



Universidad  
Politécnica  
de Cartagena

*Grado en Ingeniería Civil*

*Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas*

**Trabajo fin de grado**

**Análisis de la estabilidad de Presas de  
Escollera con Pantalla de Hormigón o  
presas CFRD**

Autora: Susana Andúgar Onteniente

Director: Dr. Luis Altarejos García

2020-2021

# ÍNDICE

<b>0. RESUMEN</b> .....	4
0.1 INTRODUCCIÓN .....	4
0.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO .....	4
0.3 METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO .....	4
0.4 CASOS DE ESTUDIO .....	4
0.5 RESULTADOS Y 0.6 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS .....	4
0.7 BIBLIOGRAFÍA .....	5
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	6
1.1 VISIÓN GENERAL .....	6
1.2 SECCIÓN TIPO .....	7
1.3 MATERIALES .....	8
1.3.1 RESISTENCIA DEL MATERIAL .....	9
1.3.2 DEFORMABILIDAD DEL MATERIAL .....	9
1.4 EFICIENCIA DE LA PANTALLA .....	9
1.5 SEGURIDAD ESTRUCTURAL .....	10
1.6 MÉTODOS DE CÁLCULO .....	10
1.7 PRESAS DE ESCOLLERA CON PANTALLA DE HORMIGÓN EN ESPAÑA .....	12
1.8 PROGRAMA SSAP .....	13
<b>2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO</b> .....	14
<b>3. ESTABILIDAD EN PRESAS CFRD. METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO.</b> .....	15
3.1 SITUACIONES CRÍTICAS PARA LA ESTABILIDAD .....	15
3.2 MÉTODOS DE CÁLCULO .....	15
3.3 MÉTODO DE JANBÚ .....	16
3.4 COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL .....	18
<b>4. CASOS DE ESTUDIO</b> .....	21
4.1 PARTE 1 – Ángulo de fricción constante en todo el dominio, independiente del nivel de tensión normal. ....	22
4.2 PARTE 2 – Ángulo de fricción variable en todo el dominio con el nivel de tensión .....	25
<b>5. RESULTADOS OBTENIDOS</b> .....	28
5.1 ANÁLISIS DEL TALUD DE AGUAS ABAJO .....	28
5.1.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN UNIFORME EN TODO EL DOMINIO, INDEPENDIENTEMENTE DEL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ABAJO .....	28
5.1.2 ÁNGULO DE FRICCIÓN VARIABLE EN TODO EL DOMINIO CON EL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ABAJO .....	29

5.2 ANÁLISIS DEL TALUD DE AGUAS ARRIBA.....	30
5.2.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN UNIFORME EN TODO EL DOMINIO, INDEPENDIENTEMENTE DEL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ARRIBA .....	30
5.2.2 ÁNGULO DE FRICCIÓN VARIABLE EN TODO EL DOMINIO CON EL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ARRIBA .....	31
<b>6. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS .....</b>	<b>33</b>
6.1 REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS PARA EL TALUD DE AGUAS ABAJO.....	33
6.1.1 EMBALSE VACÍO .....	33
6.1.2 EMBALSE LLENO .....	36
6.2 REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS PARA EL TALUD DE AGUAS ARRIBA .....	39
6.2.1 EMBALSE VACÍO .....	39
6.2.2 EMBALSE LLENO .....	42
<b>7. CONCLUSIÓN.....</b>	<b>45</b>
<b>8. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>47</b>
<b>9. APÉNDICE .....</b>	<b>48</b>
<b>ANEJO I. Introducción al programa SSAP.....</b>	<b>52</b>
ANEJO I. 1. Introducción de datos.....	52
Datos geométricos .....	52
Datos geotécnicos de los materiales.....	54
Línea piezométrica .....	54
Sobrecarga.....	55
Ensamblaje del modelo .....	55
ANEJO I. 2. Visualización del modelo. ....	56
ANEJO I. 3. Cálculos .....	56

## 0. RESUMEN

En este Trabajo Fin de Estudios se va a realizar el análisis de la estabilidad de los taludes para una tipología de presa de escollera con pantalla de hormigón. Dicha comprobación se ha realizado mediante el programa SSAP, contando con materiales de distintas resistencias al corte, diferentes alturas de presa, y en los dos casos de embalse vacío y embalse lleno.

### 0.1 INTRODUCCIÓN

En ella encontramos una breve explicación de cada uno de los aspectos a tener en cuenta para la realización del trabajo, así como algunas definiciones y explicaciones necesarias para su entendimiento. Se trata desde una definición de la presa tipo a evaluar, materiales empleados, resistencia y deformabilidad de los mismos, métodos de cálculo, resistencia de la pantalla, en qué se basa la seguridad estructural, hasta una breve explicación del programa empleado para su evaluación.

### 0.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Aquí se desarrolla brevemente, cuál es la finalidad de este estudio, dando paso a una explicación más detallada de éste en los siguientes apartados.

### 0.3 METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO

En este apartado se desarrollan las principales metodologías que se emplean para la evaluación de la estabilidad de este tipo de presas, centrándose en el método de Janbú, que ha sido el empleado en este estudio. Se habla sobre las principales situaciones críticas que pueden llevar a la formación de superficies de rotura en las presas de este tipo, así como de los métodos de comprobación de la estabilidad estáticos y dinámicos.

### 0.4 CASOS DE ESTUDIO

Es en este apartado donde se definen cada uno de los casos analizados en el estudio, describiendo sus características principales en cuanto a geometría, materiales y acciones.

### 0.5 RESULTADOS Y 0.6 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En esta parte se encuentran tablas y explicaciones de los resultados obtenidos a través del programa SSAP. Se ha obtenido el valor del factor de seguridad (FS) mínimo para cada uno de los casos, y se analiza cómo varía según la geometría, materiales empleados, y acciones, examinando la influencia de cada uno de estos aspectos en el factor de seguridad.

## 0.7 BIBLIOGRAFÍA

Por último, aquí se muestra toda la bibliografía que se ha empleado en la realización de este trabajo, entre las que se incluyen libros, apuntes de clase, páginas web, etc.

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 VISIÓN GENERAL

Para comenzar, hay que conocer cuáles son las funciones de las presas y embalses, así como las exigencias básicas. Las principales funciones de las presas y embalses son: abastecimiento de agua, generación de energía hidroeléctrica y proteger contra las inundaciones que pueda ocurrir aguas debajo de esta, entre otras. En cuanto a las principales exigencias para las presas encontramos las siguientes: que sean estables, que las deformaciones sean admisibles, que supongan una barrera lo suficientemente impermeable, y que sean lo más económicas posible.

Como se acaba de comentar, uno de los principales aspectos a tener en cuenta a la hora de la construcción de una presa es su seguridad y estabilidad, ya que los daños que puede ocasionar debido al gran volumen de agua embalsado pueden ser devastadores.

La tipología de presa que se analiza se conoce como presa de escollera con pantalla de hormigón o presa CFRD (Concrete Face Rockfill Dam), y como su nombre indica es un tipo de presa de materiales sueltos. La presa está formada por un conjunto de materiales naturales, los cuales pueden ser muy variados, por ejemplo, escollera, grava, arena, etc., no cohesivos, y que pueden tener una resistencia al corte variable, y por un elemento impermeabilizante artificial en el paramento de aguas arriba, una pantalla de hormigón, cuya función es, como su propio nombre indica, impermeabilizar lo máximo posible su interior, haciendo también así que la presión intersticial en el interior del cuerpo de presa sea muy baja. Las pantallas más empleadas en la actualidad son las de hormigón armado y hormigón bituminoso.

Los taludes de este tipo de presas suelen ser bastante pronunciados, ya que, aunque carecen de cohesión, el ángulo de fricción puede llegar a ser elevado.

En cuanto a los casos que se van a estudiar, podemos distinguir dos grupos generales en función de la hipótesis sobre el comportamiento del ángulo de fricción para un material dado:

- Hipótesis de ángulo de fricción,  $\varphi$ , constante, independiente del nivel de tensión,  $\sigma$ . Este caso es una simplificación de lo que ocurre en la realidad, y ha sido hasta la fecha el más utilizado en la práctica.
- Hipótesis de ángulo de fricción variable con el nivel de tensión,  $\varphi(\sigma)$ . Al contrario que el anterior, ésta es una hipótesis que refleja mejor el comportamiento real del material.

## 1.2 SECCIÓN TIPO

Inicialmente este tipo de presas se construía con alturas limitadas (de hasta 50 m), sobre cimentaciones muy bien preparadas, empleando escolleras de buena calidad, por lo que se conseguían taludes bastante verticales, llegando hasta valores de 1.2(H):1(V).

Sin embargo, con el paso del tiempo, se fue aumentando la altura de la presa, a la vez que se ha extendido el empleo de materiales de menos calidad, lo que llevó al empleo de taludes más tendidos.

Generalmente, en presas con alturas de entre 50 y 100 m, el talud más común es de 1.30 (H):1(V). En cambio, en presas con una altura mayor, del orden de hasta 150 m, el talud empleado con materiales de buena calidad se encuentra en torno a 1.40(H):1(V) y es de 1.50(H):1(V) si poseen una calidad media.

En algunas ocasiones y con fines económicos, es normal hacer una pequeña variación de dicha inclinación en el tercio superior de la presa, siendo dicha inclinación variable en una décima menos, para que así la pendiente sea mayor.

En cuanto a la zonificación de los materiales, se realiza de tal manera que, teniendo en cuenta que la cimentación recibe la mayor parte del empuje, pueda soportar dicha forma de trabajo.

En la "Figura 1", perteneciente a la Guía Técnica N°2 – Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas (Comité Nacional Español de Grandes Presas), se puede observar una representación de dicha sección tipo, con la zonificación anteriormente comentada.

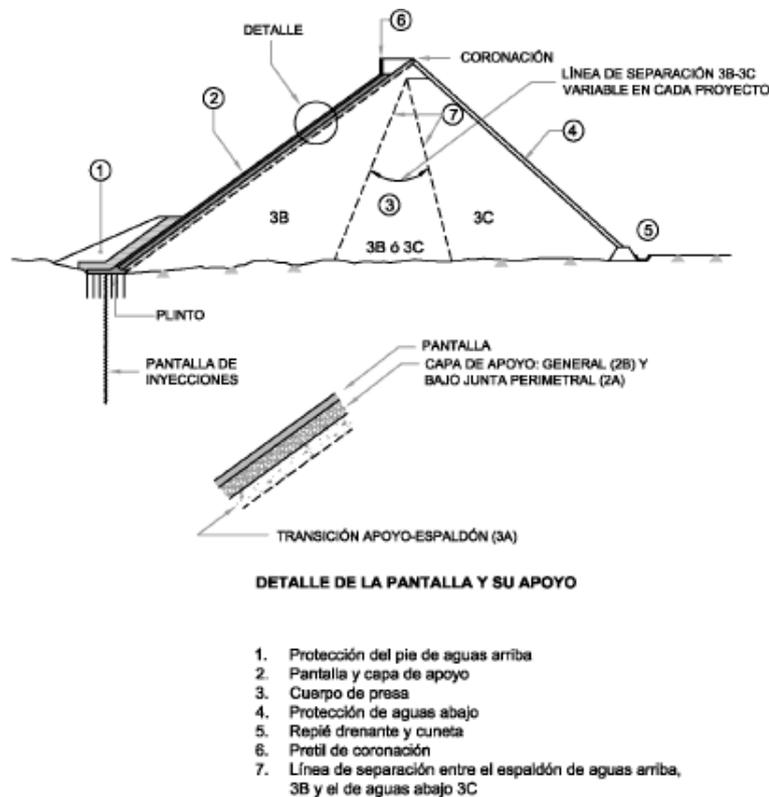


Figura 1. Sección tipo presa CFRD (Guía Técnica N°2-Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas)

### 1.3 MATERIALES

Los posibles materiales a emplear se pueden dividir en los siguientes grupos:

- Escollera de roca sana. Inicialmente se empleaba escollera vertida, sin compactar, en tongadas con un espesor de 2-3 m, puesta en obra empleando una gran cantidad de agua. Con ello se pretendía que los finos se desplazaran al interior, pero el resultado de esto era un material con una elevada deformabilidad. Con el paso del tiempo la posibilidad de emplear maquinaria de compactación de alta energía supuso una evolución en la técnica constructiva, de modo que la escollera se compacta mediante rodillos lisos vibratorios, reduciendo el empleo del agua y disminuyendo la deformabilidad.
- Gravas y suelos de naturaleza gruesa. Actualmente son muy empleados en este tipo de presas por su baja deformabilidad y ante la dificultad de encontrar en la práctica suficiente cantidad de escollera de buena calidad. Se construyen por tongadas de espesor menor que si se trata de escollera.
- Escollera de roca blanda. La dificultad de disponer en obra de suficiente cantidad de escollera de buena calidad ha hecho que el empleo de este tipo de material sea cada vez es mayor. El principal factor a tener en cuenta es que para la compactación de las tongadas el número de pasadas del compactador deberá ser mayor, para lograr disminuir la deformabilidad.

La escollera empleada debe ser resistente a la acción del agua y agentes atmosféricos, por lo que se realizan ensayos previos para asegurarse de que es adecuada para la construcción de la presa. Los ensayos habituales incluyen granulometría, resistencia a compresión, durabilidad, etc.

En caso de emplear materiales con un cierto contenido de finos, lo cual no es muy habitual, éstos tendrán que someterse a distintos ensayos para asegurarse de que el material es válido para la construcción de la presa. Habrá que tener cuidado con el contenido de materia orgánica y sales solubles, ya que a la larga debilitaría la estructura de la presa.

Como material impermeabilizante lo más común es el empleo de una pantalla apoyada sobre el talud de aguas arriba, construida con hormigón, ya sea armado o bituminoso. Como es obvio, es necesario un hormigón con una calidad que asegure la impermeabilidad y durabilidad que se necesita, por lo que la mínima resistencia característica del hormigón que se suele emplear está sobre los 25 MPa. En cuanto a las armaduras, se suele disponer una única parrilla en ambas direcciones, con una cuantía entre un 0.3% y 0.4% de la sección.

### 1.3.1 RESISTENCIA DEL MATERIAL

Como ya se conoce, los materiales granulares gruesos, no tienen un comportamiento de resistencia al corte lineal. No obstante, lo más frecuente es evaluar la estabilidad suponiendo un comportamiento lineal, de acuerdo con el clásico modelo de Mohr – Coulomb con un ángulo de rozamiento constante.

En cuanto a las resistencias de cada tipo de material, los bien graduados y con formas angulares poseen una mayor resistencia al corte. Adicionalmente, un mayor peso específico del material, con un mejor encaje de las partículas, significa una mayor resistencia al corte.

### 1.3.2 DEFORMABILIDAD DEL MATERIAL

Hay que tener en cuenta dos módulos de deformación: módulo de deformación vertical  $E_v$  y módulo trasversal  $E_t$ , éste último se conoce también como módulo de deformación durante el llenado. A la hora de conocerlos, simplemente es necesario un valor medio, ya que en el interior de la presa puede haber valores muy variables.

- Módulo de deformación vertical. Este módulo es posible conocerlo antes de la construcción, es decir, en la fase de proyecto, ya que se puede realizar en ensayos de campo y laboratorio, aun así, es necesario comprobarlo durante la construcción, para corroborar que no se produce ningún fallo, esto se realiza con equipos de medida de asientos. Se calcula de la siguiente manera:

$$E_v = \frac{\gamma \cdot z \cdot D}{\Delta v}$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico aparente del espaldón,  $D$  la distancia entre los puntos de medida del asiento,  $z$  la distancia entre el nivel de construcción y el primer asiento y  $\Delta v = S_1 \cdot S_2$ , siendo estos, los asientos en cada punto.

