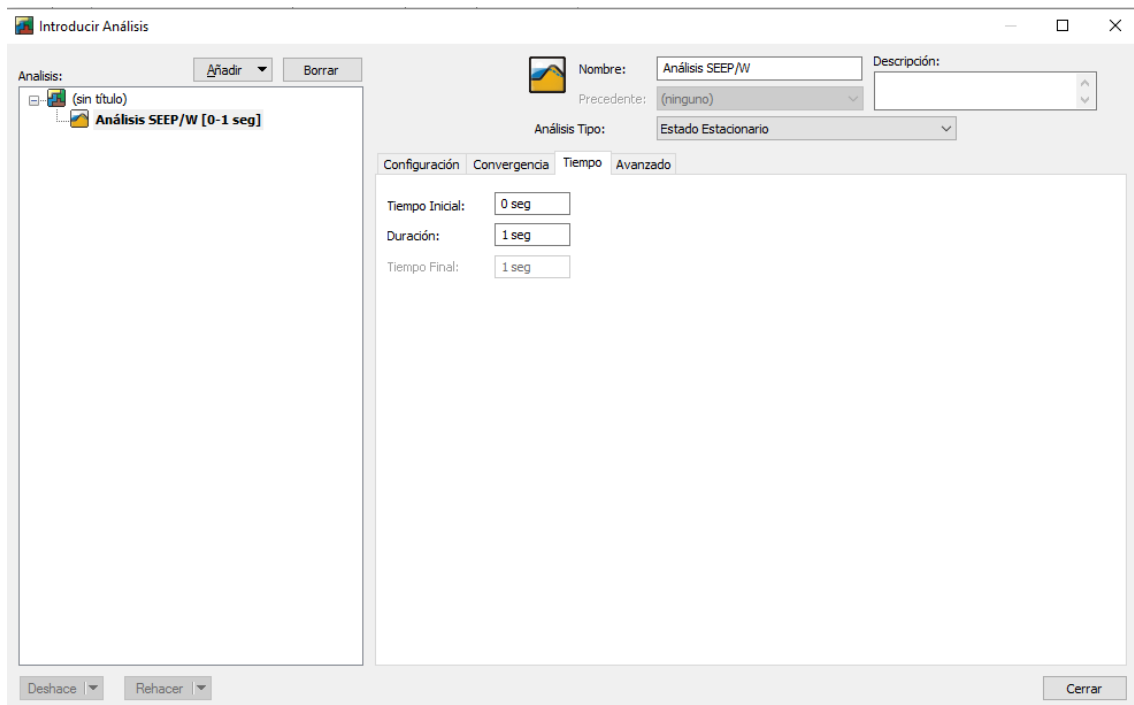
1. En primer lugar, seleccionamos el programa SEEP/W y nos saldrá esta pantalla:



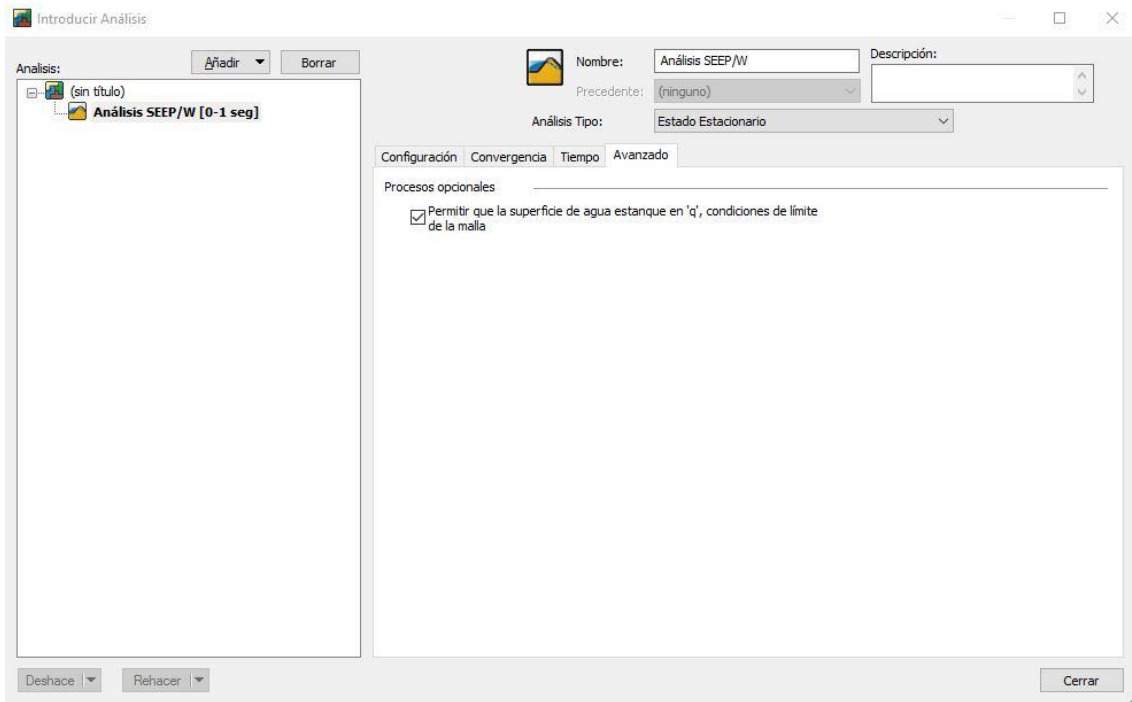
2. A continuación, clicamos en la pestaña “Convergencia”, donde pondremos los siguientes valores:



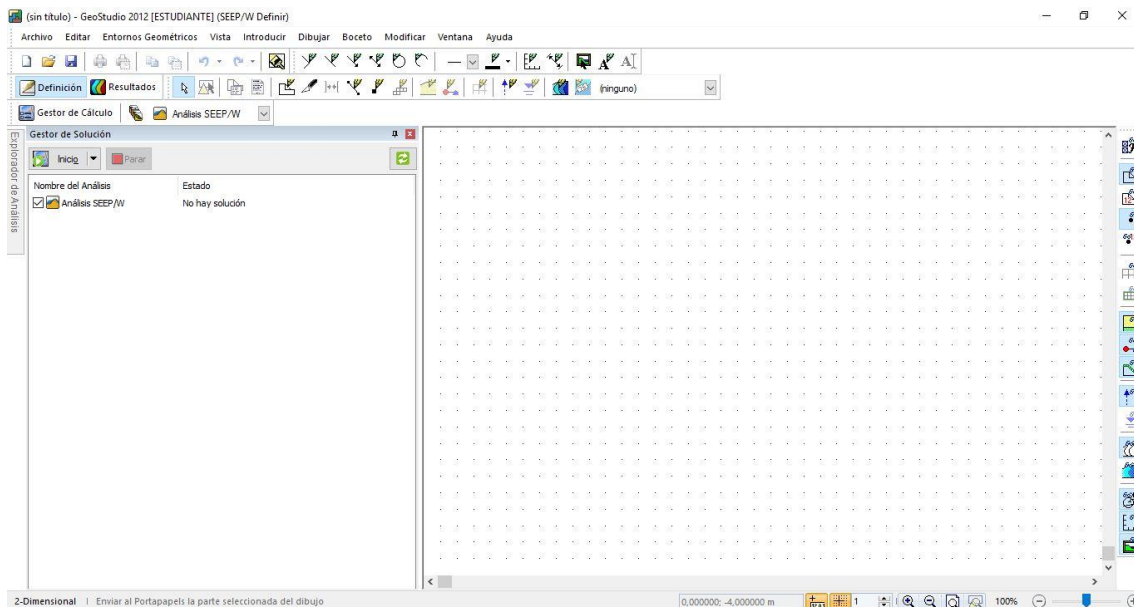
3. En la pestaña “Tiempo”, marcaremos los siguientes valores:



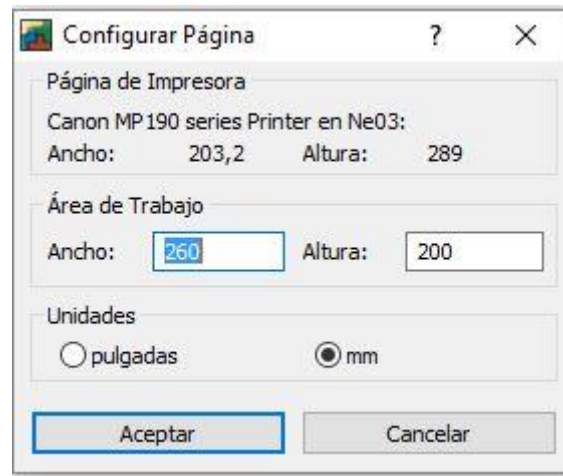
4. Por último, clicaremos en la pestaña “Avanzado” para marcar la siguiente pestaña:



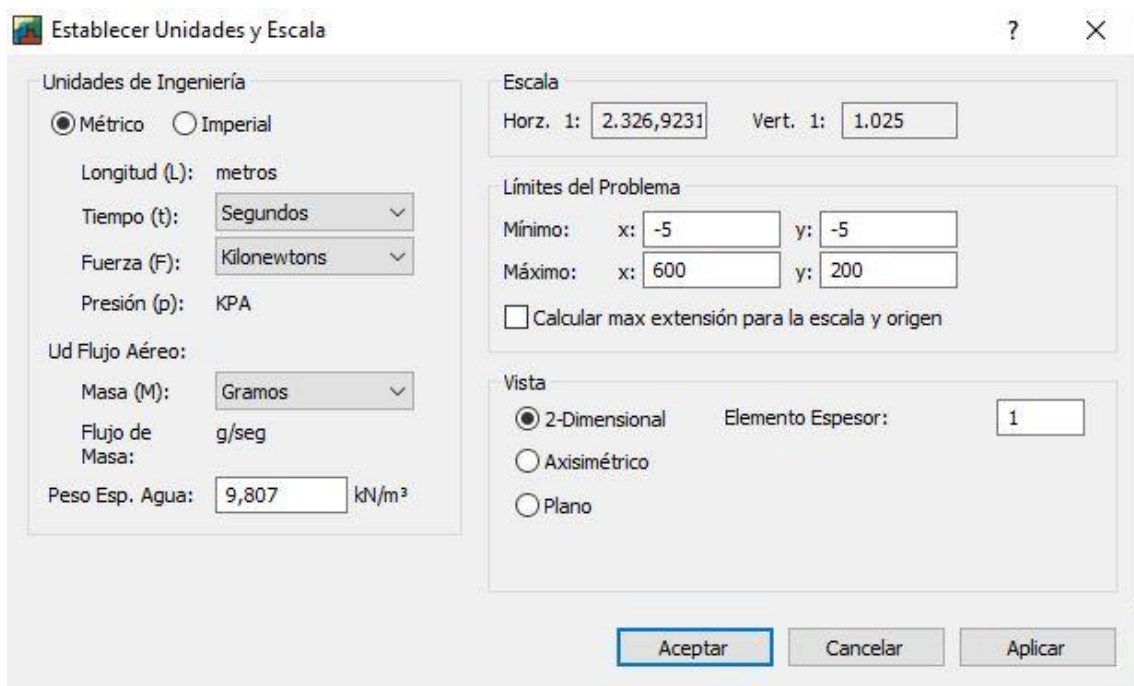
5. Una vez, salido de esta ventana denominada “Análisis”, ya nos encontramos en la ventana con la que vamos a trabajar, tal cual parecida a la siguiente:



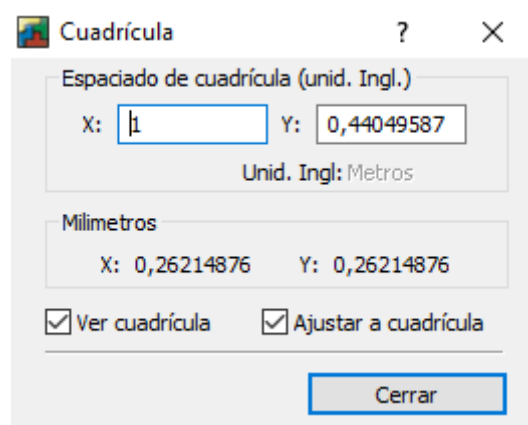
6. En la pestaña de “Entornos Geométricos”, sección “Página”, tendremos que poner estos valores:



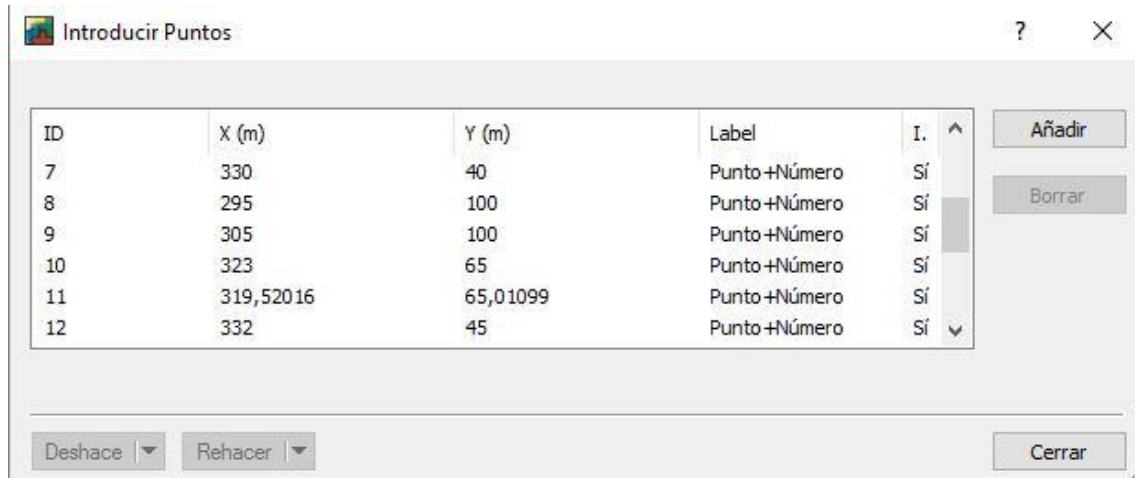
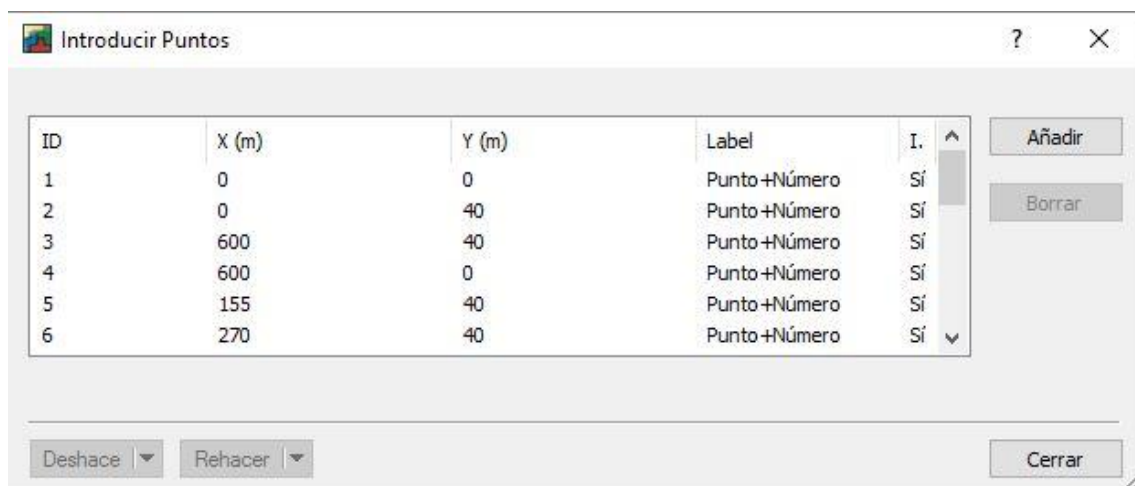
7. Pinchando en la ventana “Establecer Unidades y Escala”, definiremos los valores con los que vamos a trabajar:

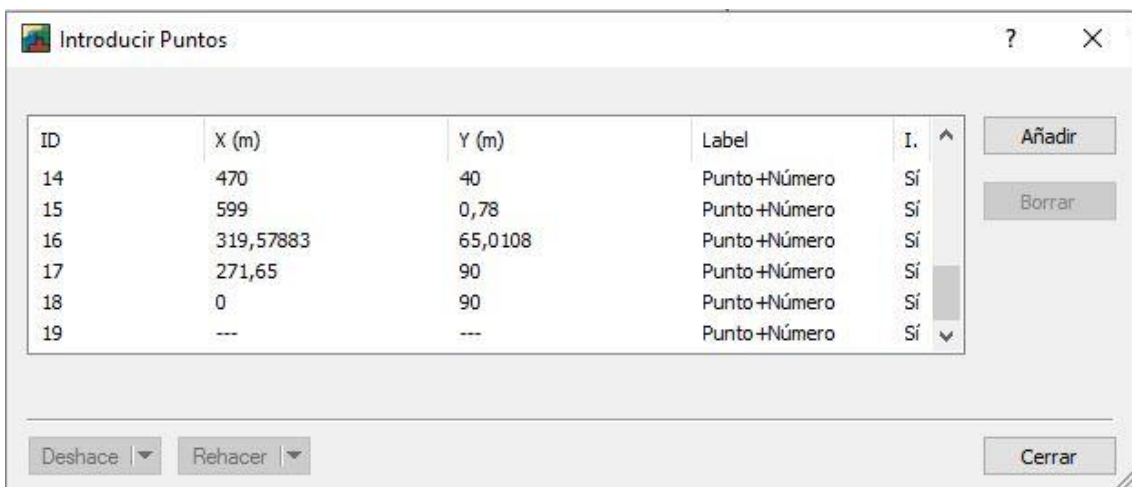
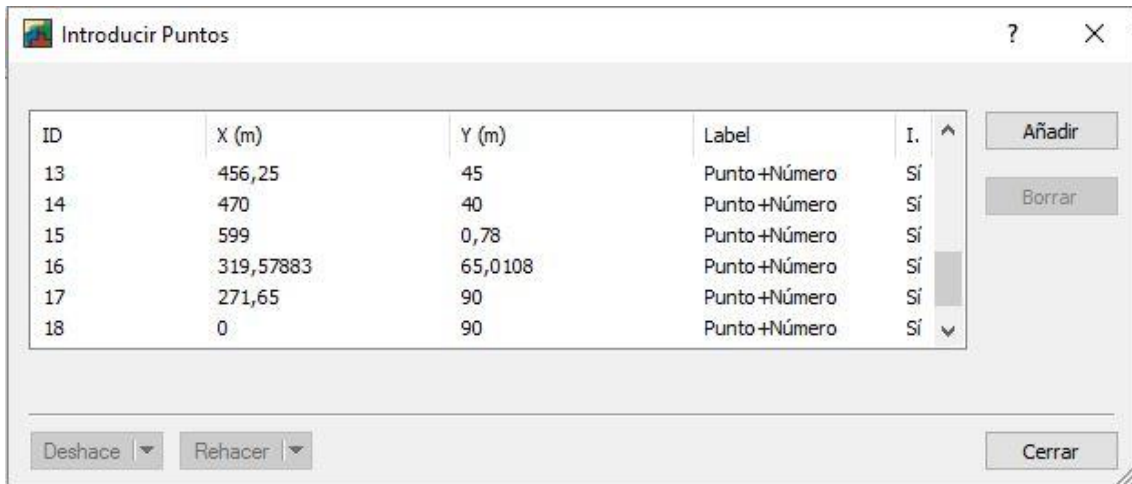


8. Por último, para salir de esta pestaña titulada “Entornos Geométricos”, nos meteremos en la pestaña de “Cuadrícula”:

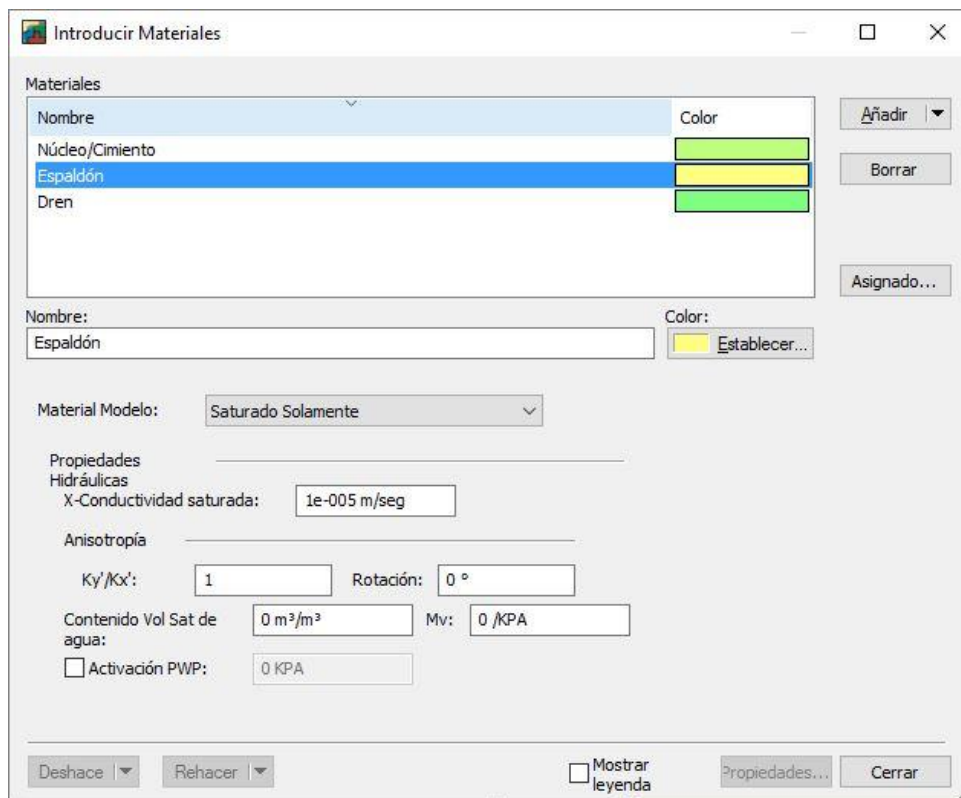
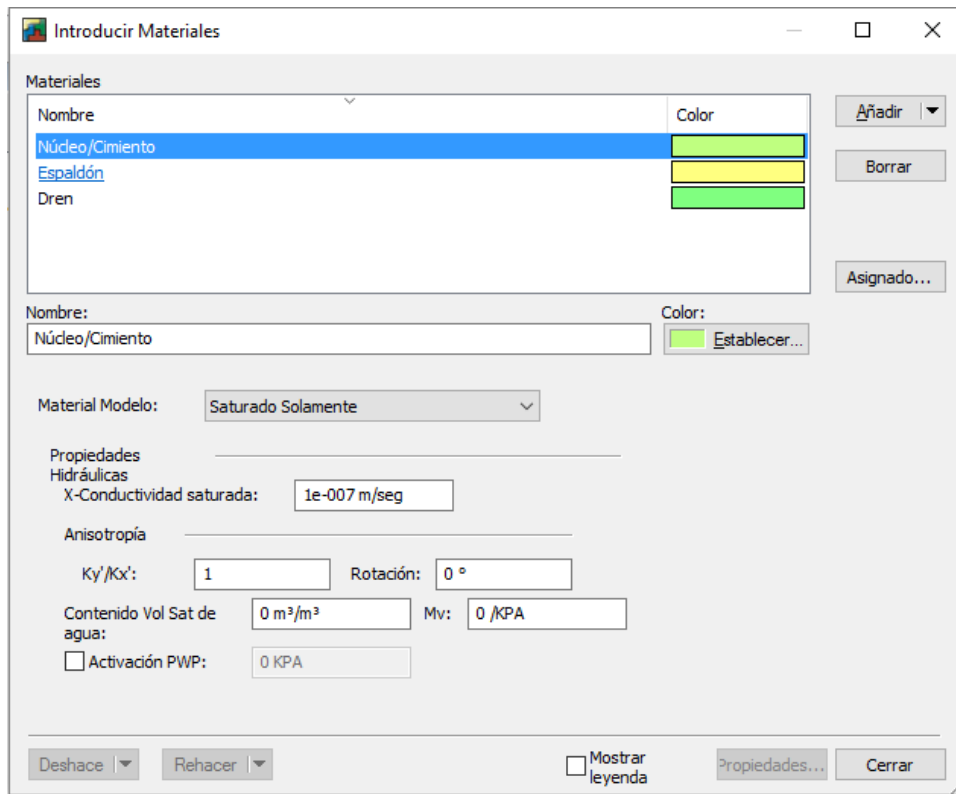