- Módulo de deformación trasversal. Para este módulo, se toma como valor representativo el obtenido para la zona de mayor deflexión de la pantalla, y se obtiene mediante observación del movimiento de la pantalla durante la puesta en carga.

### 1.4 EFICIENCIA DE LA PANTALLA

La eficiencia de la pantalla se puede conocer de dos formas, mediante las pérdidas de carga o mediante el caudal de agua que se filtra antes y después de colocar la pantalla. Con la colocación de la pantalla se consigue una reducción del flujo filtrado, lo cual hace que se reduzcan también las presiones intersticiales, velocidades y caudal filtrado.

Lo ideal sería que las pérdidas, así como el caudal filtrado fueran nulos, ya que esto significaría que la pantalla cumple su función al 100%, siendo completamente impermeable, pero esto nunca se va a dar, ya que la colocación de la pantalla nunca consigue una impermeabilización total.

## 1.5 SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Una de las comprobaciones principales relativas a la seguridad de la presa es la relativa a la estabilidad de los taludes. Una forma clásica de abordar este problema es analizar el coeficiente o factor de seguridad asociado a las posibles superficies de deslizamiento que pudieran darse.

Siendo posibles, los siguientes tipos de círculos de rotura (círculos de deslizamiento):

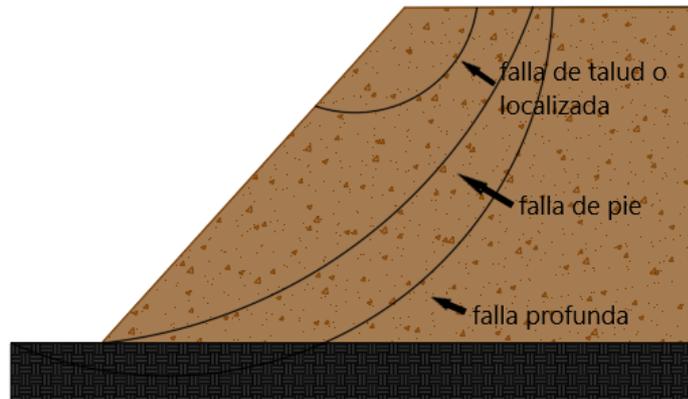


Figura 2. Círculos de deslizamiento

Como se aprecia en la "Figura 3", la falla de talud es aquella que acaba en cualquier punto del talud, situado entre su inicio en la coronación y su final en el pie, la de pie es aquella que acaba justo en el punto en el que termina el talud, y por último, la falla profunda, es aquella que termina más allá del talud, en alguna parte del cimiento o suelo. Durante la comprobación y los cálculos a realizar, se verán estos distintos tipos de rotura en cada uno de los casos a evaluar.

## 1.6 MÉTODOS DE CÁLCULO

El factor de seguridad (FS) se define como la relación entre la resistencia al corte total que puede ser movilizada y la tensión de corte generada en la superficie de fallo. Es entendible pues, que dicho coeficiente relaciona la resistencia que posee el material con las cargas a las que va a ser sometido, o sea, la diferencia entre las condiciones reales que hay en el talud y las que son partícipes de su rotura.

Para el cálculo de la estabilidad, o lo que es lo mismo, el factor de seguridad, se han ido desarrollando distintos métodos a lo largo de la historia, siendo los más comunes los siguientes:

- Método de Fellenius:

Este método consiste en dividir la masa de terreno que se va a deslizar, es decir, la que queda por encima del círculo de deslizamiento, en distintas franjas verticales o dovelas.

- Método de Bishop simplificado o Bishop riguroso:

En este método el cálculo es casi similar al que se realiza en Fellenius, a diferencia de que el equilibrio de fuerzas se considera vertical.

- Método de Janbú simplificado:

En este caso, se supone que las fuerzas actuantes entre las dovelas son horizontales, no teniéndose en cuenta las fuerzas cortantes. Se verifica, por tanto, únicamente el equilibrio de fuerzas horizontales, sin tener en cuenta el equilibrio de los momentos.

- Método de Morgenstern – Price:

Este es el más versátil, ya que puede ser empleado tanto para superficies de rotura circulares, como lo es el caso de la presa de estudio, como para no circulares. Se considera, en cada dovela, una variación continua de las tensiones y fuerzas superficiales.

Dependiendo de si la fuerza que produce el fallo es de tipo traslacional o rotacional, el factor de seguridad podrá simplificarse de una forma u otra.

La evaluación de la estabilidad de un talud se puede realizar mediante métodos de equilibrio límite y mediante métodos de análisis numérico, basados en la técnica de los elementos finitos.

Haciendo referencia a los métodos de equilibrio límite, una formulación general de los mismos fue realizada por Fredlund en la Universidad de Saskatchewan. Esta formulación general permite describir y comprender el resto de métodos y se basa en dos factores de ecuaciones de seguridad, lo cual permite una variedad de supuestos de fuerza de corte y normal entre distintas rebanadas. Una de estas ecuaciones da el factor de seguridad respecto al momento de equilibrio ( $F_m$ ), mientras que la otra lo da respecto a las fuerzas horizontales ( $F_f$ ). Fue Spencer en 1967 el que tuvo la idea de emplear ambas ecuaciones. Sin embargo, fue Morgenstern – Price en 1965 quien propuso la formulación que relaciona la fuerza normal entre rebanadas,  $E$ , con las fuerzas de corte entre rebanadas,  $X$ , mediante el empleo de una función de transferencia,  $f(x)$ , y un coeficiente,  $\lambda$ , que es el porcentaje (en forma decimal) de la función empleada:

$$E = X \cdot \lambda \cdot f(x)$$

Cuando se habla de rebanadas, se hace referencia a cada una de las partes en las que se divide el problema para la obtención del equilibrio de fuerzas y momentos. En la “Figura 2 “, se puede observar esto, así como cada una de las fuerzas actuantes en cada una de ellas.

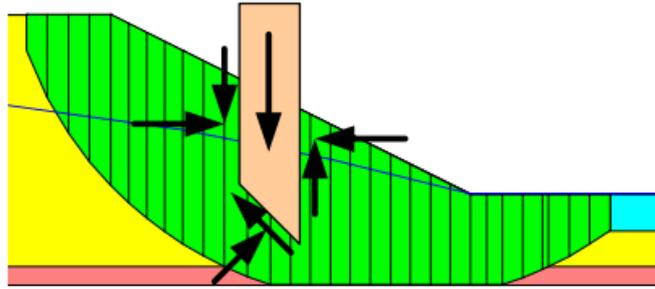


Figura 3. Sección tipo presa CFRD (Manual GeoSlope 2012)

En la “Tabla 1”, se puede observar para cada uno de los distintos métodos empleados en la práctica de forma habitual, si se realiza o si es posible realizar equilibrio de momentos y fuerzas.

Tabla 1. Métodos equilibrio límite

Método	Equilibrio momentos	Equilibrio fuerzas
Fellenius	Si	No
Bishop	Si	No
Janbú simplificado	No	Si
Janbú generalizado	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si
Spencer	Si	Si

En nuestro caso, el método que se va a emplear es el denominado Janbú generalizado.

### 1.7 PRESAS DE ESCOLLERA CON PANTALLA DE HORMIGÓN EN ESPAÑA

Según la Guía Técnica Nº2 – Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas: “El *Inventario de presas españolas* recoge un total de 31 estructuras de esta tipología de acuerdo con los criterios de la normativa española de seguridad de presas vigente”.

En la “Tabla 2”, se puede observar la presa, el año de finalización de la obra, su altura en metros y el volumen del cuerpo de la presa en m<sup>3</sup>.

Tabla 2. Presas CFRD españolas (Guía Técnica N°2 – Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas)

PRESA	Año de finalización de las obras	Altura (m)	Volumen cuerpo de presa (m³ x 1000)
AGUAMANSA	1989	24	
AIXOLA	1981	50	375
ALFILORIOS	1990	67	347
ALISEDA	1978	24	85
AMALAHUIGUE	1983	57	
BARRENDIOLA	1981	47	275
CAMPITOS, LOS	1975	54	576
CARDENA	1954	19	8
CORUMBEL BAJO	1987	28	142
DOMICO	1958	26	26
IBAI EDER	1991	66	781
JARAIZ DE LA VERA	1996	46	322
LAREO	1988	40	163
LLANO DE MONCASAU	1955	16	97
MACHOS, LOS	1987	30	170
MULAGUA	1981	48	
BEJAR/NAVAMUÑO	1989	73	764
PIAS	1961	47	318
PIEDRAS	1968	40	465
PLANDESCUN	1934	22	37
SAN ANTÓN	1988	57	432
SAN MARCOS	1997	33	98
SIERRA BOYERA	1973	33	380
TEJO, EL	1975	40	235
TORREMENGA	1985	17	74
UNDURRAGA	1973	36	250
URDICETO	1930	25	65
URKULU	1980	54	350
VEGA DE CONDE	1958	16	25
VILAGUDIN	1981	33	249
YESA (Recrecimiento)	En construcción	117	4250

### 1.8 PROGRAMA SSAP

El programa empleado para el análisis de la estabilidad de taludes de la presa es SSAP2010, un software gratuito diseñado principalmente para la comprobación de la estabilidad de taludes naturales o con elementos de refuerzo. Dicho software permite la realización de estos cálculos mediante distintos métodos, como son Janbú generalizado o riguroso, Spencer, Morgenstern – Price, y muchos más. A raíz de este cálculo, proporciona el valor de factor de seguridad en cada superficie evaluada, y en particular el factor de seguridad mínimo obtenido para todas las superficies tanteadas.

Una de las particularidades del programa, la cual hay que tener en cuenta, es que realizará el cálculo del factor de seguridad en el lado de la izquierda (una vez introducida la geometría de la presa), por lo que, si se quisiera analizar tanto el lado de aguas arriba como el de aguas abajo, como es el caso de este estudio, habrá que introducir dos veces la geometría, siendo una el “espejo” de la otra.

El “Anejo 1” consta de una introducción general al programa, en la cual se explican los aspectos básicos para poder hacer uso de éste sin dificultades.

## 2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Hay muchos aspectos involucrados en la estabilidad de los taludes de una presa de materiales sueltos, como el tipo de material empleado, su ángulo de rozamiento, la altura de presa, las cargas externas y la presión intersticial.

Como se verá en el siguiente punto, la estabilidad de los taludes de una presa, y con ello el coeficiente de seguridad, se ve afectada por diversos factores, siendo dos de los más destacados la altura de la presa y el comportamiento del ángulo de rozamiento interno del material empleado para su construcción.

El principal objetivo de este estudio es analizar cómo varía el factor de seguridad para diferentes alturas de presa, cuando se considera el ángulo de rozamiento constante (resistencia al corte lineal) y cuando se considera el ángulo de rozamiento variable con el nivel de tensión (resistencia al corte no lineal).

Para ello, se van a estudiar la estabilidad de los taludes de aguas arriba y aguas abajo de una presa, suponiendo unos valores de inclinación de dichos taludes fijos, considerando distintas alturas de presa de entre 50 y 300 m, y suponiendo un único material en todo el cuerpo de presa. Se consideran dos casos de carga: embalse vacío y embalse lleno.

Se va a obtener el factor de seguridad de cada uno de los taludes en los siguientes supuestos:

- Material con ángulo de fricción constante. Se analizarán diferentes casos de materiales de peor a mejor calidad, suponiendo para ello ángulos de fricción comprendidos entre 30 y 60°.
- Material con ángulo de fricción variable con el nivel de tensión. Se considera un único caso de un material con una calidad intermedia, y con un ángulo de fricción variable definido por la correspondiente curva:  $\varphi(\sigma)$ .

### 3. ESTABILIDAD EN PRESAS CFRD. METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO.

Como se ha comentado anteriormente, son varios los factores que influyen en la estabilidad de las presas, desde la resistencia de los materiales, hasta las presiones intersticiales que pueden aparecer, tanto durante la construcción, como durante el llenado o vaciado del embalse. A todo esto, hay que añadirle las distintas acciones que pueden afectar a la presa, siendo éstas peso propio, empujes de agua, efectos del viento (que puede generar olas) y efectos sísmicos, entre otras.

#### 3.1 SITUACIONES CRÍTICAS PARA LA ESTABILIDAD

Hay distintas etapas a lo largo de la vida de la presa que son críticas para su estabilidad, entre ellas se encuentran las siguientes:

##### - Proceso de construcción

En este periodo sufren los dos taludes, pero principalmente el de aguas arriba. Hay que tener especial cuidado si en la cimentación existen suelos blandos, así como ser cuidadosos con las presiones intersticiales, las cuales se pueden minimizar, por ejemplo, aumentando el periodo de construcción.

##### - Cuando se procede a un desembalse rápido

En este caso, sería muy posible un fallo de la presa por deslizamiento de los materiales sueltos en el talud de aguas arriba, ya que no da tiempo a que las presiones intersticiales, anteriormente nombradas, sean disipadas en un tiempo adecuado.

- En caso de sismo, pueden ocurrir distintos fallos: rotura de la presa debido al movimiento de una parte de la cimentación, pérdida de resguardo, se puede producir un rebosamiento si se desliza el talud, y un largo etc. Sabiendo esto, si la presa se encuentra en una zona posible de sismo, deberían tomarse medidas como: resguardos amplios, hacer una cimentación con un diseño especial, realizar zonas de drenaje, etc.

#### 3.2 MÉTODOS DE CÁLCULO

En los *Apartado 1.5* y *Apartado 1.6*, se han comentado varios aspectos referidos al cálculo de la evaluación de seguridad de las presas. En función de que se consideren o no las acciones dinámicas en el cálculo, se puede abordar la evaluación de la estabilidad mediante diferentes métodos.

- Métodos estáticos. Aquí se incluyen los métodos de rebanadas o equilibrio límite y los basados en modelos numéricos. Los métodos de rebanadas han sido los más empleados, ya que eran la novedad cuando se redactó la Instrucción de Grandes Presas de 1967, en cambio, ahora coexisten con los métodos basados en modelos numéricos. No obstante, sigue siendo una forma totalmente válida

de cálculo, puesto con el paso del tiempo, se ha ido contrastando y comprobando su efectividad observando los resultados.

Una de las principales ventajas que tienen los métodos basados en modelos numéricos es su mayor precisión a la hora de los cálculos, así como un mayor rigor en el planteamiento teórico.

Independientemente de las ventajas y desventajas de cada uno de estos tipos, hay situaciones especiales en las que es recomendable contrastar y comparar los resultados obtenidos, por ejemplo, en caso de roturas complejas, ya que, para el caso de modelos numéricos, los coeficientes de seguridad suelen ser menores.

Dentro de los métodos de rebanadas o dovelas, encontramos dos grupos: métodos aproximados, los cuales no cumplen todas las ecuaciones de la estática, entre los que se encuentran Bishop, Fellenius o Janbú Simplificado, y métodos precisos, los cuales, a diferencia del grupo anterior, cumplen todas las ecuaciones de la estática, y entre ellos se encuentran Morgenstern-Price, Spencer o Janbu Generalizado.

- Métodos dinámicos. Haciéndose un análisis general de este tipo de métodos, ya que no es el empleado en este estudio, cabe mencionar tres importantes cálculos: cálculo pseudo-estático, cálculo de movimientos permanentes de coronación o método tipo Newmark, y cálculos dinámicos con modelos numéricos. Dentro de estos métodos, puede encontrarse alguno más específico para cada caso, como es el cálculo de asientos en la coronación.

Hoy en día, para un cálculo dinámico completo, puede realizarse con modelos numéricos mediante los cuales se represente con garantía el movimiento real de la presa.

### 3.3 MÉTODO DE JANBÚ JANBÚ SIMPLIFICADO

El método de Janbú Simplificado verifica el equilibrio total de fuerzas horizontales, pero no el de momentos. El método fue uno de los primeros intentos para resolver superficies de rotura no circulares. Al plantear el equilibrio de las fuerzas horizontales se obtiene un Factor de Seguridad sin considerar las fuerzas entre elementos ( $F_0$ ). Para incluir en el cálculo el efecto de las fuerzas entre elementos al cálculo se introduce un factor de corrección ( $f_0$ ). La expresión del factor de seguridad de equilibrio (dado por las fuerzas horizontales) es la siguiente:

$$F_f = f_0 \cdot F_0$$

El factor de corrección,  $f_0$ , depende de parámetros geotécnicos y de la forma de la superficie de deslizamiento. El valor del factor de corrección puede deducirse de la "Figura 4", en la cual se muestra una gráfica empleada para dicho fin.

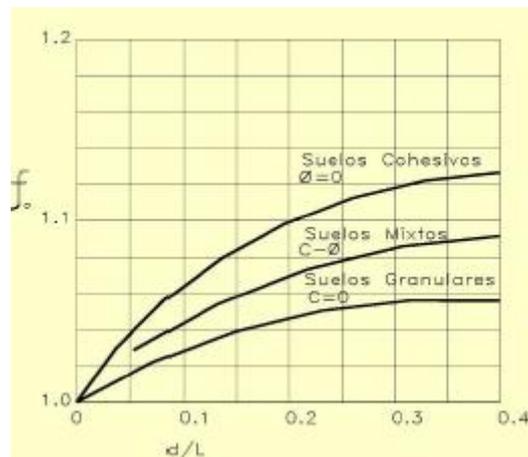


Figura 4. Ábaco para obtener factor de corrección (Apuntes obras geotécnicas "Inestabilidad de taludes")

#### JANBÚ GENERALIZADO O RIGUROSO

Para la evaluación de la estabilidad de la presa tipo, se ha empleado el método de Janbú Generalizado o Riguroso, implementado en el programa SSAP. Se trata de un método de rebanadas preciso, que verifica todas las ecuaciones de equilibrio de la estática. Este método es uno de los primeros que suponen que las superficies de rotura pueden ser o no circulares. El método de Janbú Riguroso considera la fuerza entre rebanadas con sus componentes horizontal,  $E$ , y tangencial,  $X$ . Así pues, verifica el equilibrio total de fuerzas y de momentos.

El método Janbu Generalizado impone una distribución del esfuerzo en cada rebanada. La distribución del esfuerzo entre rebanadas se asume a menudo hidrostática y el resultado se asume que actúa sobre el tercio inferior a lo largo del lado de la rebanada. A la línea que pasa a través de los puntos de aplicación de la fuerza entre rebanadas se la denomina línea de empuje. Asumiendo una línea de empuje y tomando momentos sobre la base de cada rebanada es posible determinar las magnitudes de la fuerza entre rebanadas.

Este método funciona razonablemente bien siempre que la distribución real de la tensión se aproxime a la distribución de la tensión impuesta. En términos más generales, el método funciona bien cuando el potencial la masa deslizante no tiene concentraciones de esfuerzo significativas. Si hay concentración de tensiones, se pueden producir problemas de convergencia y de falta de equilibrio de fuerzas en algunas secciones.

### 3.4 COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

La resistencia al corte de los materiales granulares exhibe un comportamiento no lineal. No obstante, históricamente se han empleado modelos de resistencia al corte de tipo lineal, como el clásico modelo de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi)$$

Donde  $\tau$  es la tensión de resistencia al corte,  $c$  la cohesión del material empleado,  $\sigma$  la tensión normal y  $\varphi$  el ángulo de fricción.

Aunque los materiales gruesos no suelen exhibir cohesión, se suele corregir el cálculo de Mohr-Coulomb para obtener un valor más real y aproximado al comportamiento no lineal.

En cambio, si se considera un comportamiento no lineal, es necesario entender la "Figura 5". En ella se muestra cómo es la variación del ángulo de fricción y de la tensión de resistencia al corte cuando varía el nivel de tensiones normales. En la gráfica se muestran de forma destacada los valores típicos asociados a materiales con resistencia al corte alta (curvas de color rojo), materiales con resistencia al corte media (color naranja), materiales con resistencia al corte baja (color verde claro) y materiales con resistencia al corte muy baja (verde oscuro). Además, se muestra en color negro las líneas envolventes superior e inferior de la resistencia al corte superior e inferior, según los ensayos de Barton.

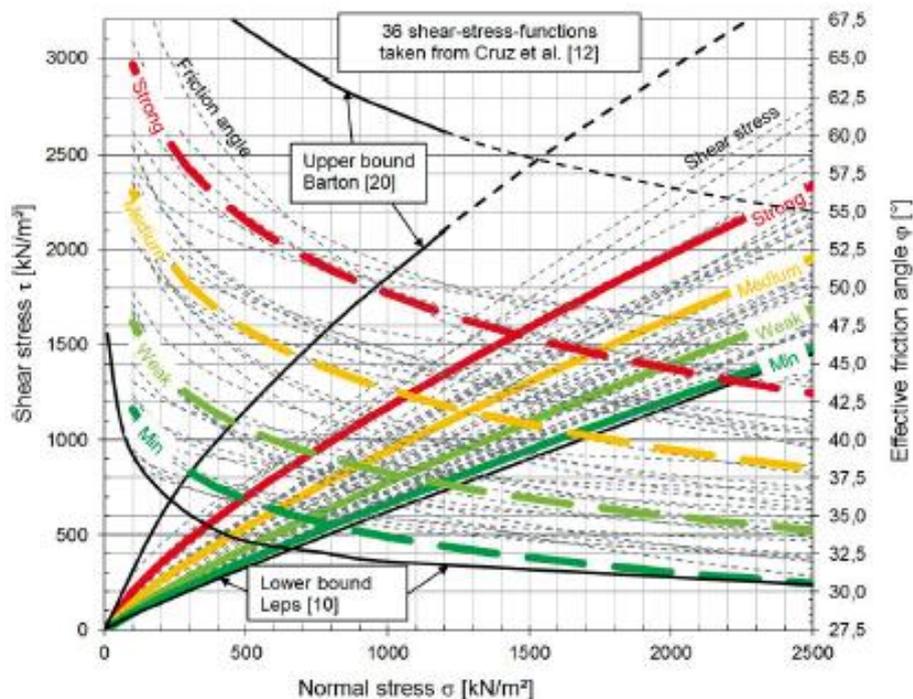


Figura 5. Clasificación del comportamiento del esfuerzo cortante sobre datos experimentales (Art. Shear strength rockfill dams – Haselsteiner 2017)

Como se puede observar en la gráfica representada en la “Figura 5 “, se representa la tensión de resistencia al corte (eje y principal), la tensión normal (eje x) y el ángulo de fricción (eje y secundario).

En cuanto a la lectura de la gráfica se trata, las líneas continuas, las cuales empiezan en el punto (0,0), se leen con el eje vertical de la izquierda, representada en él la tensión de la resistencia al corte, que son crecientes con la tensión y de tipo no lineal, mientras que las líneas discontinuas se leen con el eje vertical de la derecha, donde está representado el ángulo de fricción y son decrecientes de forma no lineal. El eje x donde se representa la tensión normal en  $\text{KN/m}^2$ , nos da información de que tensión normal tiene el punto en el cual estamos evaluando la resistencia al corte.

En el caso de suponer un ángulo de fricción uniforme, como es el caso de la primera parte del trabajo, se estaría trabajando con una línea horizontal para el ángulo de rozamiento y con una curva de tipo lineal para la tensión de resistencia al corte, sin tener en cuenta la tensión normal, ya que, se trabaja con una línea horizontal, por lo que la tensión normal sería la misma para cualquier punto. Pero en la realidad, a partir de ensayos, se ha demostrado que dicho ángulo no es independiente del nivel de tensión normal, sino que se ha demostrado que cuando el nivel de tensión es muy pequeño, el ángulo de rozamiento será mayor, disminuyendo conforme crece la tensión. Es lo que ocurre con la segunda parte del trabajo, en la que se tiene en cuenta la variación del ángulo de fricción con el nivel de tensión normal, explorando el efecto para el caso de presas de gran altura, de modo que el ángulo de rozamiento va variando con la altura de la presa, siendo mayor en la coronación cerca de la superficie de los taludes y menor en la zona central interior de la presa.

En 1970, Leps repasó los valores que se tenían de la resistencia al corte de distintos materiales empleados para la construcción de presas CFRD, lo cual hizo mediante test de pruebas triaxiales con probetas de gran tamaño, encontrándose los valores obtenidos en la gráfica de la “Figura 6”. En ella se encuentra la resistencia al corte, medida mediante el ángulo de fricción interna, contra la fuerza normal del plano de rotura. Hay que tener en cuenta que la resistencia al corte no incluye cohesión aparente. Con dicha gráfica se aprecia claramente como varía la resistencia al corte con la variación de la fuerza normal.

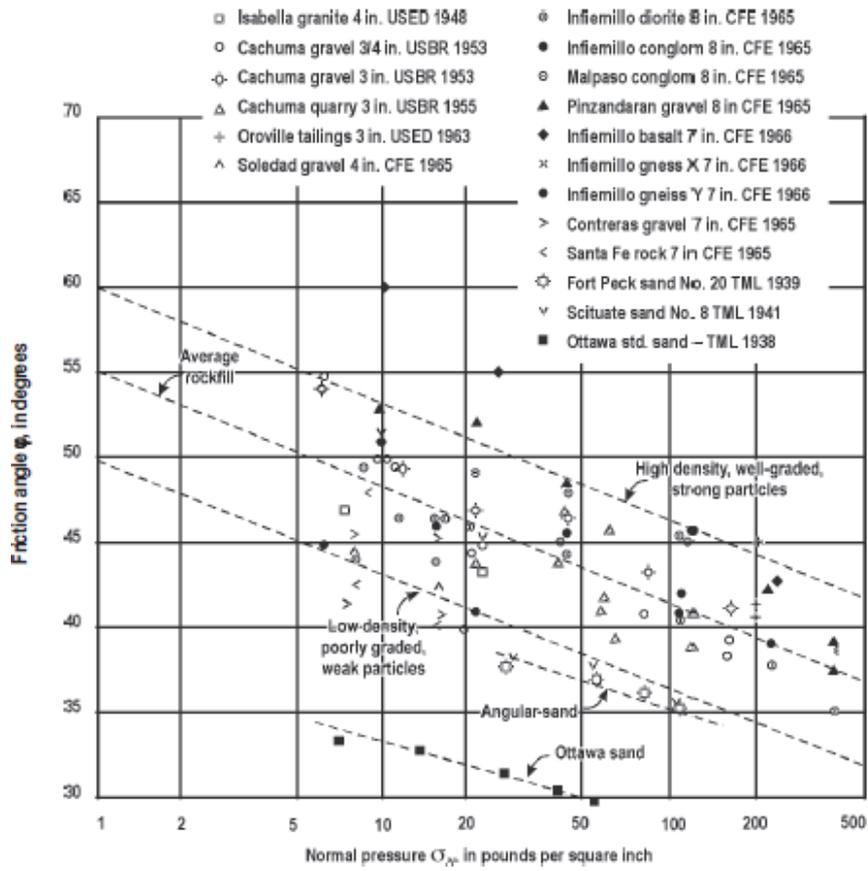


Figura 6. Resistencia al corte de escollera tras ensayos triaxiales (Concrete Face Rockfill Dams: Concepts for design and construction – Bulletin 141)

## 4. CASOS DE ESTUDIO

Se pretende analizar cómo varía el factor de seguridad para diferentes alturas de presa, cuando se considera el ángulo de rozamiento constante (resistencia al corte lineal) y cuando se considera el ángulo de rozamiento variable con el nivel de tensión (resistencia al corte no lineal).

Una de las condiciones del estudio, ha sido trabajar con inclinación de los taludes fija, con valores de 1.6H:1V para el talud de aguas arriba y 1.75H:1V para el talud de aguas abajo.

En cuanto a la altura de la presa, se consideran 6 casos correspondientes a los valores de 50 m, 100 m, 150 m, 200 m, 250 m y 300 m.

Para la altura de agua en el embalse se han tenido en cuenta simplemente dos casos, caso de embalse vacío, en el cual dicha altura será 0 ( $H_w = 0$ ), y embalse lleno, en la que la altura de agua será igual a la altura de la presa ( $H = H_w$ ).

La primera hipótesis sobre comportamiento resistente del material supone el ángulo de rozamiento constante (resistencia al corte lineal), asumiendo que toda la presa se construye con un mismo material. Se supone cohesión nula. Para el ángulo de fricción se considera 7 casos, definidos por los siguientes valores: 30°, 35°, 40°, 45°, 50°, 55° y 60°.

Combinando los factores anteriormente nombrados, se obtiene, un total de (6 alturas de presa x 7 ángulos x 2 alturas de agua) 84 casos distintos para cada talud.

La segunda hipótesis sobre comportamiento resistente del material supone que el ángulo de fricción varía con el nivel de tensión normal. En este caso, se ha supuesto que se emplea un material con resistencia al corte media, de acuerdo con la Figura 5.

Puesto que el programa SSAP asigna un valor del ángulo de fricción constante a cada material, para poder simular de forma aproximada el efecto de la variación del ángulo de rozamiento con el nivel de tensión normal, se ha recurrido a una zonificación de la presa por capas, de modo que, aunque en cada capa el ángulo de fricción es constante, se produce una reducción progresiva del ángulo de fricción empleado al profundizar las capas hacia el interior de la presa. Para conocer qué ángulos corresponde a cada zona se ha utilizado la "Figura 5", de modo que estimada la tensión normal media en cada zona se ha determinado el ángulo.

Por lo demás, se han empleado las mismas 6 alturas de presa, así como las mismas 2 hipótesis de embalse vacío y embalse lleno.

Se ha combinado cada una de las 6 alturas de presa comentadas anteriormente, con los 2 casos de nivel en el embalse (embalse lleno y embalse vacío), obteniéndose así 12 casos.

A continuación se muestran los casos de estudio.

4.1 PARTE 1 – Ángulo de fricción constante en todo el dominio, independiente del nivel de tensión normal.

- Distintas alturas de presa y embalse vacío.

En la “Figura 7”, se puede observar la geometría del problema a tratar.

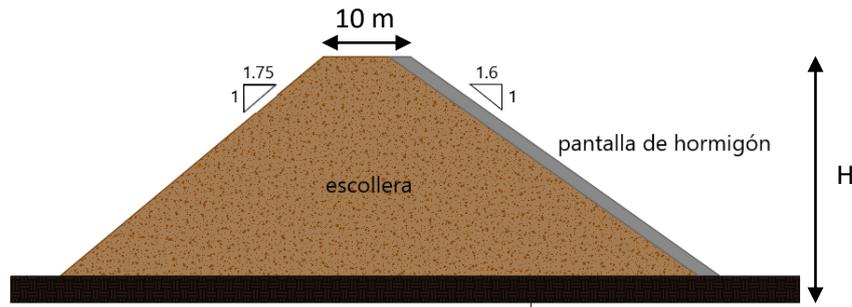


Figura 7. Geometría resistencia al corte uniforme, distintas alturas de presa y embalse vacío

A continuación, se presentan los 42 casos de estudio que pertenecen a este grupo.

En la “Tabla 3”, se recogen los siguientes valores, donde  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) corresponde con el valor del peso específico del material,  $t_1$  y  $t_2$  son los taludes,  $H$  (m) la altura de la presa,  $H_w$  (m) la altura del agua en el embalse y por último  $\phi$  (°) es el valor del ángulo de fricción.