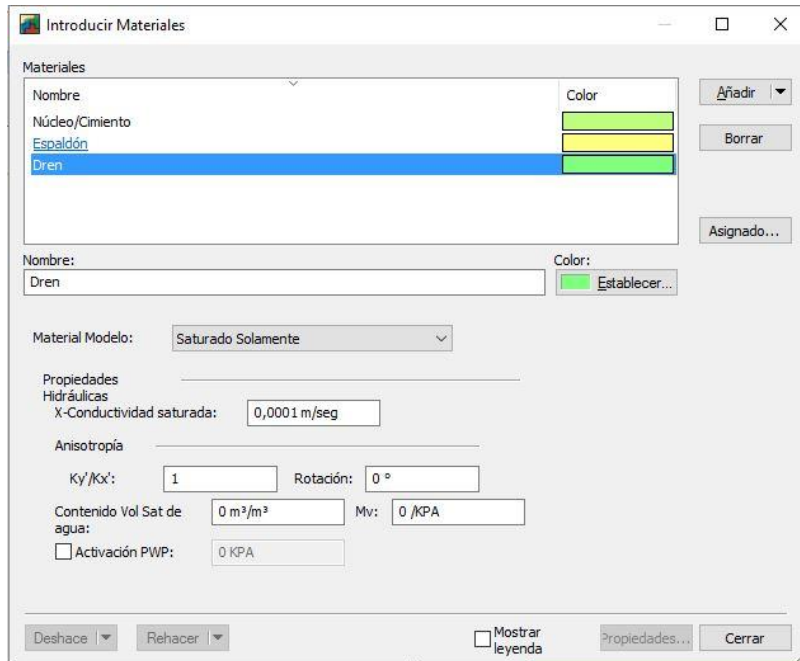
9. A continuación, dibujaremos nuestra presa de estudio, para ellos, en primer lugar, introduciremos los puntos (coordenadas) clicando en la pestaña “Introducir puntos”, de manera que:



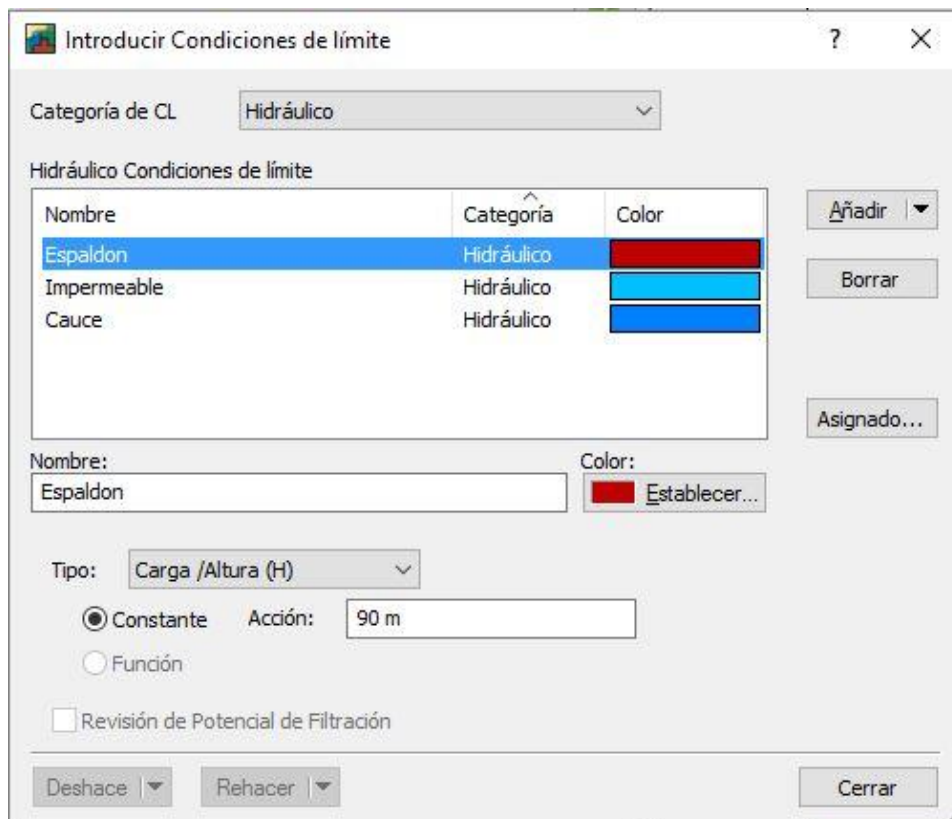


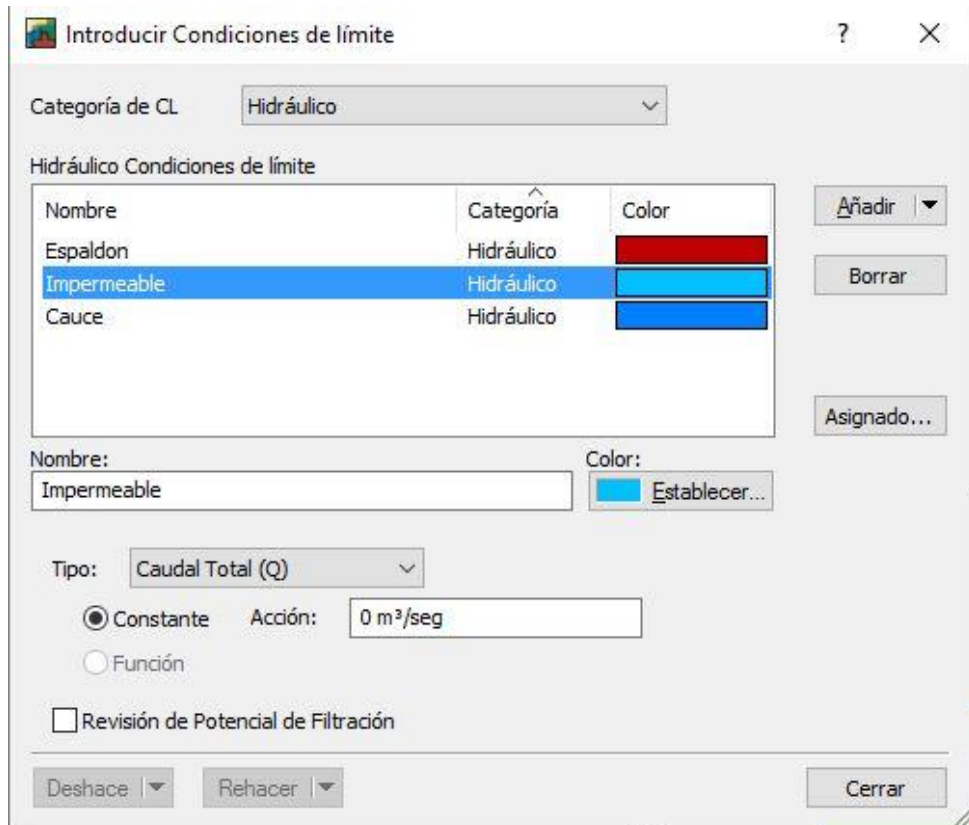
10. Una vez introducidos los puntos introducimos los materiales en la pestaña “Introducir materiales”:



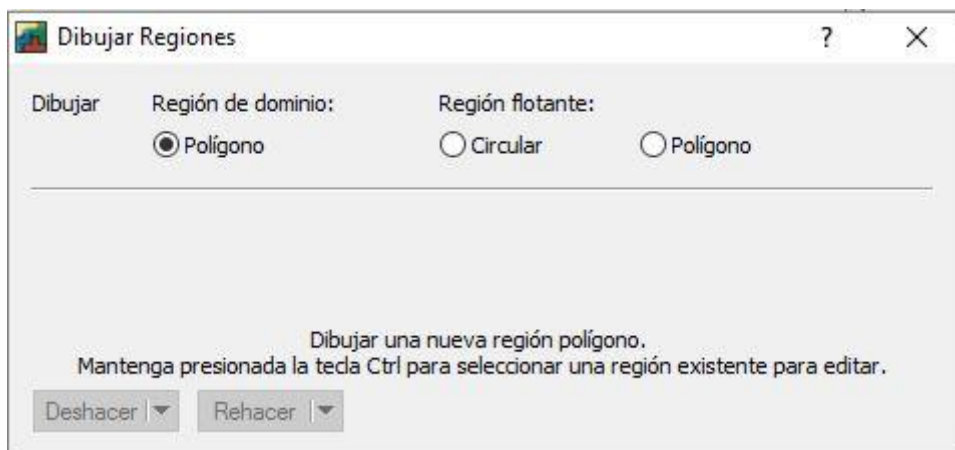


11. A continuación, introduciremos las condiciones de contorno, para ello clicaremos en la pestaña “Condiciones límite”, con los valores siguientes:





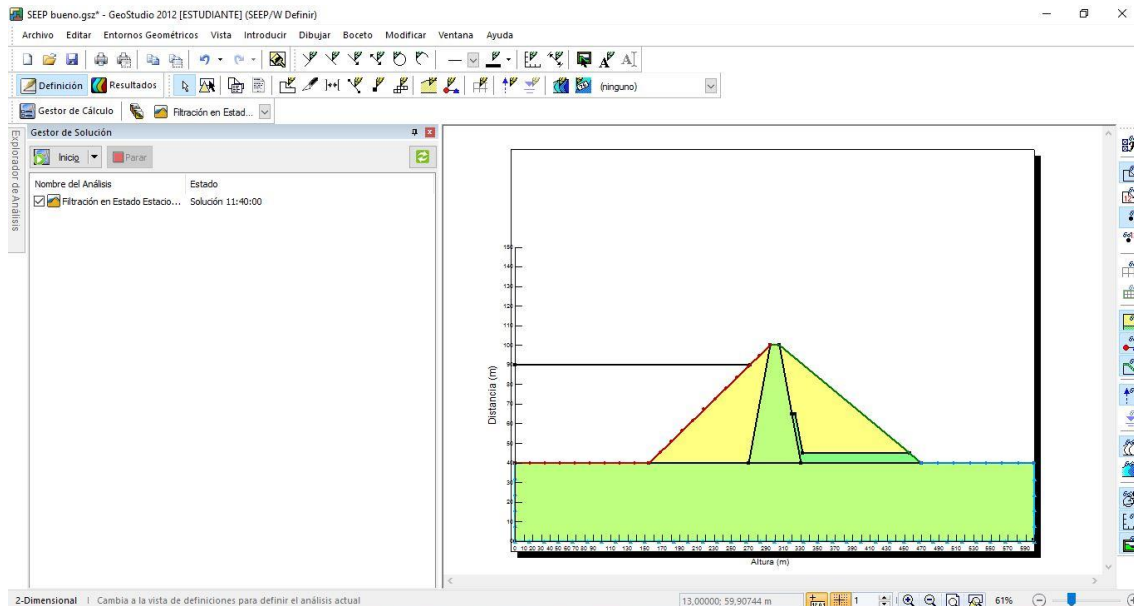
12. Una vez introducidos todos los materiales, condiciones contorno y los puntos, podremos dibujarlo todo metiéndonos en la pestaña “Dibujar Regiones”, tal y como muestra la imagen siguiente, donde marcaremos la opción polígona, la cual uniremos cada región.



13. Por consiguiente, introduciremos las condiciones límites, para ello nos meteremos en la pestaña “Introducir Condiciones Límite”:



14. Por último, se nos queda la siguiente estructura, prevista para darle al botón “Inicio” para darnos un resultado, anteriormente visto en la memoria, en el Capítulo 5.6.1.



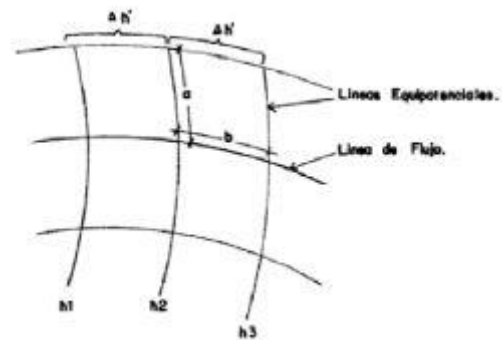
ANEJO I.2 CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE FLUJO (SEEP/W)

La ecuación de Laplace es matemáticamente integrable únicamente en condiciones de contorno muy simples, por lo que en la práctica es necesario emplear otros métodos para obtener la red de flujo.

El procedimiento gráfico de Forcheimer es simple y aplicable a cualquier problema de flujo uniforme en dos dimensiones.

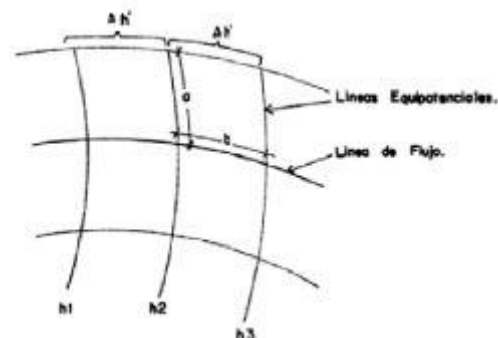
El espacio entre cualquier par de líneas de flujo es un canal de flujo. Si un cierto número de canales de flujo N_f se selecciona de manera que el caudal a través de cada Δq , se tiene:

$$\Delta q = \frac{q}{N_f}$$



La pérdida de carga entre cualquier par de líneas equipotenciales es la caída equipotencial Δh . Si se selecciona un cierto número de caídas equipotenciales N_d de manera que todas sean iguales, se tiene:

$$\Delta h' = \frac{\Delta h}{N_d}$$



El ancho de cualquiera de los elementos de esa red de flujo es α y la distancia entre las líneas equipotenciales es b .

El gradiente hidráulico i y el caudal Δq vienen dados por las siguientes expresiones:

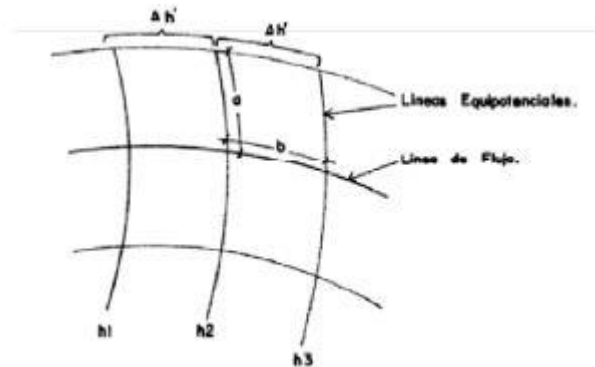
$$i = \frac{\Delta h'}{b} = \frac{\Delta h / N_d}{b} \quad \Delta q = k \left(\frac{\Delta h / N_d}{b} \right) a$$

El caudal vendrá dado por:

$$q = \Delta q N_f = k \Delta h \left(\frac{a}{b} \right) \frac{N_f}{N_d}$$

Si se escoge N_f y N_d de manera que $a = b$ la ecuación del caudal será de la forma:

$$q = k \Delta h \frac{N_f}{N_d}$$



A la red obtenida se le denomina red cuadrada porque todas las intersecciones entre los lados son en ángulo recto y el largo y ancho los promedios son iguales.

Debe entenderse en sentido descriptivo, ya que los lados opuestos de las figuras no son necesariamente iguales y raramente líneas rectas.

Los pasos a seguir para construir la red de flujo son los siguientes:

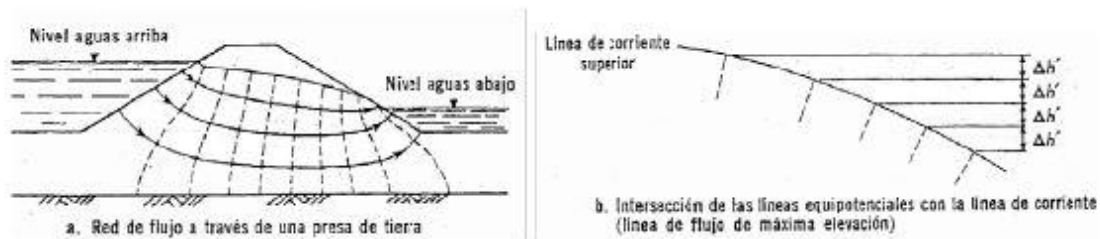
1. Realizar un dibujo a escala que muestre la masa de suelo, los límites permeables a través de los cuales el agua entra y sale del suelo y los límites impermeables que confinan el flujo.
2. Dibujar de dos a cuatro líneas de flujo que formen ángulos rectos con los límites permeables a la entrada y a la salida y que sean aproximadamente paralelas a los límites impermeables.
3. Dibujar líneas equipotenciales que formen ángulos rectos con las líneas de flujo, de manera que el ancho y el largo de cada una de las figuras sean iguales. La red resultante servirá de guía para el siguiente tanteo.
4. Se reajustan las líneas de flujo y las equipotenciales hasta que todas las intersecciones sean ángulos rectos y el largo y el ancho de cada figura sean iguales. Las figuras entre un par de líneas equipotenciales pueden aceptarse si son rectángulos, pero cada rectángulo debe tener la misma razón ab . En este caso, la caída potencial es una fracción de las otras.

El caudal se calcula con la ecuación antes obtenida, usando los valores de N_f y N_d .

Esta cantidad se multiplica por la dimensión perpendicular al plano de la red de flujo para obtener el caudal total.

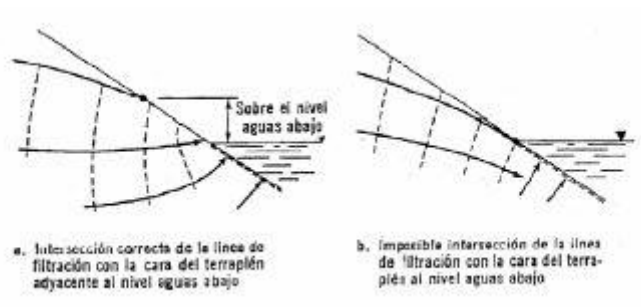
En el caso del flujo a través de una presa de tierra, el límite superior de las líneas de flujo es la línea de saturación y es una línea piezométrica.

Esta línea debe cumplir todos los requisitos de cualquier línea de flujo y, además, sus intersecciones con las líneas equipotenciales deben ser espaciadas verticalmente a distancias iguales Δh .



Si la línea de saturación se interseca con el paramento de aguas abajo, por debajo de ese punto, el paramento del terraplén no es una línea de filtración.

Por encima del nivel de aguas abajo, el paramento corta los cuadrados de la red de flujo y cada línea equipotencial cota el paramento a la elevación equivalente a su nivel piezométrico.



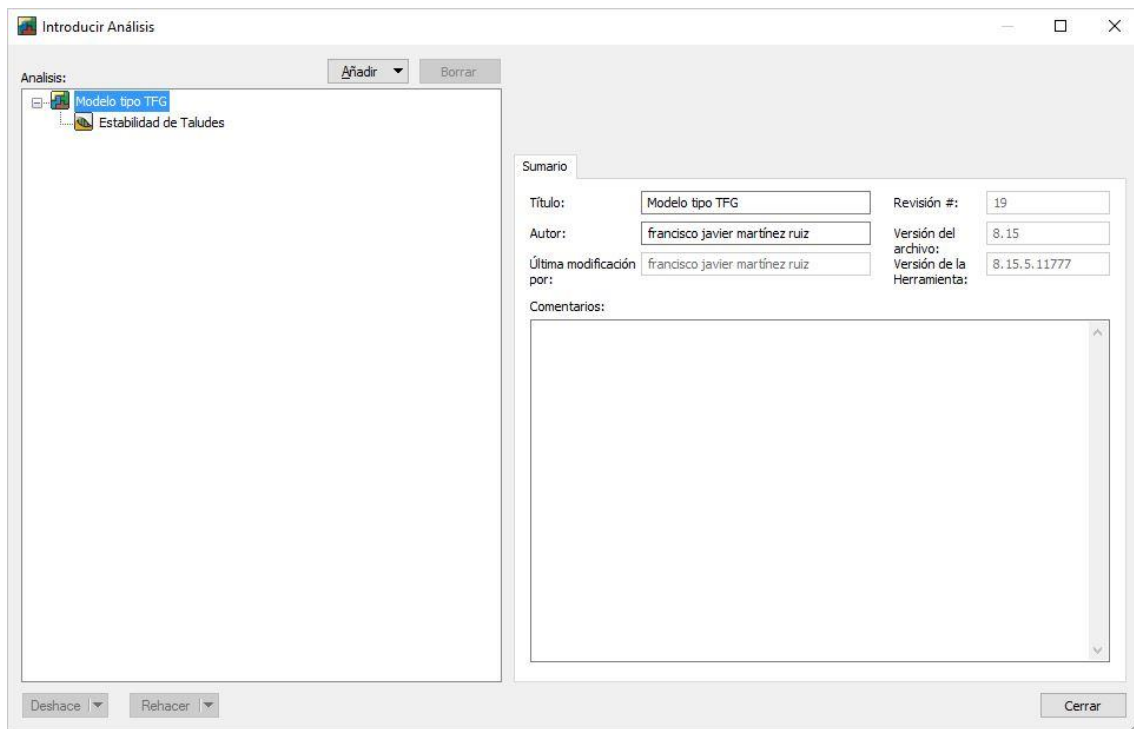
Nota: este método está explicado para una red de filtración ideal, lógicamente nuestro caso de estudio no trabaja así, pero esto ha sido propuesto para tener una idea de cómo trabaja el programa SEEP/W, ya que, en todo momento, deberemos saber cómo trabaja todos los softwares que hemos empleado.