Tabla 3. Valores resistencia al corte uniforme, distintas alturas de presa y embalse vacío

No.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$t_1$	$t_2$	H (m)	$H_w$ (m)	$\phi$ (°)
1	20	1.6	1.75	50	0	30
2	20	1.6	1.75	50	0	35
3	20	1.6	1.75	50	0	40
4	20	1.6	1.75	50	0	45
5	20	1.6	1.75	50	0	50
6	20	1.6	1.75	50	0	55
7	20	1.6	1.75	50	0	60
15	20	1.6	1.75	100	0	30
16	20	1.6	1.75	100	0	35
17	20	1.6	1.75	100	0	40
18	20	1.6	1.75	100	0	45
19	20	1.6	1.75	100	0	50
20	20	1.6	1.75	100	0	55
21	20	1.6	1.75	100	0	60

29	20	1.6	1.75	150	0	30
30	20	1.6	1.75	150	0	35
31	20	1.6	1.75	150	0	40
32	20	1.6	1.75	150	0	45
33	20	1.6	1.75	150	0	50
34	20	1.6	1.75	150	0	55
35	20	1.6	1.75	150	0	60
43	20	1.6	1.75	200	0	30
44	20	1.6	1.75	200	0	35
45	20	1.6	1.75	200	0	40
46	20	1.6	1.75	200	0	45
47	20	1.6	1.75	200	0	50
48	20	1.6	1.75	200	0	55
49	20	1.6	1.75	200	0	60
57	20	1.6	1.75	250	0	30
58	20	1.6	1.75	250	0	35
59	20	1.6	1.75	250	0	40
60	20	1.6	1.75	250	0	45
61	20	1.6	1.75	250	0	50
62	20	1.6	1.75	250	0	55
63	20	1.6	1.75	250	0	60
71	20	1.6	1.75	300	0	30
72	20	1.6	1.75	300	0	35
73	20	1.6	1.75	300	0	40
74	20	1.6	1.75	300	0	45
75	20	1.6	1.75	300	0	50
76	20	1.6	1.75	300	0	55
77	20	1.6	1.75	300	0	60

- Distintas alturas de presa y embalse lleno.

En la "Figura 8", se puede observar la geometría del problema a tratar.

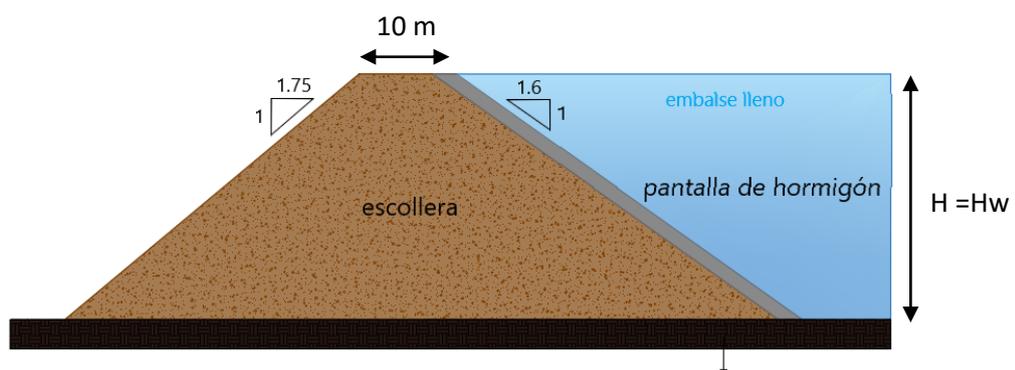


Figura 8. Geometría resistencia al corte uniforme, distintas alturas de presa y embalse lleno

A continuación, se presentan los casos de estudio que pertenecen a este grupo. Combinando los valores anteriormente comentados, se obtienen los 42 casos restantes, sumando el grupo anterior y este, los 84 casos totales.

Tabla 4. Valores resistencia al corte uniforme, distintas alturas de presa y embalse lleno

No.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$t_1$	$t_2$	H (m)	H <sub>w</sub> (m)	$\varphi$ (°)
9	20	1.6	1.75	50	50	30
10	20	1.6	1.75	50	50	35
11	20	1.6	1.75	50	50	40
12	20	1.6	1.75	50	50	45
13	20	1.6	1.75	50	50	50
14	20	1.6	1.75	50	50	55
15	20	1.6	1.75	50	50	60
22	20	1.6	1.75	100	50	30
23	20	1.6	1.75	100	50	35
24	20	1.6	1.75	100	50	40
25	20	1.6	1.75	100	50	45
26	20	1.6	1.75	100	50	50
27	20	1.6	1.75	100	50	55
28	20	1.6	1.75	100	50	60
36	20	1.6	1.75	150	50	30
37	20	1.6	1.75	150	50	35
38	20	1.6	1.75	150	50	40
39	20	1.6	1.75	150	50	45
40	20	1.6	1.75	150	50	50
41	20	1.6	1.75	150	50	55
42	20	1.6	1.75	150	50	60
50	20	1.6	1.75	200	50	30
51	20	1.6	1.75	200	50	35
52	20	1.6	1.75	200	50	40
53	20	1.6	1.75	200	50	45
54	20	1.6	1.75	200	50	50
55	20	1.6	1.75	200	50	55
56	20	1.6	1.75	200	50	60
64	20	1.6	1.75	250	50	30
65	20	1.6	1.75	250	50	35
66	20	1.6	1.75	250	50	40
67	20	1.6	1.75	250	50	45
68	20	1.6	1.75	250	50	50
69	20	1.6	1.75	250	50	55
70	20	1.6	1.75	250	50	60
78	20	1.6	1.75	300	50	30
79	20	1.6	1.75	300	50	35
80	20	1.6	1.75	300	50	40
81	20	1.6	1.75	300	50	45
82	20	1.6	1.75	300	50	50
83	20	1.6	1.75	300	50	55
84	20	1.6	1.75	300	50	60

4.2 PARTE 2 – Ángulo de fricción variable en todo el dominio con el nivel de tensión.

- Distintas alturas de presa suponiendo resistencia al corte variable con la profundidad y embalse vacío.

Esta parte consta de un único material, el cual tiene una resistencia variable con la profundidad, la tensión predominante es la vertical, y como consecuencia y a efectos de modelación, ese material se ha discretizado en distintas regiones, de modo que dentro de cada una de ellas el ángulo es constante, empleándose ángulos de fricción diferentes en distintas zonas en función de la tensión vertical.

En la “Figura 9”, se puede observar la geometría del problema a tratar.

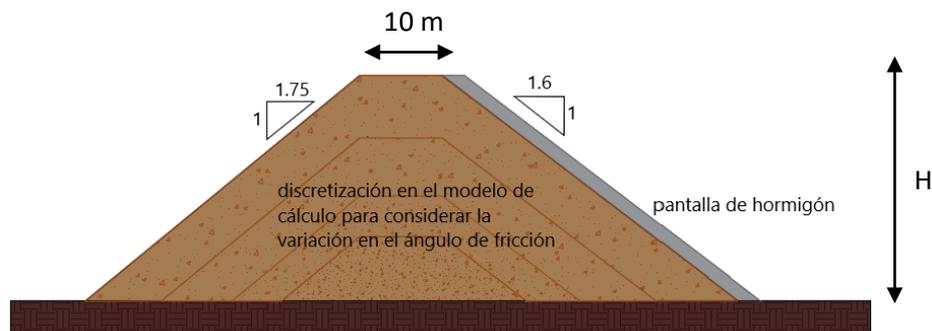


Figura 9. Geometría resistencia al corte variable, distintas alturas de presa y embalse vacío

Para este grupo, tenemos 6 casos de los 12 con el material heterogéneo, los cuales completan todos los casos. Sus datos son los siguientes:

Tabla 5. Valores resistencia al corte variable, distintas alturas de presa y embalse vacío

No.	$\gamma$	$t_1$	$t_2$	H	$H_w$	$\phi$ variable
1	20	1.6	1.75	50	0	50/45/40
2	20	1.6	1.75	100	0	50/45/40/38
3	20	1.6	1.75	150	0	50/45/40/38/36
4	20	1.6	1.75	200	0	50/45/40/38/36/34
5	20	1.6	1.75	250	0	50/45/40/38/36/34
6	20	1.6	1.75	300	0	50/45/40/38/36/34/33

Para asignar los valores de resistencia al corte de cada franja, se ha realizado mediante la “Figura 5”, explicado su uso anteriormente, y se ha optado por un

material medio (línea naranja). En cuanto al valor a seleccionar, se opta por el ángulo correspondiente al mayor nivel de tensión vertical en cada franja, esto es, al de su contorno inferior.

- Distintas alturas de presa suponiendo resistencia al corte variable con la profundidad y embalse lleno.

En la "Figura 10", se puede observar la geometría del problema a tratar.

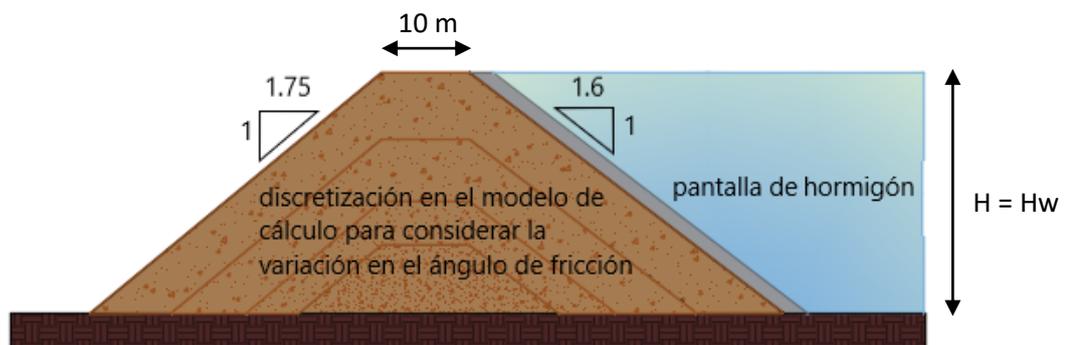


Figura 10. Geometría resistencia al corte variable, distintas alturas de presa y embalse lleno

Este caso es algo peculiar, ya que, debido a la condición de embalse lleno, se produce un incremento de las tensiones verticales en el espaldón de aguas arriba de la presa, lo que hace necesario modificar la geometría de las franjas en esta zona.

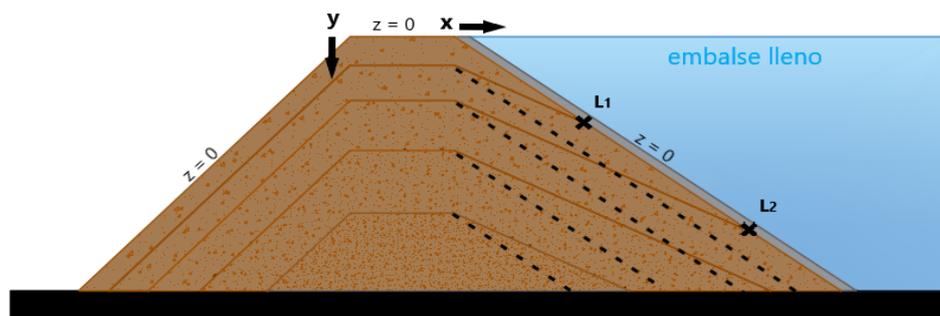


Figura 11. Modificación para resistencia al corte variable, distintas alturas de presa y embalse lleno

En la "Figura 11", se puede observar el cambio en la geometría que se comentaba.

Para conocer en qué punto debe acabar cada línea del estrato, marcados en la “Figura 11” como L<sub>1</sub> y L<sub>2</sub>, se realiza el siguiente cálculo:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \cdot z \\ \Delta\sigma &= \gamma_w \cdot h \end{aligned} \right\}$$

- Caso de H = 50 m

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 20 \cdot 15 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$300 = \gamma_w \cdot h = 10 \cdot h$$

$$h_1 = \frac{300}{10} = 30 \text{ m} \rightarrow x_1 = 1.6 \cdot h_1 = 48 \text{ m}$$

Por lo que habrá que desplazar el punto 30 m en dirección x y 48 m en dirección y, respecto al punto en el que se encontraba la línea original.

Este paso se realiza para cada punto de línea (L<sub>i</sub>) y para cada uno de los casos (distintas alturas de agua, y como consecuencia, distinto número de líneas y puntos, ya que tendrá más estratos).

Los casos a estudiar son los siguientes:

Tabla 6. Valores resistencia al corte variable, distintas alturas de presa y embalse lleno

No.	$\gamma$	$t_1$	$t_2$	H	H <sub>w</sub>	$\phi$ variable
1	20	1.6	1.75	50	50	50/45/40
2	20	1.6	1.75	100	100	50/45/40/38
3	20	1.6	1.75	150	150	50/45/40/38/36
4	20	1.6	1.75	200	200	50/45/40/38/36/34
5	20	1.6	1.75	250	250	50/45/40/38/36/34
6	20	1.6	1.75	300	300	50/45/40/38/36/34/33

Tanto la “Parte 4.1” como la “Parte 4.2” se repetirá para el talud de aguas arriba como el de aguas abajo.

## 5. RESULTADOS OBTENIDOS

Para la representación de los resultados, se ha dividido en cuatro partes, siendo la base de estas la “Parte 4.1” y la “Parte 4.2”, para el talud de aguas arriba y el talud de aguas abajo.

### 5.1 ANÁLISIS DEL TALUD DE AGUAS ABAJO

Se han sintetizado dos valores de factor de seguridad, siendo uno el menor valor de todos los correspondientes a los círculos de rotura que acaban en dicho talud (aguas abajo), independientemente de dónde empiece dicha rotura, al que se hará referencia como FS, y otro factor correspondiente al menor valor de dichos círculos, pero considerándose solo los que se desarrollan entre dicho talud y la coronación, al que se hará referencia como FS\*.

#### 5.1.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN UNIFORME EN TODO EL DOMINIO, INDEPENDIEMENTE DEL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ABAJO

Se calcula considerando un material con resistencia al corte uniforme en todo el dominio.

Los resultados obtenidos para este caso son los siguientes:

Tabla 7. Resultados FS para resistencia al corte uniforme y  $H_w=0$

$\varphi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	1.0217	1.0186	1.0196	1.0186	1.0186	1.0165
35	1.2399	1.2380	1.2305	1.2363	1.2333	1.2399
40	1.4808	1.4782	1.4885	1.4758	1.4830	1.4784
45	1.7630	1.7684	1.7692	1.7630	1.7552	1.7634
50	2.1048	2.0923	2.1008	2.1051	2.1010	2.1024
55	2.5118	2.5139	2.5157	2.5087	2.5109	2.5168
60	3.0462	3.0498	3.0555	3.0482	3.0724	3.0530

Tabla 8. Resultados FS\* para resistencia al corte uniforme y  $H_w=0$

$\varphi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	1.1244	1.0789	1.0615	1.0471	1.0355	1.0377
35	1.3586	1.3068	1.2720	1.2737	1.2607	1.2661
40	1.5639	1.5745	1.5524	1.5112	1.5081	1.5313
45	1.9839	1.8484	1.8093	1.8064	1.8000	1.7774
50	2.3614	2.2287	2.1900	2.1555	2.1533	2.1672
55	2.7672	2.6301	2.6080	2.5833	2.5761	2.5668
60	3.4162	3.2516	3.1808	3.1497	3.1152	3.1227

Tabla 9. Resultados FS para resistencia al corte uniforme y  $H_w=H$

$\varphi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	1.0152	1.0158	1.0195	1.0205	1.0176	1.0191
35	1.2350	1.2347	1.2333	1.2347	1.2388	1.2333
40	1.4811	1.4866	1.4751	1.4778	1.4731	1.4718
45	1.7620	1.7555	1.7601	1.7609	1.7722	1.7584
50	2.1031	2.1018	2.0962	2.1018	2.0927	2.1005
55	2.5165	2.5137	2.5187	2.5126	2.5113	2.5196
60	3.0654	3.0550	3.0488	3.0626	3.0444	3.0474

Tabla 10. Resultados FS\* para resistencia al corte uniforme y  $H_w=H$

$\varphi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	1.1036	1.0680	1.0740	1.0402	1.0755	1.0471
35	1.3616	1.2954	1.2832	1.2735	1.2661	1.2561
40	1.6069	1.5744	1.5446	1.5084	1.5214	1.4911
45	1.9481	1.8497	1.8218	1.8267	1.7915	1.8141
50	2.3216	2.1802	2.1678	2.1423	2.1470	2.1312
55	2.8184	2.6258	2.6080	2.5989	2.5611	2.5487
60	3.3651	3.2496	3.1496	3.1157	3.1001	3.1224

### 5.1.2 ÁNGULO DE FRICCIÓN VARIABLE EN TODO EL DOMINIO CON EL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ABAJO

En este caso, se calcula considerando que la resistencia al corte del material es variable en el dominio, variando con el nivel de tensión.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 11. Resultados FS y FS\* para resistencia al corte variable y  $H_w=0$

No.	$\gamma$	$t_1$	$t_2$	H	$H_w$	$\varphi$ variable	FS min	FS* min
1	20	1.6	1.75	50	0	50/45/40	2.1201	2.3546
2	20	1.6	1.75	100	0	50/45/40/38	2.0010	2.0193
3	20	1.6	1.75	150	0	50/45/40/38/36	1.8969	1.9266
4	20	1.6	1.75	200	0	50/45/40/38/36/34	1.7616	1.7566
5	20	1.6	1.75	250	0	50/45/40/38/36/34	1.7087	1.6979
6	20	1.6	1.75	300	0	50/45/40/38/36/34/33	1.6874	1.6803

Tabla 12. Resultados FS y FS\* para resistencia al corte variable y Hw=H

No.	$\gamma$	$t_1$	$t_2$	H	H <sub>w</sub>	$\phi$ variable	FS min	FS* min
1	20	1.6	1.75	50	50	50/45/40	2.1059	2.3306
2	20	1.6	1.75	100	100	50/45/40/38	2.0164	2.0226
3	20	1.6	1.75	150	150	50/45/40/38/36	1.9044	1.9157
4	20	1.6	1.75	200	200	50/45/40/38/36/34	1.7746	1.8033
5	20	1.6	1.75	250	250	50/45/40/38/36/34	1.7649	1.7962
6	20	1.6	1.75	300	300	50/45/40/38/36/34/33	1.6745	1.6789

## 5.2 ANÁLISIS DEL TALUD DE AGUAS ARRIBA

En este apartado se realizan los mismos cálculos y comprobaciones que para el caso de aguas abajo, siguiendo el mismo procedimiento y tomando las mismas consideraciones.

### 5.2.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN UNIFORME EN TODO EL DOMINIO, INDEPENDIENTEMENTE DEL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ARRIBA

Se calcula considerando un material con resistencia al corte uniforme en todo el dominio.

Los resultados obtenidos para este caso son los siguientes:

Tabla 13. Resultados FS para resistencia al corte uniforme y Hw=0

$\phi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	0.9373	0.9309	0.9275	0.9311	0.9317	0.9330
35	1.1290	1.1258	1.1276	1.1278	1.1339	1.1246
40	1.3516	1.3569	1.3453	1.3539	1.3541	1.3502
45	1.6151	1.6205	1.6152	1.6119	1.6155	1.6123
50	1.9238	1.9320	1.9240	1.9230	1.9208	1.9144
55	2.3133	2.2981	2.3040	2.2919	2.3019	2.3035
60	2.7970	2.7860	2.7786	2.7915	2.7874	2.7879

Tabla 14. Resultados FS\* para resistencia al corte uniforme y Hw=0

$\phi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	1.0528	0.9846	0.9741	0.9549	0.9556	0.9487
35	1.2845	1.2002	1.1700	1.1631	1.1723	1.1466
40	1.4919	1.4451	1.4332	1.4148	1.4102	1.4201
45	1.8475	1.6901	1.6830	1.6522	1.6543	1.6563
50	2.1024	2.0308	2.0078	1.9779	1.9702	1.9610
55	2.5775	2.4411	2.4210	2.3944	2.3408	2.3784
60	3.1092	2.9668	2.9579	2.8377	2.8639	2.9102

Tabla 15. Resultados FS para resistencia al corte uniforme y  $H_w=H$

$\phi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	2.4462	2.4748	2.5287	2.4627	2.4884	2.4696
35	2.9702	2.9861	3.0657	3.0075	2.9897	3.0148
40	3.5623	3.5709	3.6393	3.5648	3.6279	3.6044
45	4.2475	4.2754	4.3777	4.2630	4.2984	4.2600
50	5.0655	5.0735	5.1800	5.0801	5.1547	5.0787
55	6.0759	6.0816	6.2072	6.1079	6.1093	6.1110
60	7.3517	7.3803	7.5568	7.3922	7.4288	7.4325

Tabla 16. Resultados FS\* para resistencia al corte uniforme y  $H_w=H$

$\phi$	H					
	50	100	150	200	250	300
30	2.4631	2.4523	2.5222	2.4659	2.4677	2.4743
35	2.9719	2.9842	3.0553	2.9886	3.0010	2.9946
40	3.5834	3.5776	3.6533	3.5944	3.6077	3.5632
45	4.2418	4.2553	4.3605	4.2701	4.3165	4.3067
50	5.0684	5.0672	5.1792	5.0978	5.1348	5.0855
55	6.0552	6.0689	6.1808	6.1085	6.1120	6.1031
60	7.3377	7.3467	7.5584	7.3657	7.4170	7.3984

### 5.1.2 ÁNGULO DE FRICCIÓN VARIABLE EN TODO EL DOMINIO CON EL NIVEL DE TENSIÓN. TALUD DE AGUAS ARRIBA

En este caso, se calcula considerando que la resistencia al corte del material es variable en el dominio, variando con el nivel de tensión.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 17. Resultados FS y FS\* para resistencia al corte variable y  $H_w=0$

No.	$\gamma$	$t_1$	$t_2$	H	$H_w$	$\phi$ variable	FS min	FS* min
1	20	1.75	1.6	50	0	50/45/40	1.9180	2.1420
2	20	1.75	1.6	100	0	50/45/40/38	1.8557	1.8617
3	20	1.75	1.6	150	0	50/45/40/38/36	1.7567	1.7615
4	20	1.75	1.6	200	0	50/45/40/38/36/34	1.6636	1.6451
5	20	1.75	1.6	250	0	50/45/40/38/36/34	1.6234	1.6094
6	20	1.75	1.6	300	0	50/45/40/38/36/34/33	1.5524	1.5492

Tabla 18. Resultados FS\* para resistencia al corte uniforme y  $H_w=H$

No.	$\gamma$	$t_1$	$t_2$	H	$H_w$	$\phi$ variable	FS min	FS* min
1	20	1.6	1.8	50	50	50/45/40	4.3408	4.3663
2	20	1.6	1.8	100	100	50/45/40/38	3.8771	3.9397
3	20	1.6	1.8	150	150	50/45/40/38/36	3.7739	3.7485
4	20	1.6	1.8	200	200	50/45/40/38/36/34	3.5107	3.4979
5	20	1.6	1.8	250	250	50/45/40/38/36/34	3.3552	3.3209
6	20	1.6	1.8	300	300	50/45/40/38/36/34/33	3.2915	3.2921

## 6. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Una vez obtenidos los resultados de los factores de seguridad, se han representado estos gráficamente, respecto a la altura de la presa, para ver cómo varía dicho valor en función de la altura que tenga la presa tipo, siendo así posible la discusión de los mismos.

Para la representación de los valores, así como para su comparación y discusión de resultados, se ha dividido en dos partes, para el talud de aguas arriba y aguas abajo, y a su vez se ha dividido en embalse vacío y embalse lleno.

### 6.1 REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS PARA EL TALUD DE AGUAS ABAJO

#### 6.1.1 EMBALSE VACÍO

A continuación, se encuentran las representaciones gráficas de FS y FS\* para los casos de aguas abajo que se encuentran con el embalse vacío y con un ángulo de fricción tanto constante como variable.

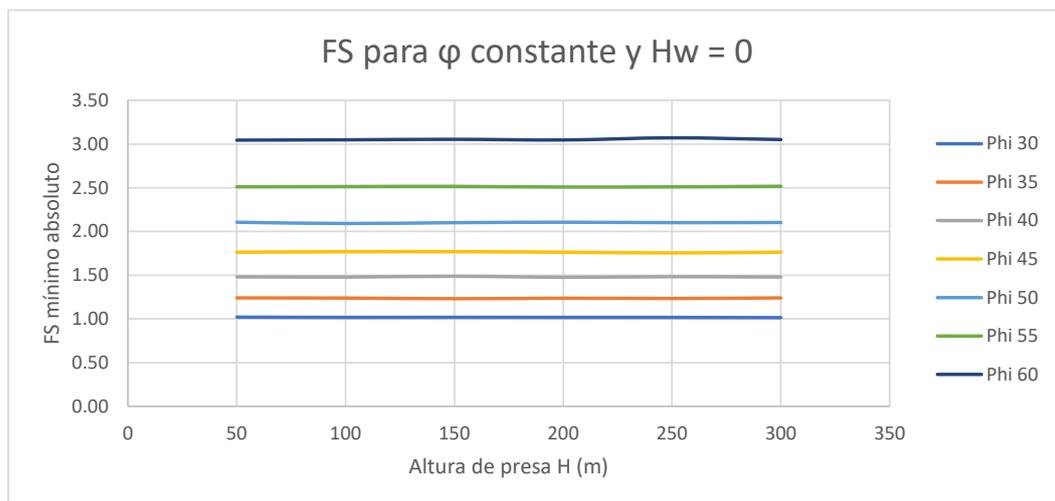


Figura 13. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y Hw=0

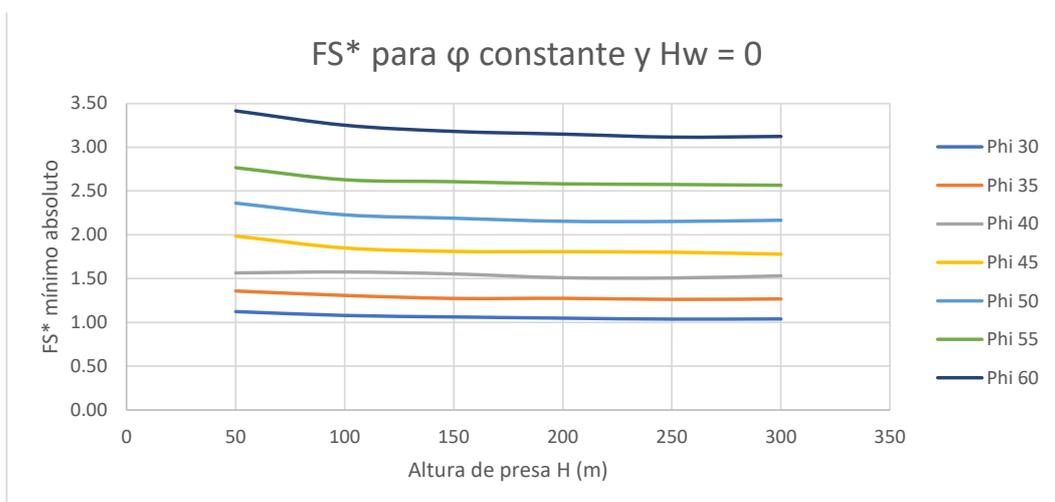


Figura 12. Gráfica FS\* para ángulos de fricción constantes y Hw=0

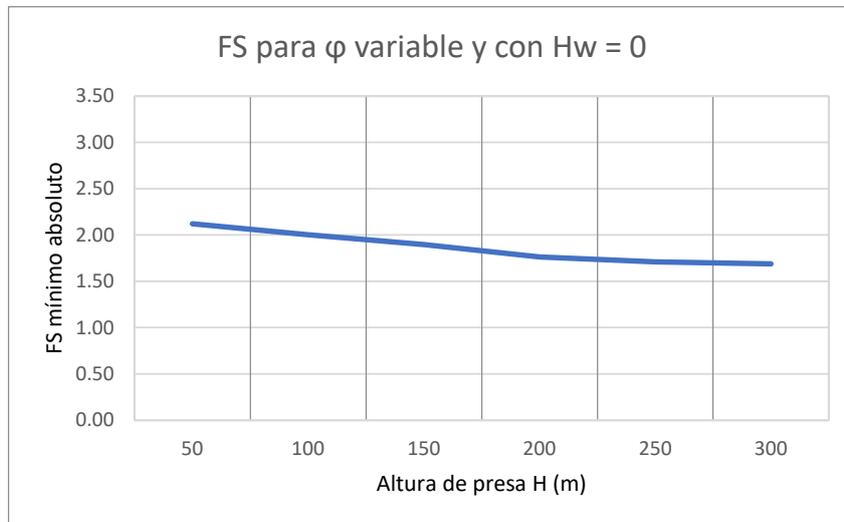


Figura 14. Gráfica FS para ángulos de fricción variables y  $H_w=0$

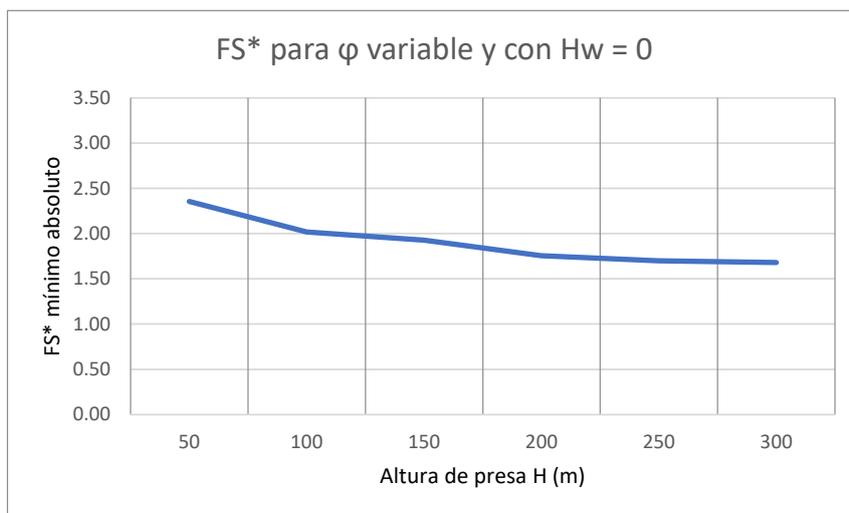


Figura 15. Gráfica FS\* para ángulos de fricción variables y  $H_w=0$

Ahora, para poder realizar una comparación entre los casos con un ángulo de fricción constante y ángulo de fricción variable, se han representado conjuntamente dichos valores, tanto para FS como para FS\*.