ANEJO I.3 INTRODUCCIÓN DATOS (SLOPE/W)

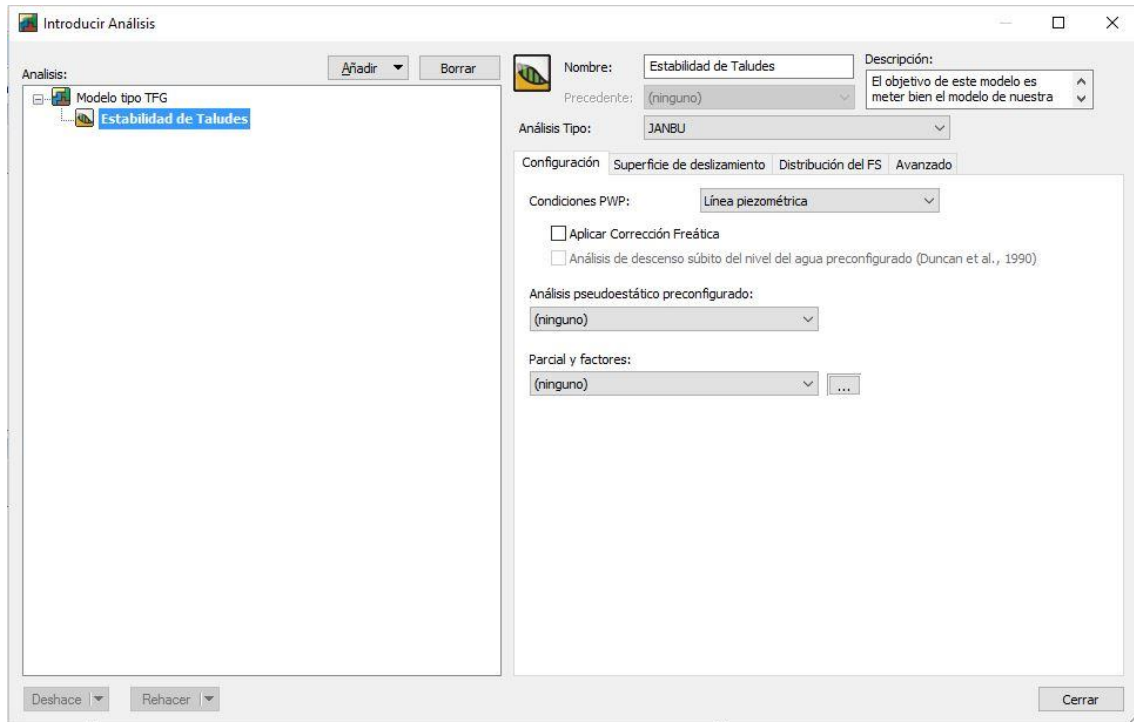
Para poder realizar el SLOPE/W, antes deberíamos haber realizado la red de filtración en el programa SEEP/W, tal y como hemos demostrado anteriormente.

A continuación, buscamos crear una guía donde explicamos, paso por paso, como hemos introducido nuestro modelo en SLOPE/W.

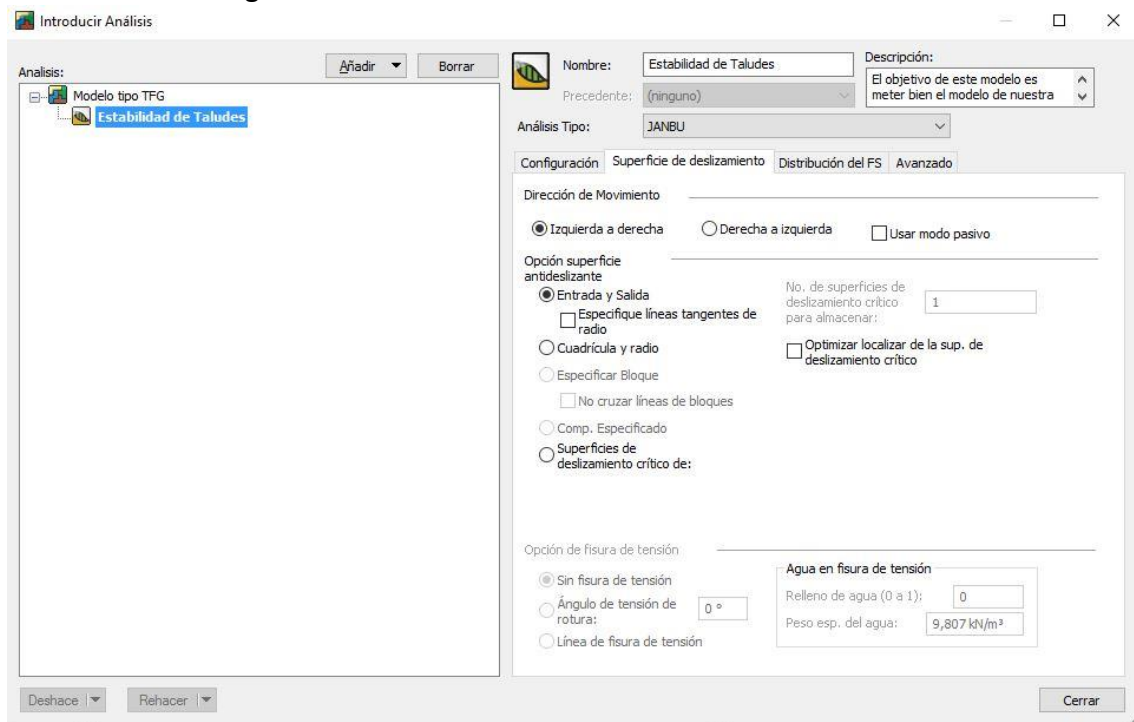
1. En primer lugar, seleccionamos el programa SLOPE/W y nos saldrá esta pantalla:



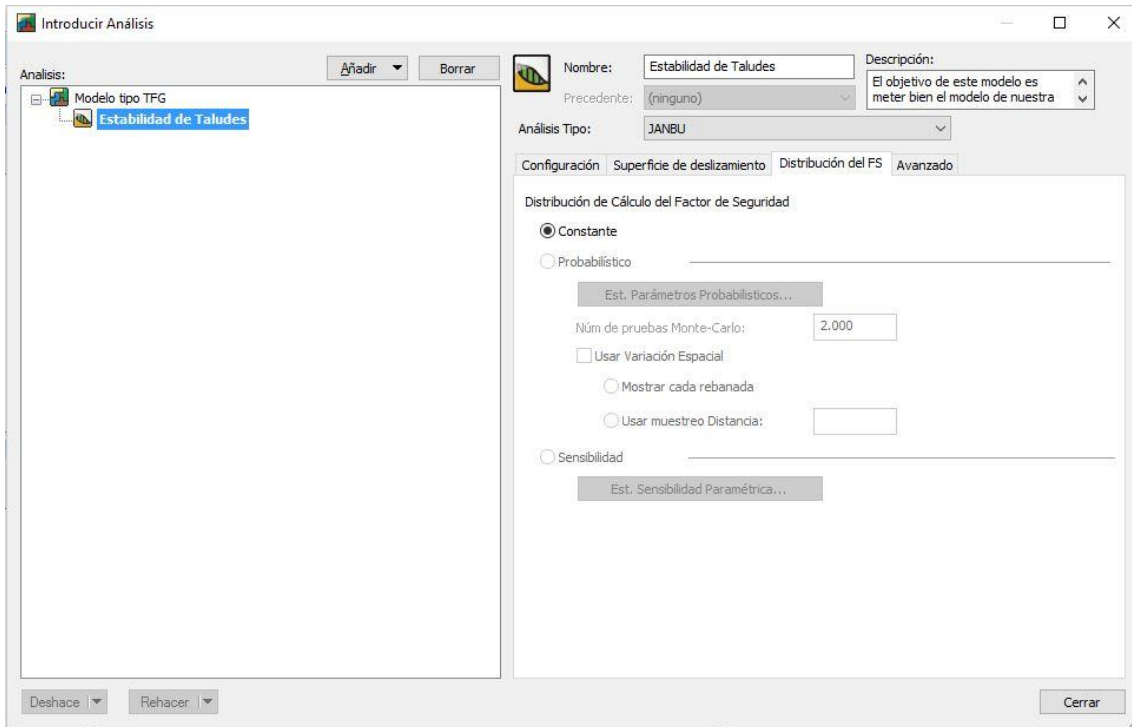
2. A continuación, clicamos en la pestaña “Configuración”, donde pondremos los siguientes valores:



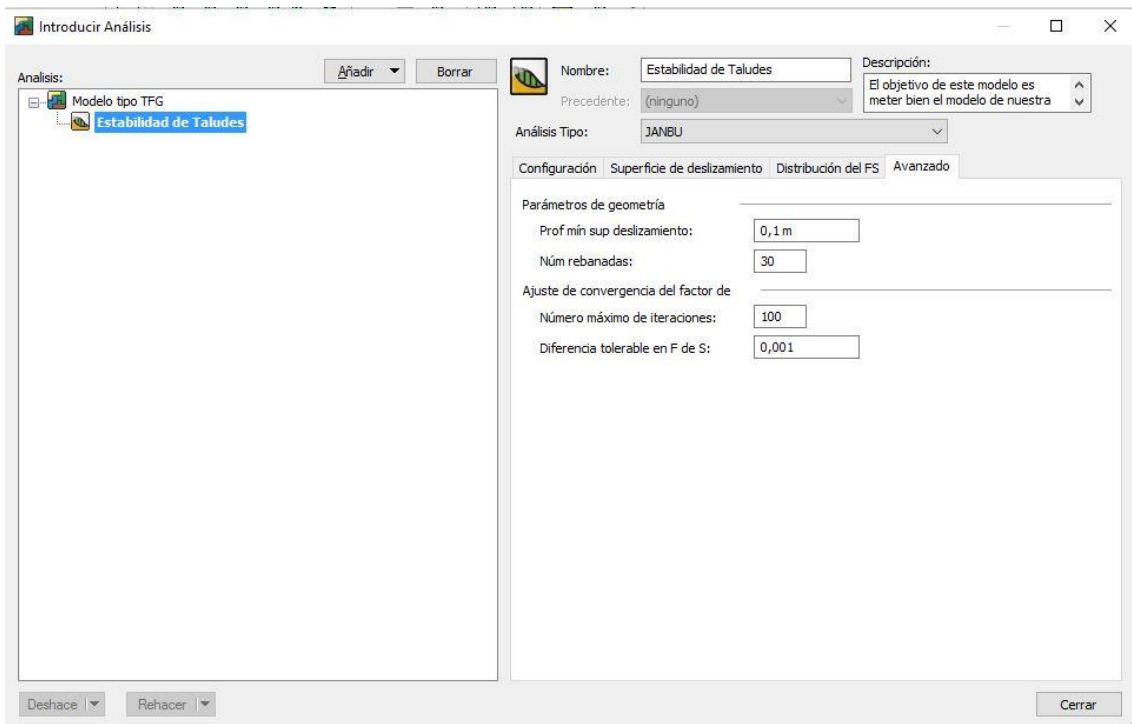
3. En la pestaña “Superficies de deslizamiento”, marcaremos los siguientes valores:



4. Por último, clicaremos en la pestaña “Distribución del FS” para marcar la siguiente pestaña:



5. Por último, clicaremos en la pestaña “Avanzado” y marcaremos los siguientes valores:



6. En la pestaña de “Entornos Geométricos”, sección “Configurar página”, tendremos que poner estos valores:

Configurar Página

Página de Impresora
Microsoft Print to PDF en Ne01
Ancho: 210 Altura: 297

Área de Trabajo
Ancho: 260 Altura: 200

Unidades
 pulgadas mm

Aceptar Cancelar

7. Pinchando en la ventana “Establecer Unidades y Escala”, definiremos los valores con los que vamos a trabajar:

Establecer Unidades y Escala

Unidades de Ingeniería
 Métrico Imperial
Longitud (L): metros
Fuerza (F): Kilonewtons
Presión (p): KPA
Resistencia: KPA
Peso Esp. Agua: 9,807 kN/m³

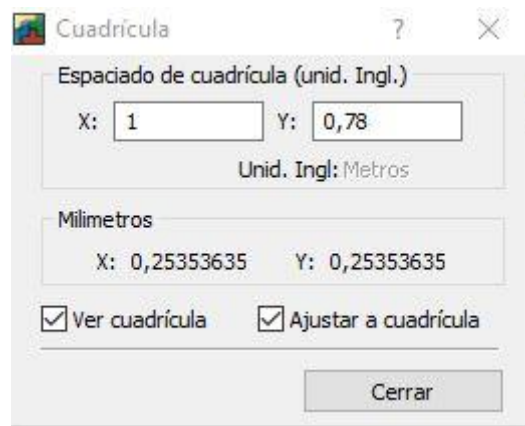
Escala
Horz. 1: 2.307,692 Vert. 1: 1.800

Límites del Problema
Mínimo: x: 0 y: 0
Máximo: x: 600 y: 360
 Calcular max extensión para la escala y origen

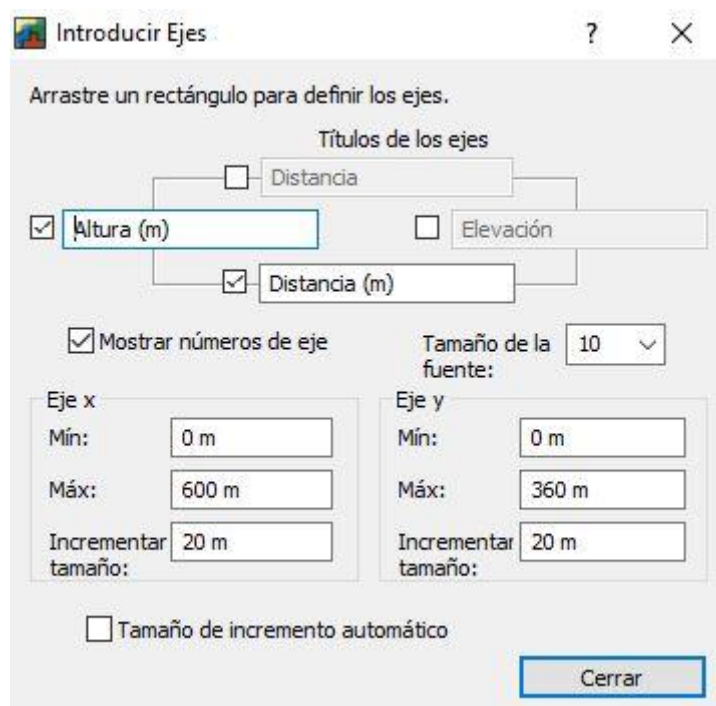
Vista
 2-Dimensional
 Axisimétrico
 Plano

Aceptar Cancelar Aplicar

8. Por último, para salir de esta pestaña titulada “Entornos Geométricos”, nos meteremos en la pestaña de “Cuadrícula”:



9. A continuación, dibujaremos nuestra presa de estudio, para ellos, en primer lugar, introduciremos los ejes clicando en la pestaña “Introducir ejes”, de manera que:



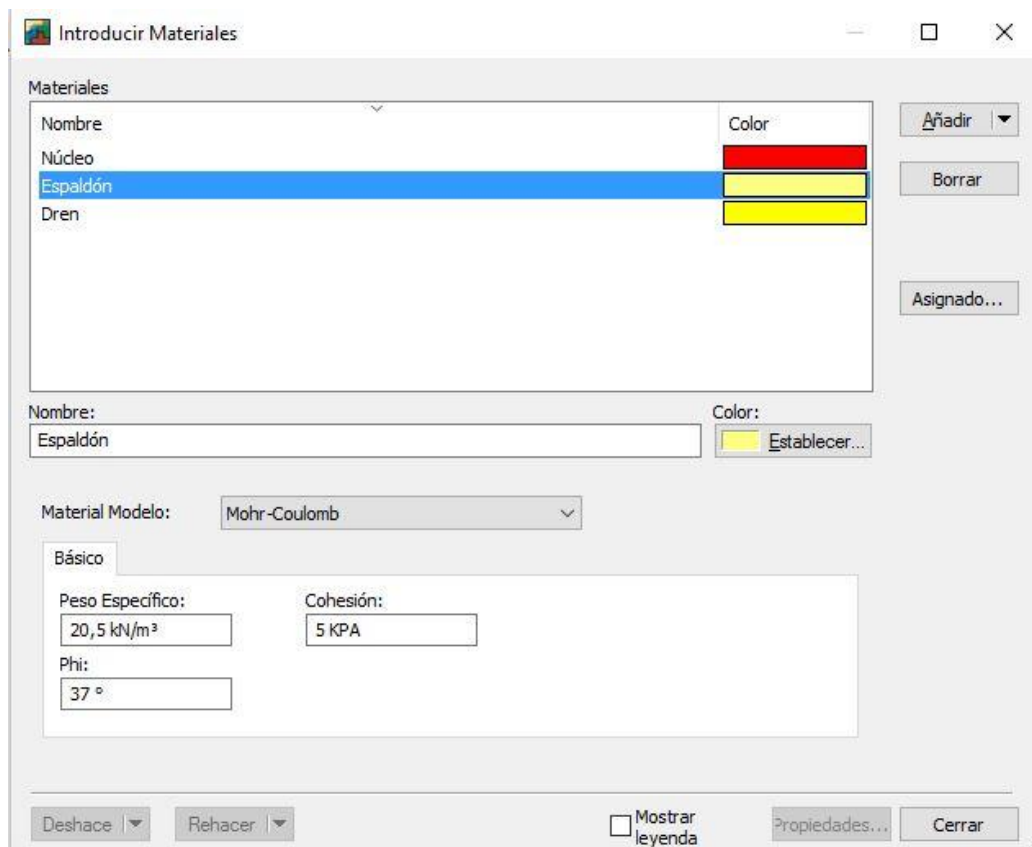
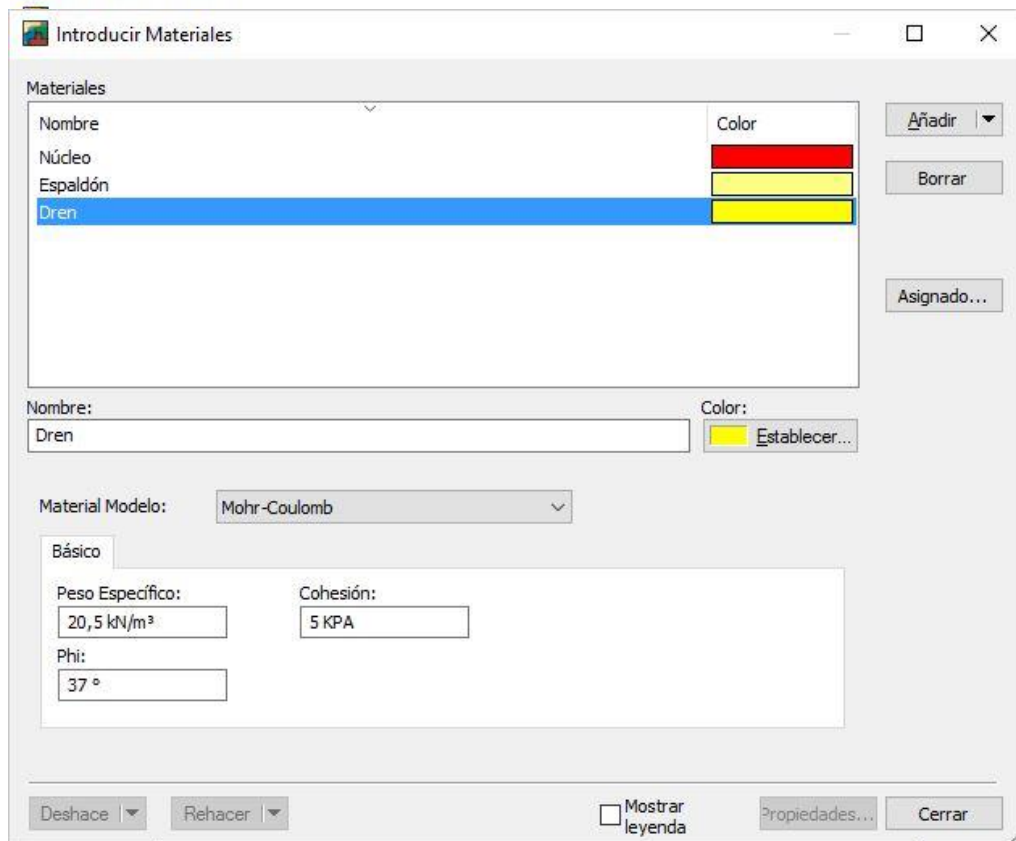
10. Ahora dibujaremos nuestra presa, pero para ello tenemos que introducir los puntos en “Introducir puntos” de la siguiente forma:

ID	X (m)	Y (m)	Label	I.
1	0	255	Punto+Número	Sí
2	0	0	Punto+Número	Sí
3	470	0	Punto+Número	Sí
4	600	255	Punto+Número	Sí
5	155	255	Punto+Número	Sí
6	270	255	Punto+Número	Sí

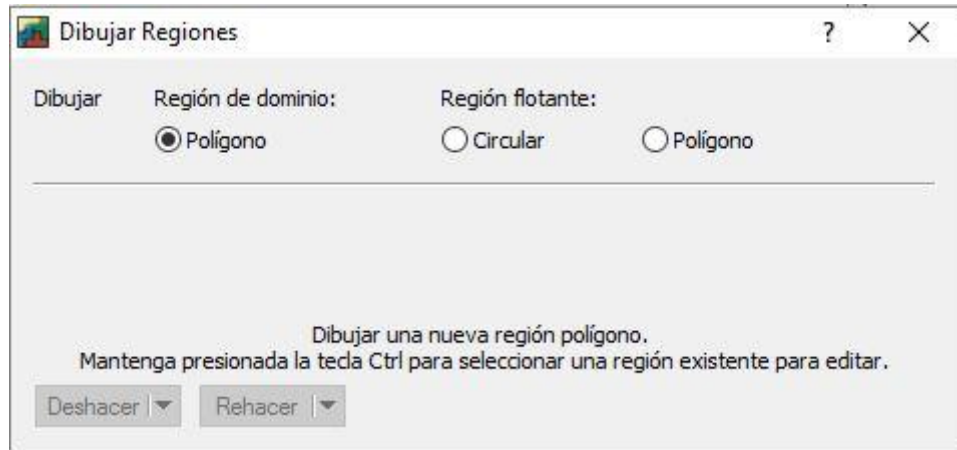
ID	X (m)	Y (m)	Label	I.
7	330	255	Punto+Número	Sí
8	295	315	Punto+Número	Sí
9	305	315	Punto+Número	Sí
10	323	280	Punto+Número	Sí
11	332	260	Punto+Número	Sí
12	456,25	260	Punto+Número	Sí