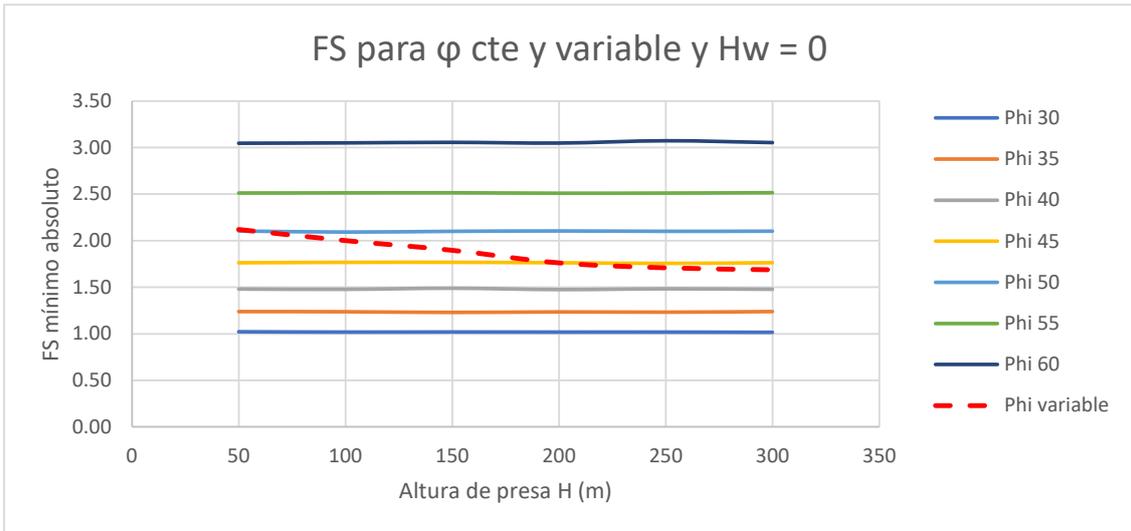


Figura 16. Comparación FS para  $H_w=0$

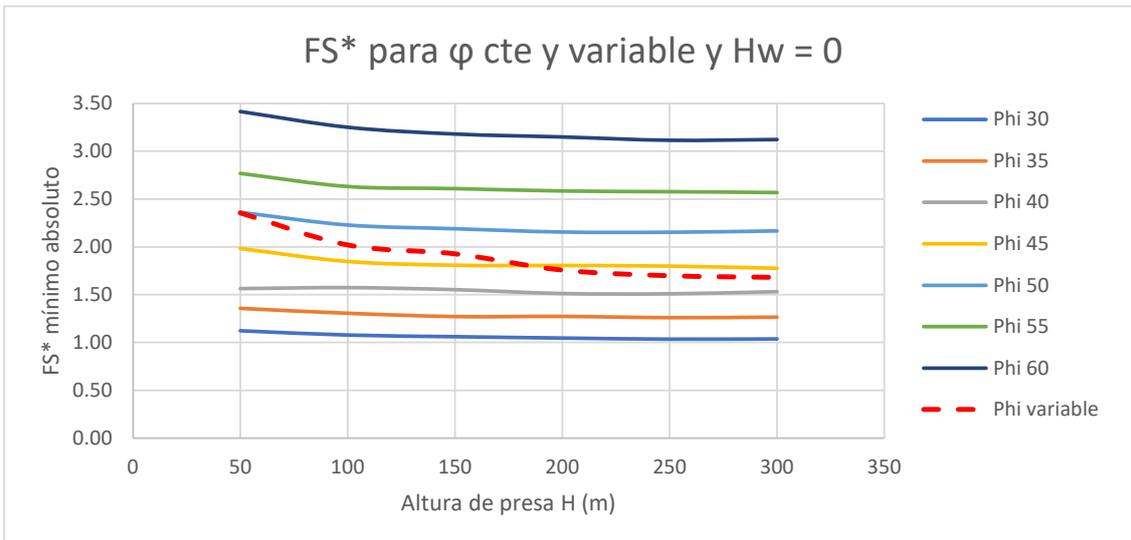


Figura 17. Comparación  $FS^*$  para  $H_w=0$

Como se puede observar en las gráficas anteriores, “Figura 12”– “Figura 15”, en todos los casos el factor de seguridad disminuye conforme se aumenta la altura de la presa, así como es menor en los casos con un ángulo de fricción inferior. Es decir, a mayor altura de presa, menor es el factor de seguridad, y a menor ángulo de fricción, menor es el factor de seguridad.

Fijándose simplemente en las “Figura 12” y “Figura 13”, se aprecia que en el caso de FS, la variación dependiendo de la altura de la presa es mucho más constante que para el caso de  $FS^*$ , en el cual la línea deja de ser tan horizontal como para el primer caso y adopta una mayor pendiente, indicando esto que el cambio de seguridad entre alturas es mayor. Lo mismo ocurre para FS y  $FS^*$  en los casos con ángulo de fricción variable, observable en las “Figura 14” y Figura 15”.

Por último, haciendo referencia a las comparaciones representadas en las “Figura 16” y “Figura 17”, se observa que, para un ángulo de fricción variable, el cambio del factor de seguridad conforme aumenta la altura de la presa es más brusco que en el caso en el que dicho ángulo se mantiene uniforme. También se puede ver que dichos valores para ángulo variable, se encuentra en la zona del ángulo de 45°, el cual se ha considerado intermedio, siendo sus valores similares.

### 6.1.2 EMBALSE LLENO

A continuación, se encuentran las representaciones gráficas de FS y FS\* para los casos de aguas abajo que se encuentran con el embalse lleno y con un ángulo de fricción tanto constante como variable.

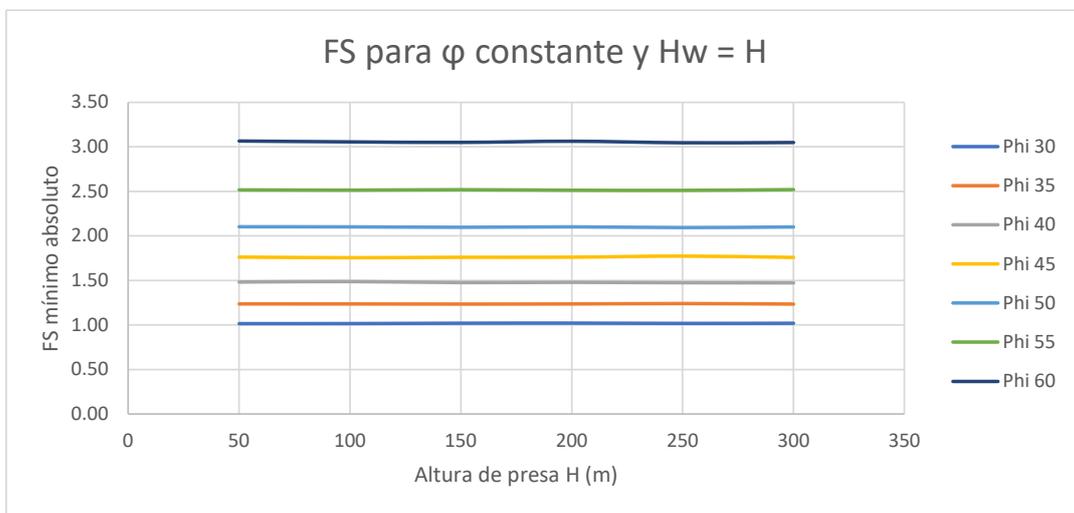


Figura 17. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y Hw=0

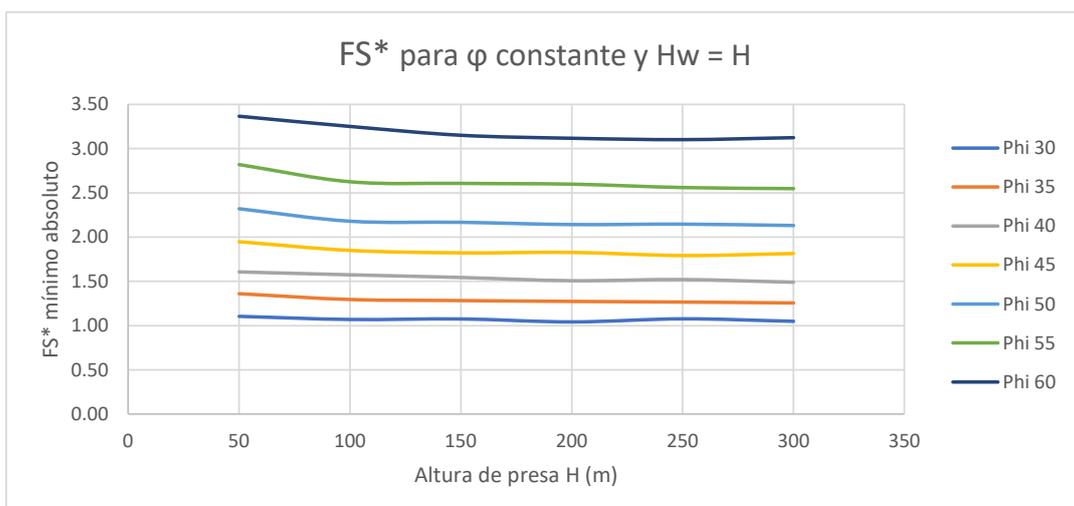


Figura 16. Gráfica FS\* para ángulos de fricción constantes y Hw=H

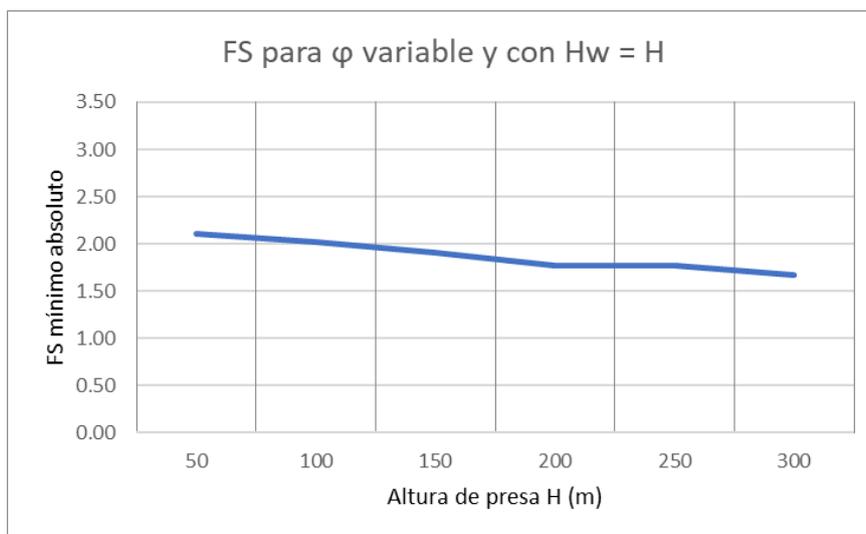


Figura 18. Gráfica FS para ángulos de fricción variables y  $H_w=H$

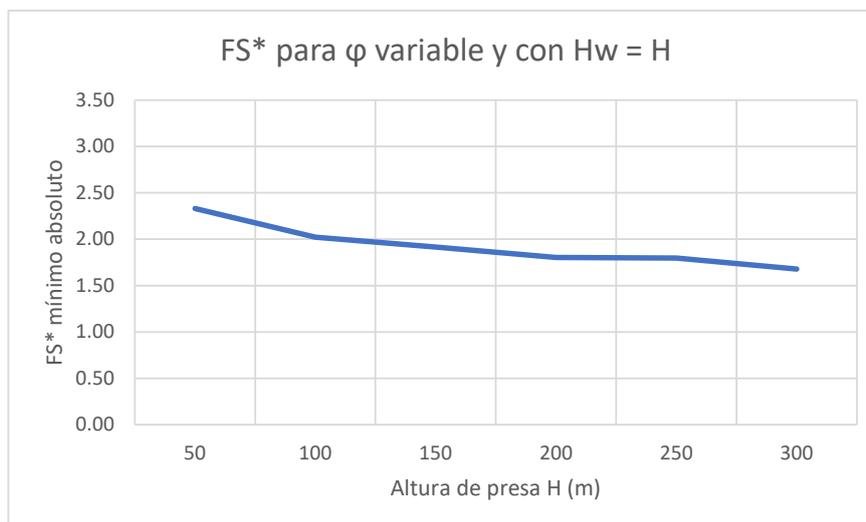


Figura 19. Gráfica FS\* para ángulos de fricción variables y  $H_w=H$

Al igual que en los casos de embalse vacío, representados anteriormente, a menor altura de presa, mayor es el factor de seguridad, así como para un menor ángulo de fricción, menor es el factor de seguridad. En las “Figura 18”– “Figura 21”, se puede observar lo comentado anteriormente para la situación de embalse lleno.

Observando las “Figura 18” y “Figura 19”, se aprecia que en el caso de FS, la variación dependiendo de la altura de la presa es mucho más constante que para el caso de FS\*, en el cual la línea deja de ser tan horizontal como para el primer caso y adopta una mayor pendiente, indicando esto que el cambio de seguridad entre alturas es mayor. Este cambio se aprecia sobre todo para ángulos de fricción elevados y altura de presa más baja (50 m – 100 m). Lo mismo ocurre para FS y FS\* en los casos con ángulo de fricción variable, observable en las “Figura 20” y “Figura 21”, siendo también la

variación total mayor en el caso de FS\*, en la que el factor de seguridad varía en casi una unidad, mientras que para FS varía menos.

Ahora, para poder realizar una comparación entre los casos con un ángulo de fricción constante y ángulo de fricción variable, se han representado conjuntamente dichos valores, tanto para FS como para FS\*.

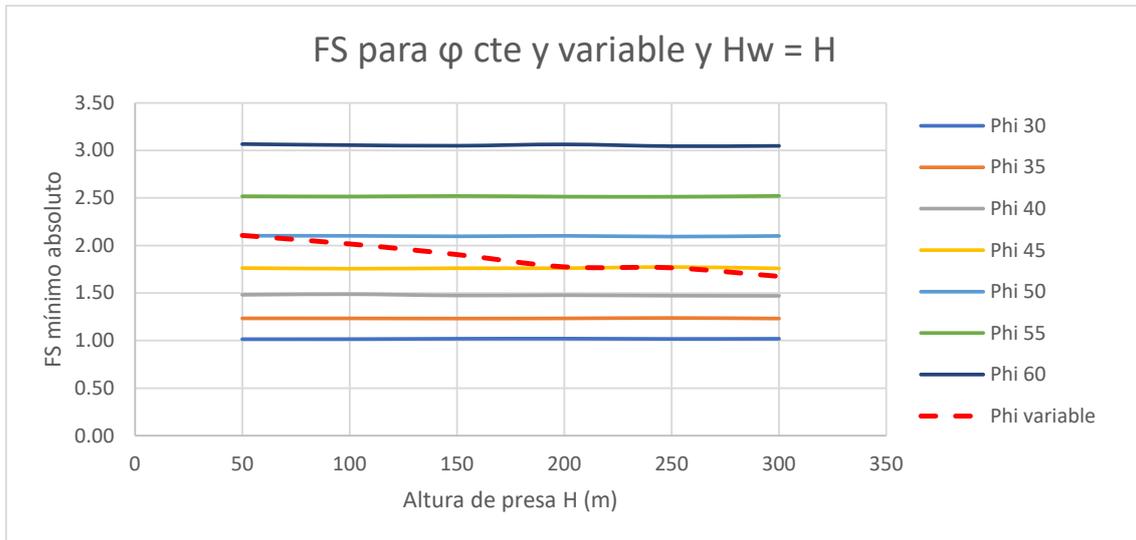


Figura 20. Comparación FS para Hw=H

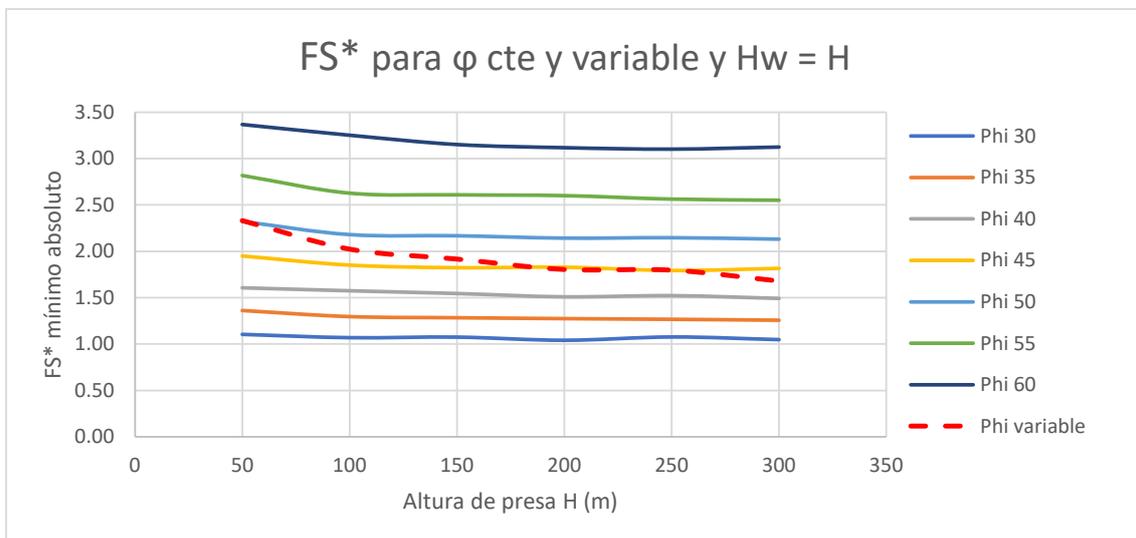


Figura 21. Comparación FS\* para Hw=H

Por último, haciendo referencia a las comparaciones representadas en las "Figura 22" y "Figura 23", se observa que, para un ángulo de fricción variable, el cambio del factor de seguridad conforme aumenta la altura de la presa es más brusco que en el caso en el que dicho ángulo se mantiene uniforme, apreciable en mayor medida en el caso de FS. Igual que en los casos de embalse vacío, se puede ver que dichos valores para ángulo variable, se encuentra en la zona del ángulo de 45°, el cual se ha considerado intermedio, siendo sus valores similares.

## 6.2 REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS PARA EL TALUD DE AGUAS ARRIBA

### 6.2.1 EMBALSE VACÍO

A continuación, se encuentran las representaciones gráficas de FS y FS\* para los casos de aguas arriba que se encuentran con el embalse vacío y con un ángulo de fricción tanto constante como variable.

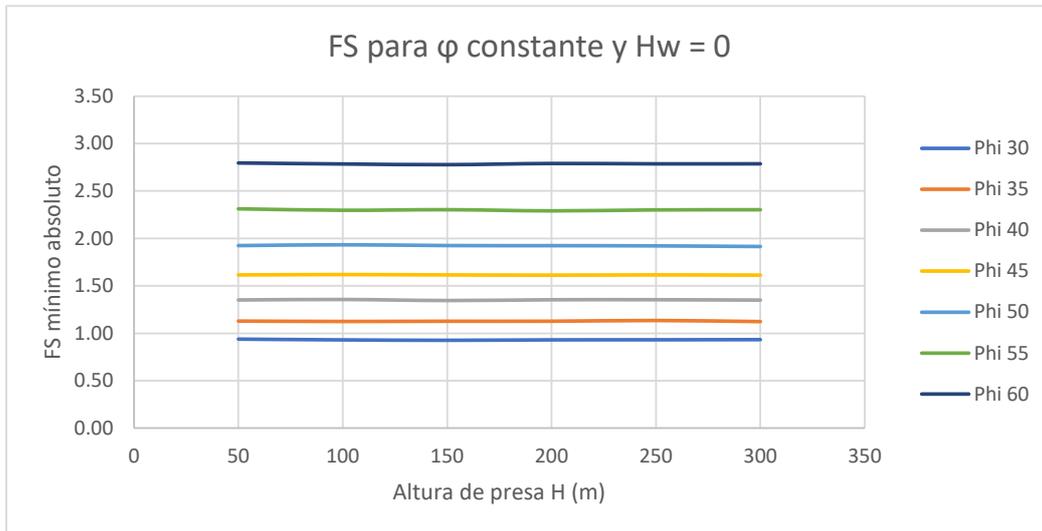


Figura 22. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y Hw=0

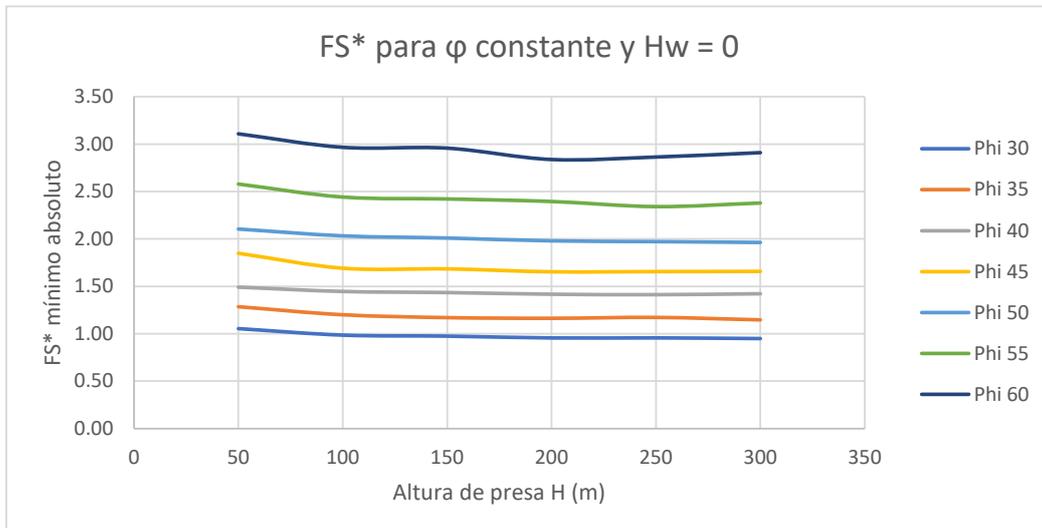


Figura 23. Gráfica FS\* para ángulos de fricción constantes y Hw=0

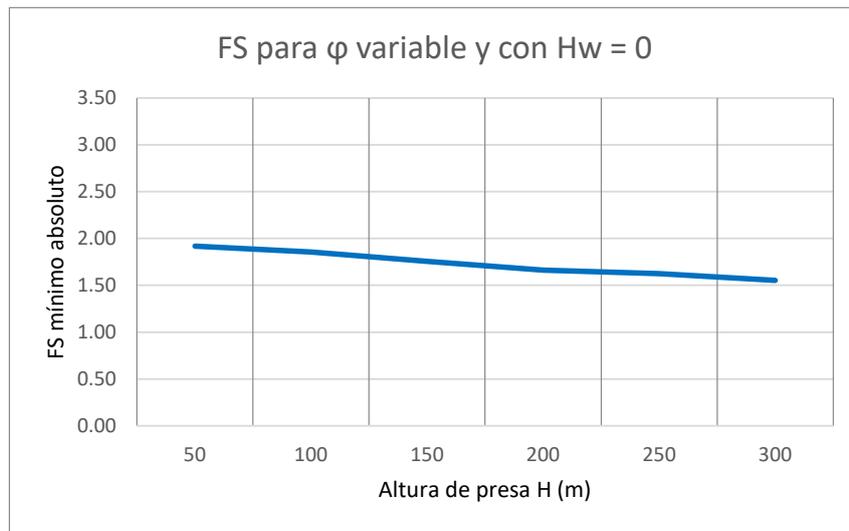


Figura 24. Gráfica FS para ángulos de fricción variables y  $H_w=0$

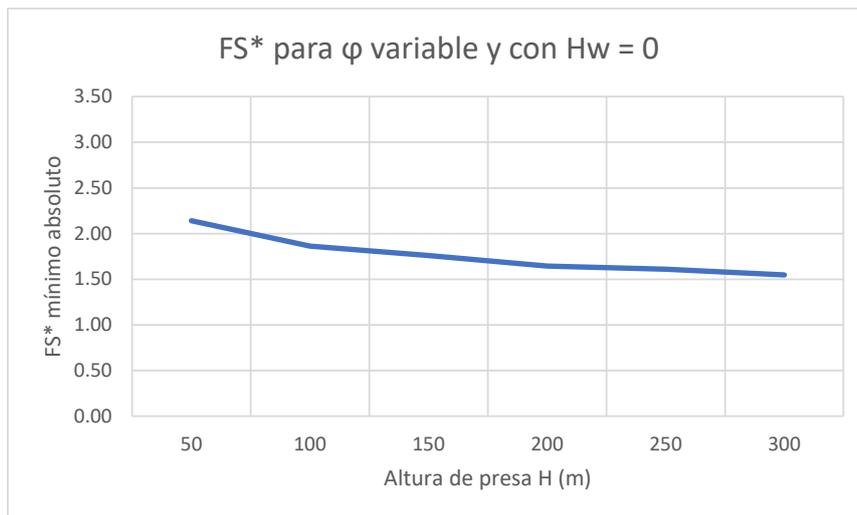


Figura 25. Gráfica  $FS^*$  para ángulos de fricción variables y  $H_w=0$

Igual que para el caso de aguas abajo, se observa que para los casos de la evaluación de FS, los cambios que se producen conforme varía la altura de la presa tipo, son menores, es decir, el valor se mantiene más constante, que para el caso en el que se evalúa el  $FS^*$ . Esto se puede ver representado en las "Figura 24"- "Figura 27". Además, como se puede observar en la "Figura 25", el cambio conforme la altura es diferente se aprecia más en este caso, es decir, para  $FS^*$ .

Ahora, se ha representado simultáneamente para ángulo de fricción constante y variable.

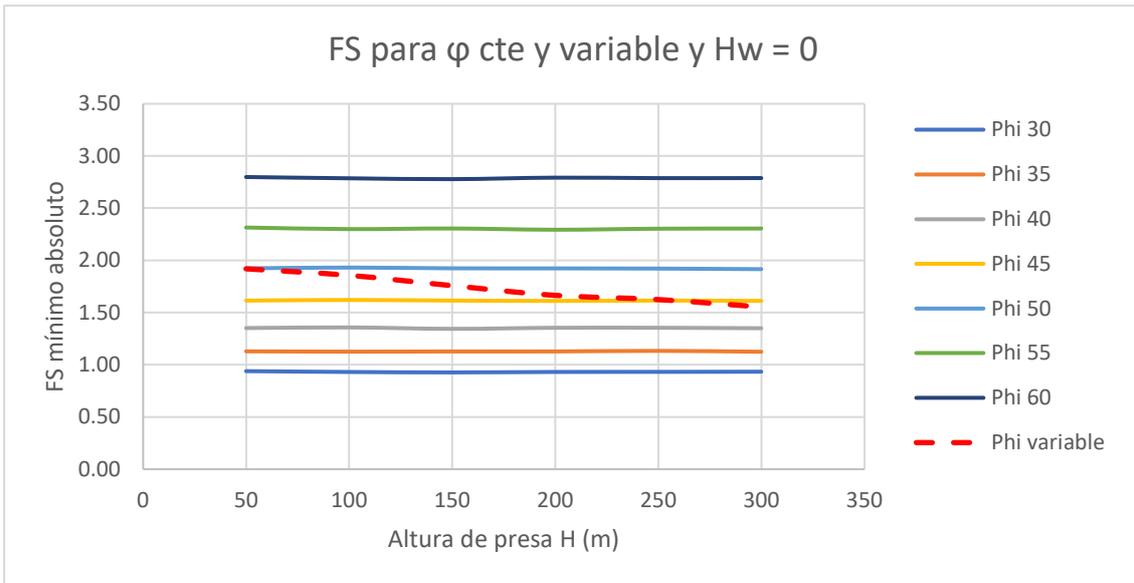


Figura 26. Comparación FS para  $H_w=0$

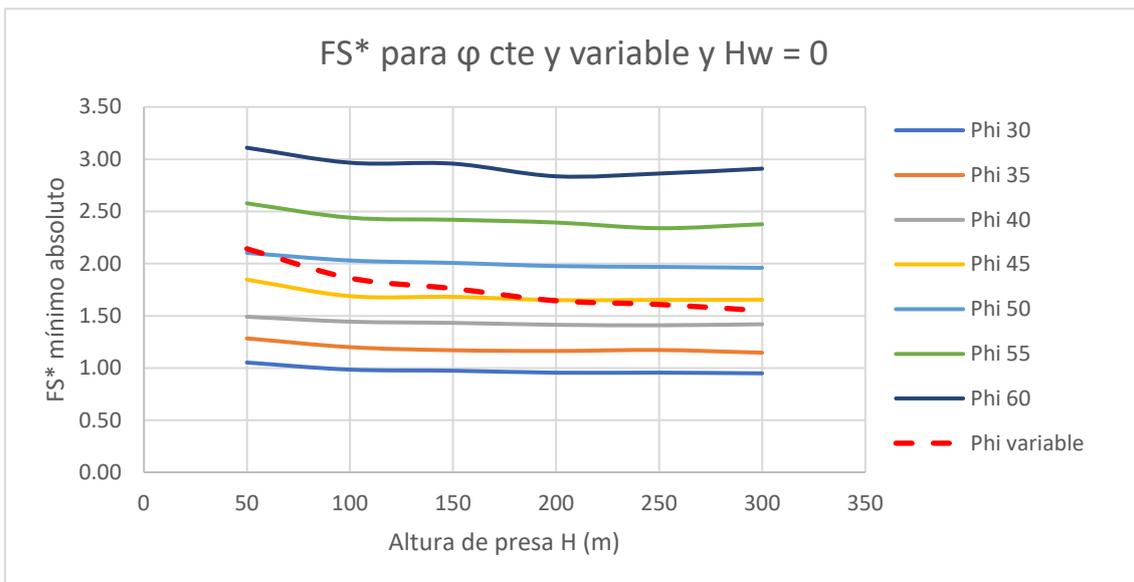


Figura 27. Comparación  $FS^*$  para  $H_w=0$

A la hora de comparar los resultados para un ángulo de fricción variable y constante, se aprecia lo mismo que en las situaciones anteriores. Se observa un cambio más uniforme para el caso de FS, siendo más pronunciado en ambos casos para ángulo de fricción variable.

### 6.2.2 EMBALSE LLENO

A continuación, se encuentran las representaciones gráficas de FS y FS\* para los casos de aguas arriba que se encuentran con el embalse lleno y con un ángulo de fricción tanto constante como variable.