ID	X (m)	Y (m)	Label	I.
11	332	260	Punto+Número	Sí
12	456,25	260	Punto+Número	Sí
13	470	255	Punto+Número	Sí
14	599	0,78	Punto+Número	N
15	319,58333	280	Punto+Número	N
16	---	---	Punto+Número	Sí

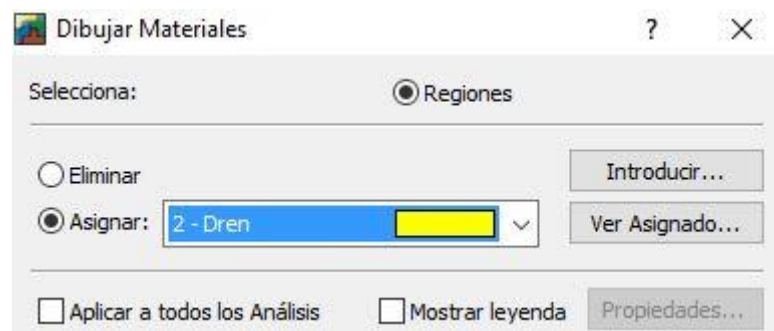
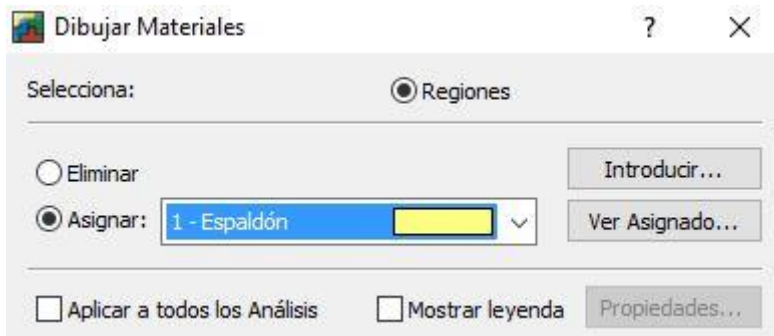
11. Una vez introducidos los puntos introducimos los materiales en la pestaña “Introducir materiales”:

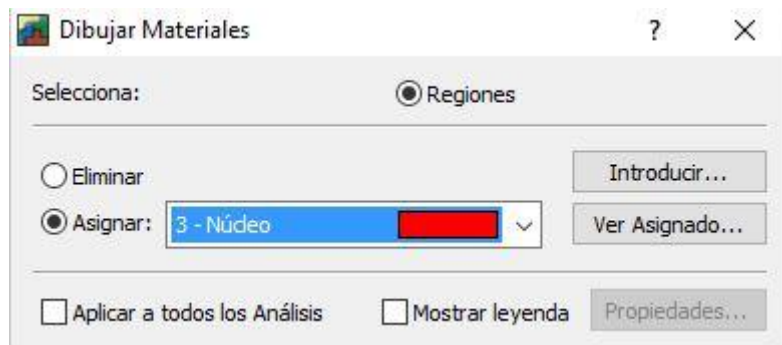


12. Una vez introducidos todos los materiales, condiciones contorno y los puntos, podremos dibujarlo todo metiéndonos en la pestaña “Dibujar Regiones”, tal y como muestra la imagen siguiente, donde marcaremos la opción polígono, la cual uniremos cada región.

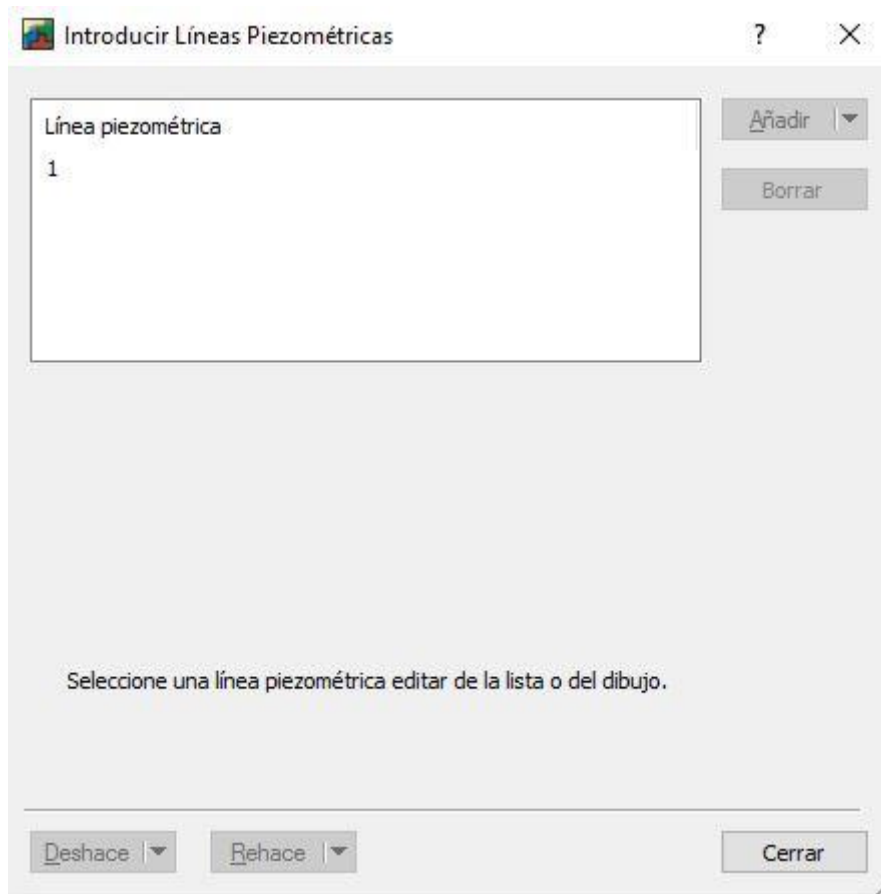


13. A continuación, dibujamos nuestros materiales:

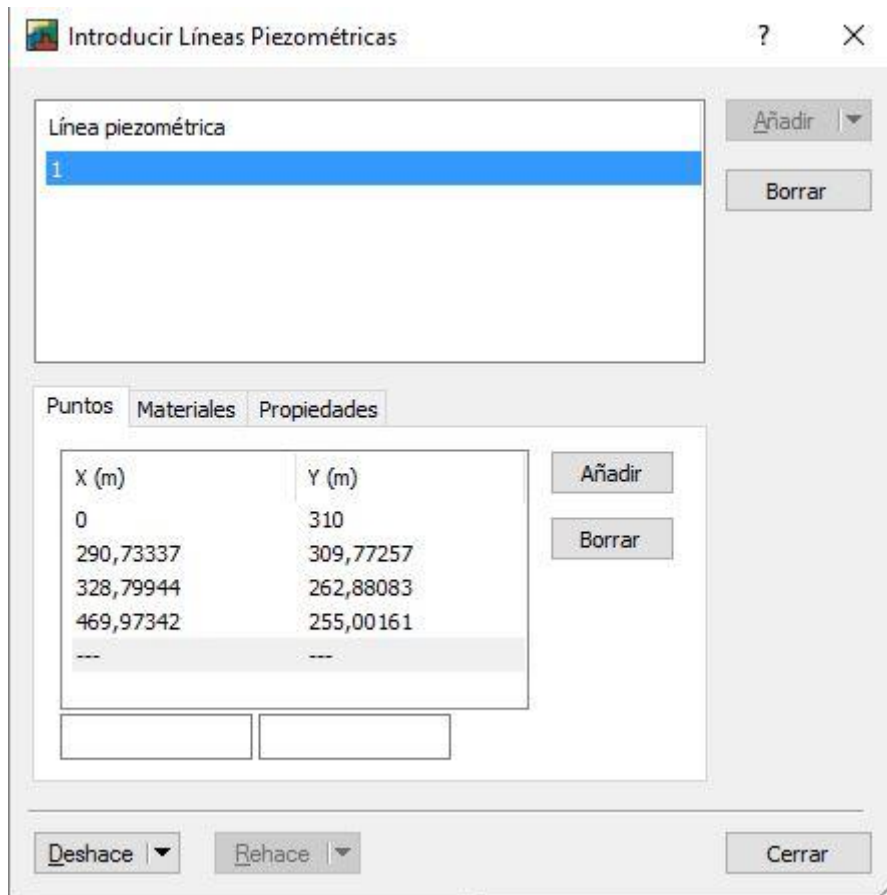




14. Por último, tenemos que introducir la línea piezométrica que hemos hallado con SEEP/W, para ellos pincharemos en “Introducir línea piezométrica”, de tal forma que nos aparezca esta ventana:



15. Seguidamente, introduciremos los puntos, en nuestro caso son los siguientes:



16. Finalmente, dibujaremos nuestra región de entrada y salida, para ello pincharemos “Superficie deslizada” y nos saldrá un cuadro como el siguiente, en el cual hemos introducido nuestra condición:

Dibujar Rango de Sup. de Deslizamiento Entrada y Salida

Rango de Entrada (Izq.)

Tipo: Punto

Extremo izquierdo: X: 304,80303 Y: 315

Extremo Derecho: X: 155 Y: 255

Número de Incrementos de Mayor Rango: 4

Rango de Salida (der.)

Tipo: Punto

Extremo izquierdo: X: 470 Y: 255

Extremo: X: 329,12104 Y: 306,22871

Número de Incrementos de Mayor Rango: 4

Número de Incremento de Radio: 4

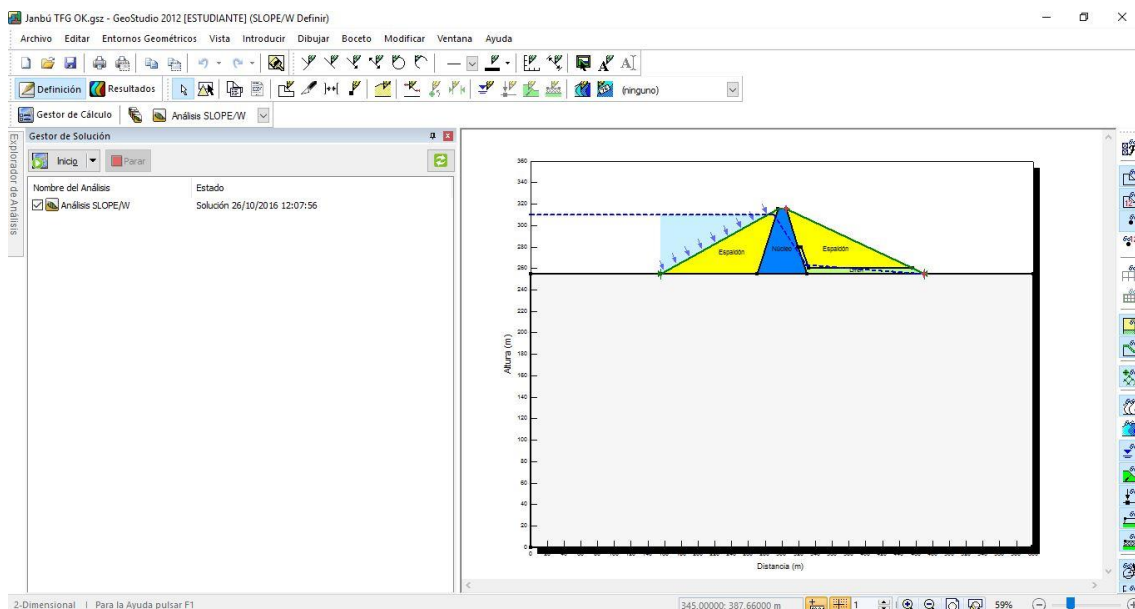
Ángulo de Proyección de la Sup. de Deslizamiento

Usar Ángulo de Proyección Izq. (Activa): 135

Usar Ángulo de Proyección Der. (Pasivo): 45

Limpiar Aplicar Finalizar

17. Para finalizar, SLOPE/W nos muestra nuestra presa de estudio, tal y como se muestra en la siguiente imagen:



NOTA: los colores cuando introducimos los materiales no se corresponden en la imagen final, eso se debe a que tuve que cambiar los colores porque, de la forma antigua, se apreciaba muy bien la red de filtración, así como los distintos materiales.

ANEJO I.4 MÉTODO DE JANBÚ

A continuación vamos a explicar cómo funciona SLOPE/W, ya que es necesario, siempre, saber cómo funciona el software utilizado para saber si los resultados que nos devuelve son lógicos o no.

Una vez elegido el software con el que vamos a trabajar, entonces explicaremos como funciona dicho software, para nuestro trabajo hemos elegido el método de Janbú Simplificado.

Dicho método es un método de rebanadas verticales para comprobar una superficie de deslizamiento de una forma cualquiera, pero se diferencia de los otros métodos en que el estado tensional de cada faja se plantea con toda generalidad, sin limitaciones ni hipótesis simplificadoras para las fuerzas interfajas, con lo que se aproxima un poco al de elementos finitos, si bien con elementos trapeciales grandes y supuesta una masa deslizante, y no el espacio total.

Dicho método está diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop (por ejemplo), este método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos.

Los bloques de este método son creados dividiendo el suelo sobre la superficie terrestre dividiendo planos. Las fuerzas que actúan en los bloques se pueden observar en la siguiente figura:

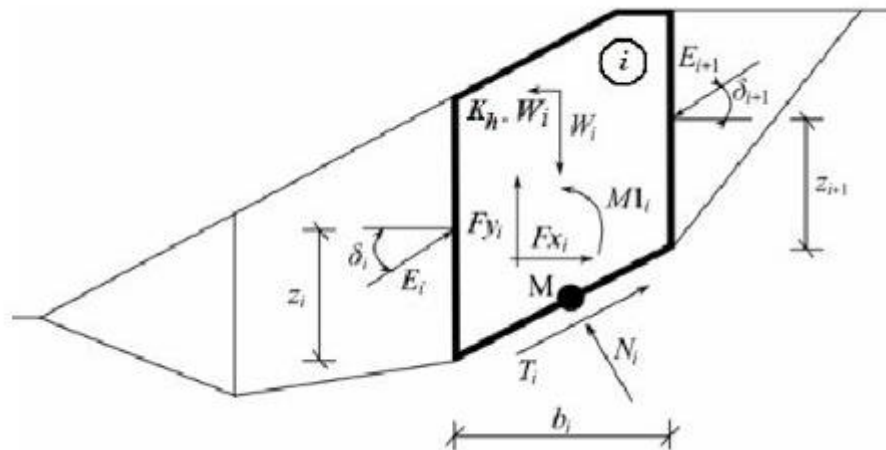


Ilustración 26. Distintas fuerzas que actúan en una rebanada o franja

Cada bloque se asume para contribuir a las siguientes fuerzas:

- $W_i \rightarrow$ Peso del bloque, incluyendo material de sobrecarga que tenga el carácter del peso incluyendo la influencia del coeficiente vertical del sismo K_v .
- $K_h * W_i \rightarrow$ Fuerza de inercia horizontal que representa el efecto del sismo K_h , es el factor de la aceleración horizontal durante el sismo.
- $N_i \rightarrow$ Fuerza normal en la superficie del deslizamiento.
- $T_i \rightarrow$ Fuerza de corte en la superficie del deslizamiento.
- $E_i, E_{i+1} \rightarrow$ Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos, inclinados desde el plano horizontal por el ángulo $\delta_i, \delta_{i+1}, \dots$, y yacen a la altura z_i, z_{i+1} , sobre la superficie de deslizamiento.
- $F_{x_i}, F_{y_i} \rightarrow$ Otras fuerzas horizontales y verticales actuando en el bloque.
- $M I_i \rightarrow$ Momento desde las fuerzas F_{x_i}, F_{y_i} , rotando sobre un punto M , el cual es el centro del segmento de la superficie $i - th$.

- $U_i \rightarrow$ Presión de poro resultante en el segmento de la superficie $i - th$.

Los siguientes supuestos se introducen en el método de Janbú para calcular el límite de equilibrio de las fuerzas y momentos de los bloques individuales:

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales.
- La línea de acción de peso del bloque W_i pasa por el centro del segmento $i - th$ de la superficie de deslizamiento representada por el punto M.
- La fuerza normal N_i actúa en el centro del segmento $i - th$ de la superficie de deslizamiento, en el punto M.
- La posición z_i de la fuerza E_i actuando entre bloques, se asume en la superficie de deslizamiento en el punto extremo como $z = 0$.

La elección de la posición z_i puede ser una influencia significativa en la convergencia del método. Si se toma una mala suposición de la posición z_i para una superficie dada, puede ser imposible satisfacer las condiciones de equilibrio (el algoritmo no puede converger). Las alturas z_i sobre la superficie de deslizamiento se establecen aproximadamente a un tercio de la altura de la interfaz entre bloques. En caso de que no se satisfagan el algoritmo de condiciones de equilibrio, habrá que cambiar la altura a una posición diferente, por ejemplo: ligeramente superior en la posición pasiva, cerca de la punta, más bajo en la zona activa, cerca de la cresta de la pendiente.

La solución adopta la siguiente forma:

$$N_i = N'_i + U_i$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

$$N'_i + U_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + K_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + Fy_i \cdot \cos \alpha_i - Fx_i \cdot \sin \alpha_i +$$

$$E_{i+1} \cdot \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0$$

$$\begin{aligned}
& N'_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \cdot \sin \alpha_i - K_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i + Fy_i \cdot \sin \alpha_i + \\
& Fx_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \\
& E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} \left(z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} \cdot \frac{b_i}{2} - \\
& E_i \cdot \cos \delta_i \left(z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} + \\
& M1_i - K_h \cdot W_i (y_M - y_{gl}) = 0
\end{aligned}$$

Ecuación 4. Distintas ecuaciones que adopta el método de Janbú

La ecuación 1 representa la relación entre los valores de la tensión efectiva y total de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento:

$$N_i = N'_i + U_i$$

Ecuación 5. Ecuación de la tensión total

La ecuación 2 corresponde a las condiciones de Mohr – Coulomb representando la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento:

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

Ecuación 6. Ecuación de la fuerza tangencial dada en un segmento

La ecuación 3 representa la ecuación de la fuerza de equilibrio en dirección a la normal al segmento i – th en la superficie de deslizamiento:

$$\begin{aligned}
& N'_i + U_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + K_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + Fy_i \cdot \cos \alpha_i - Fx_i \cdot \sin \alpha_i + \\
& E_{i+1} \cdot \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0
\end{aligned}$$

Ecuación 7. Ecuación de la fuerza normal en un segmento

Mientras que la ecuación 4 representa el equilibrio a lo largo del segmento $i - th$ en la superficie de deslizamiento. FS es el factor de seguridad, el cual es utilizado para reducir los parámetros del suelo:

$$N'_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \cdot \sin \alpha_i - K_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i + Fy_i \cdot \sin \alpha_i + Fx_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0$$

Ecuación 8. Ecuación de la fuerza normal en un segmento

La ecuación 5 corresponde a la ecuación de momento de equilibrio sobre el punto M, donde y_{qi} es la coordenada vertical en el punto de aplicación del peso del bloque y y_M es la coordenada vertical del punto M:

$$M1_i - K_h \cdot W_i (y_M - y_{qi}) = 0$$

Ecuación 9. Ecuación del momento de equilibrio

Modificando la fuerza de equilibrio de la ecuación 3 y 4 se obtiene la ecuación siguiente:

$$E_{i+1} = \frac{\left[(W_i - Fy_i) \cdot \cos \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cdot \sin \alpha_i - U_i + E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) \right] \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \cdot \sin \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cdot \cos \alpha_i + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})}$$

Ecuación 10. Ecuación de la fuerza total

Esta fórmula permite calcular todas las fuerzas E_i , actuando entre los bloques para un valor dado de δ y FS. Esta solución asume que en el origen de

$$\delta_{i+1} = \arctan\left(\frac{2 \cdot z_{i+1}}{b_i} + \tan \alpha_i\right) - \arcsin \frac{E_i \left(\cos \delta_i \left(z_i - \frac{b_i \cdot \tan \alpha_i}{2} \right) + \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} \right) - M1_i}{E_{i+1} \sqrt{\left(z_{i+1} + \frac{b_i \cdot \tan \alpha_i}{2} \right)^2 + \left(\frac{b_i}{2} \right)^2}}$$

Ecuación 11. Ecuación del ángulo δ

la superficie de deslizamiento el valor E es conocido e igual a $E_i = 0$. La fórmula para calcular los ángulos δ , γ , proviene de la ecuación de equilibrio 5, como:

Esta fórmula permite calcular los ángulos δ , para un valor de z_i dado, conociendo los valores de la superficie de deslizamiento en los puntos extremos $\delta = 0$.

El Factor de Seguridad FS es determinado empleando el siguiente proceso de interacción:

1. Los valores iniciales de los ángulos se establecen como $\delta_i = 0$ y las posiciones z_i aproximadamente a un tercio de la altura de la interfaz.
2. El factor de Seguridad FS para un valor de δ_i dado, surge de la ecuación 6, mientras se asume el valor de $E_{n+a} = 0$ en el extremo de la superficie de deslizamiento.
3. Los valores de δ son proporcionados por la ecuación 7 utilizando los valores de E_i determinados en el paso previo.
4. Los pasos 2 y 3 se repiten hasta que el valor de FS no cambia.

Es necesario evadir las soluciones inestables para que el proceso de iteración sea exitoso. Estas inestabilidades ocurren cuando toma lugar la división por cero en la expresión 6, por ejemplo:

$$FS = \tan \varphi_i \cdot \tan (\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

Ecuación 12. Ecuación del Factor de Seguridad

Otra comprobación para prevenir inestabilidad numérica es la verificación de parámetros, m_α se satisface siguiendo la siguiente condición:

$$m_\alpha = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{FS} > 0,2$$

Ecuación 13. Ecuación de la pendiente

Por lo tanto, antes de ejecutar la iteración es necesario encontrar el valor crítico más alto (FS_{\min}) que satisfaga las condiciones antes mencionadas. Los valores por debajo de este valor crítico FS_{\min} se encuentran en un área de solución inestable, por lo que la iteración comienza estableciendo FSa, un valor por

encima de FS_{\min} y todos los valores resultantes de FS de las iteraciones ejecutadas son mayores a FS_{\min} .