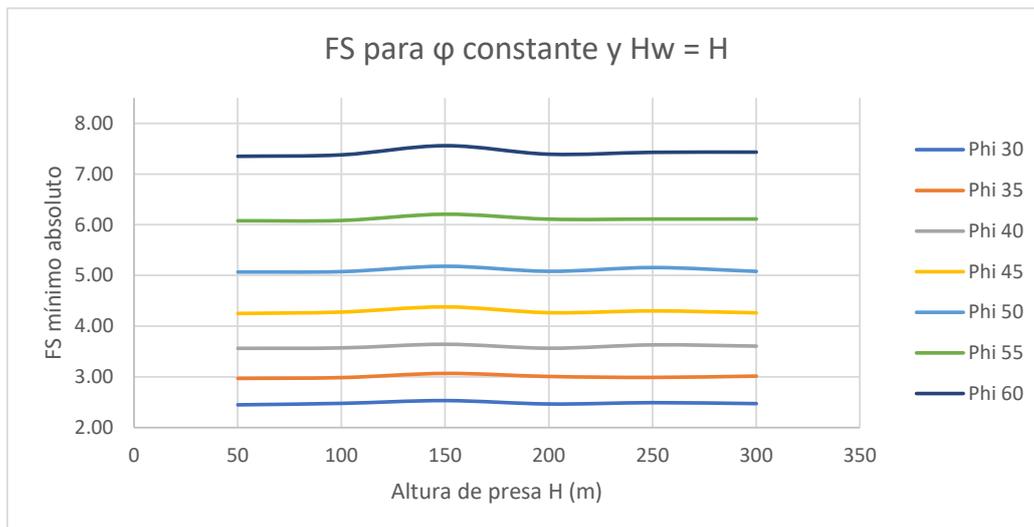


Figura 30. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y  $H_w=H$

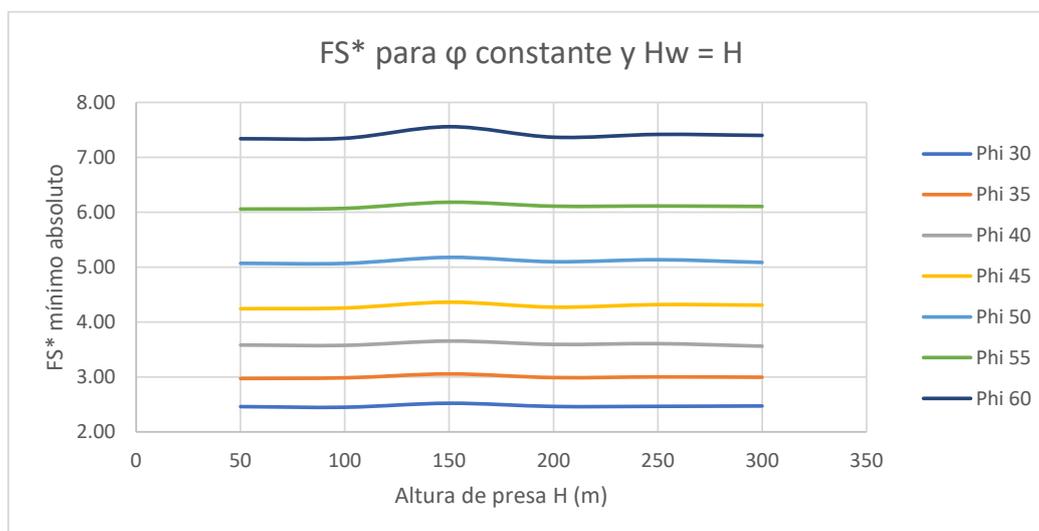


Figura 31. Gráfica FS\* para ángulos de fricción constantes y  $H_w=H$

En este caso, debería ocurrir lo mismo que en las representaciones anteriores, pero debido a que el programa hace un cribado de unos 1000 valores de factor de seguridad, y la variación entre uno y otro puede ser de hasta milésimas, la representación gráfica no sería adecuada, ya que estos valores podrían variar.

Lo mismo ocurre con el valor de factor de seguridad, en comparación con el resto de casos, se puede apreciar que en los anteriores el valor máximo no alcanzaba el valor de 3.50, en cambio, en las "Figura 30" y "Figura 31", se observa que para este caso de ángulo de fricción uniforme y embalse lleno, el valor de FS y FS\* llega hasta 8.

Nota: para la representación de los resultados con ángulo de fricción variable, el rango del eje y se ha ampliado a 4.50, ya que si no los valores se salen de la misma.

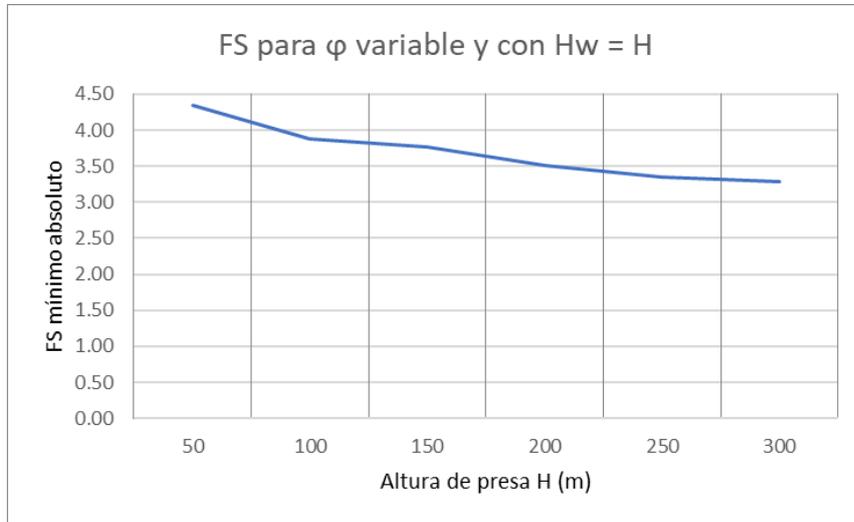


Figura 28. Gráfica FS para ángulos de fricción variables y  $H_w=H$

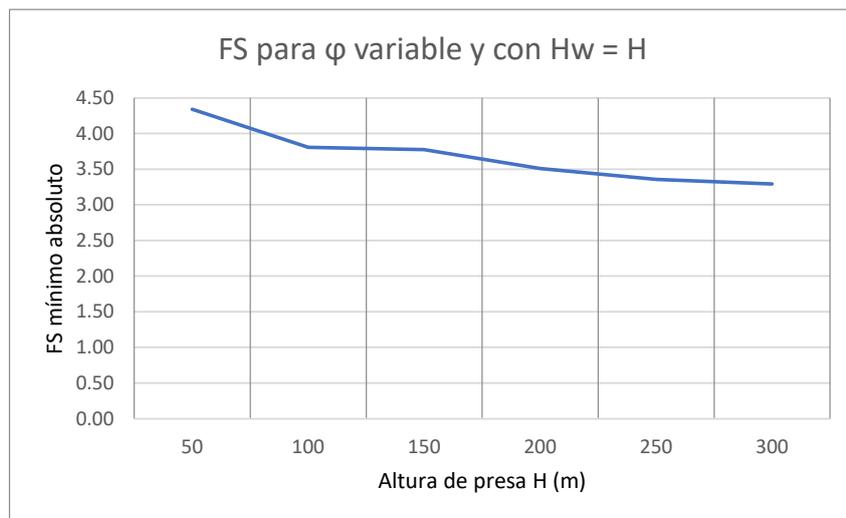


Figura 29. Gráfica FS\* para ángulos de fricción variables y  $H_w=H$

Como se puede observar en las "Figura 32" y "Figura 33", los valores para FS y FS\* en este caso son muy similares.

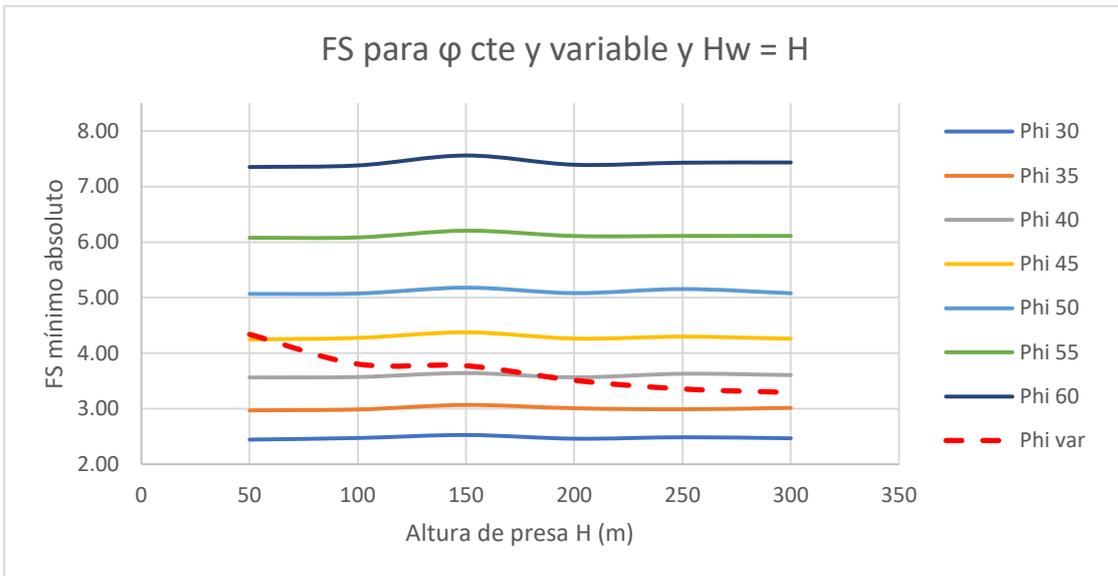


Figura 30. Comparación FS para  $H_w=H$

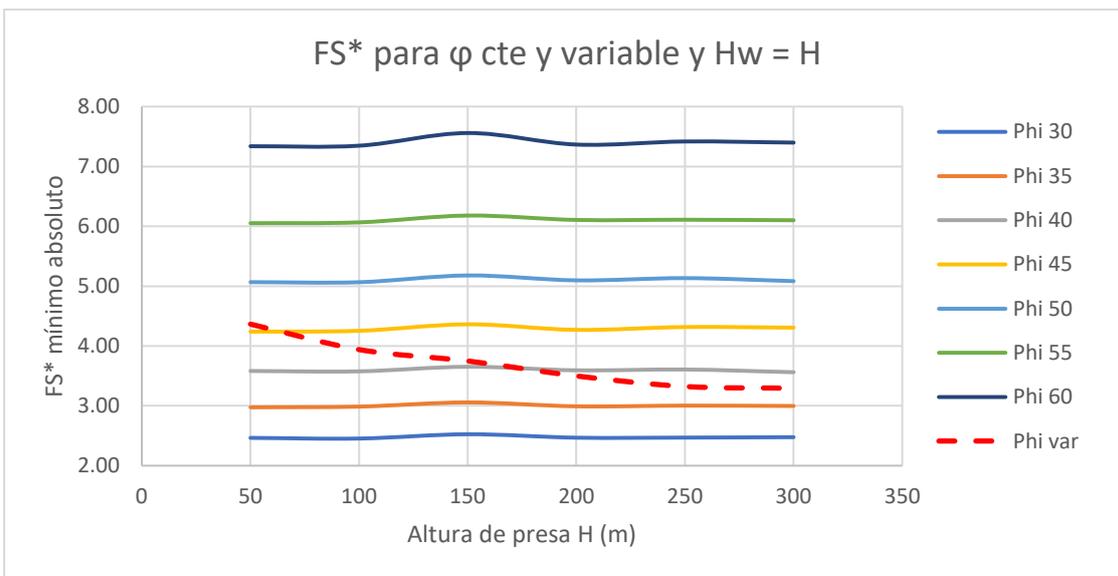


Figura 31. Comparación  $FS^*$  para  $H_w=H$

Finalmente, como se puede observar en las “Figura 34” y “Figura 35”, la representación de los factores de seguridad para ángulo de fricción variable se encuentra en torno a la representación de los valores de un ángulo de  $45^\circ$ , considerándose este un valor medio. Además, igual que para el resto de casos, para este ángulo variable la variación entre distintas alturas de presa se produce menos constante que para un ángulo fijo.

## 7. CONCLUSIÓN

Para terminar, es necesario hacer referencia a cómo de importante es el ángulo de fricción del material para la seguridad de la presa tipo, así como la altura de ésta.

Haciendo referencia al apartado anterior, así como al análisis de sus gráficas, se ve claramente que cuanto mayor es el ángulo de fricción y la resistencia al corte del material, el factor de seguridad es mayor, deducción la cual podría conocerse con antelación, ya que, según se observa en la gráfica de Haselsteiner ("*Figura 5*"), para un ángulo constante, la resistencia al corte no varía con la presión normal, por lo que cuando uno aumenta, también lo hace el otro. Así pues, haciendo referencia también a que éste se considere constante o variable, el factor de seguridad varía. Se puede observar que para los casos en los que el ángulo se considera variable, el cambio que se produce conforme la altura de la presa va aumentando es mayor, es decir, la diferencia entre distintos valores es más amplia, que los cambios que se producen en el factor de seguridad cuando el ángulo se mantiene uniforme. A esto hay que sumarle que, al considerarlo variable, se toma un ángulo intermedio, puesto que es lo que se busca al realizar la aproximación, mientras que, si es constante, depende de que el ángulo sea mayor o menor (siendo fijo y único) el que la seguridad en la presa tipo sea mejor o peor, aunque su variación al compararlo entre distintas alturas de presa sea menor.

En cuanto a lo que penalización se trata, ésta es menor en los casos con embalse lleno, ya que, como se ha comentado anteriormente, la diferencia entre los valores al considerar una altura de presa u otra es mayor.

Recordando lo comentado con la "*Figura 5*", el ángulo de fricción variaba con el nivel de tensión normal, o sea, se producía una disminución del ángulo conforme aumentaba la tensión. Ahora, aplicando esto a los cálculos y gráficas realizadas, se puede comprobar lo comentado. Conforme aumenta la altura de la presa tipo, su tensión normal aumenta, ya que dicha tensión corresponde al peso de la escollera, lo que corresponde con un valor que disminuye de ángulo de fricción.

Por ejemplo, observando la "*Figura 12*", en el que se considera un ángulo constante, la línea conforme aumenta la altura de presa se mantiene prácticamente constante, ya que, haciendo referencia a lo comentado de la "*Figura 5*", la resistencia al corte no varía, independientemente del nivel de tensión normal. Además, se puede observar que conforme el ángulo de fricción es menor, y con ello su resistencia al corte, sus representaciones se encuentran por debajo (menor FS).

Ahora, como se ha comentado anteriormente, se demostró que dicho ángulo no es independiente de la tensión normal, por lo que se procede a evaluar, por ejemplo, la "*Figura 14* ", en la que se ha considerado un ángulo de fricción variable. Como en el caso anterior, a mayor altura de presa, mayor tensión normal, es decir, menor ángulo de fricción. Relacionando la altura de presa, con la tensión normal, se aprecia la

similitud entre la representación de esta figura, con las líneas discontinuas (referentes al ángulo de fricción) de la “Figura 5”.

Resumiendo, dentro de los distintos factores que afectan a la evaluación de la seguridad de una presa de escollera con pantalla de hormigón, el ángulo de fricción interna podría considerarse uno de los más importantes, ya que, como se ha visto, en función de su valor, cambia mucho el factor de seguridad de la presa tipo, haciendo que varíe hasta en 1.5 unidades con el cambio de la altura de presa.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Apuntes de aprovechamientos hidráulicos “Presas de materiales sueltos”. Copy Right\_2002 Prof. Dr. Ing. Luis G. Castillo Elsitdié.
- Apuntes de obras geotécnicas “Inestabilidad de taludes”. Prof. Mario Alberto Díez Foresi.
- Guía Técnica N°2 – Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas
- Artículo “Aspects concerning the shear strength of rockfill material in rockfill dam engineering” 2017. Ronald Haselsteiner
- Concrete Face Rockfill Dams: Concepts for design and construction. Bulletin 141
- Manual SSAP
- Manual Geoslope

## 9. APÉNDICE

El programa SSAP, además de calcular los valores de factor de seguridad mínimos para cada sección tipo que se requiera, nos proporciona una representación de cómo es dicha presa tipo, así como por donde pasarían los círculos de rotura para cada uno de estos factores de seguridad calculados.

A continuación, se van a presentar algunos de estas representaciones, en las cuales se podrá observar lo anteriormente comentado.

Para el caso de aguas abajo, altura de presa 50 m, ángulo de fricción constante en  $30^\circ$  y embalse vacío, tenemos la siguiente figura.

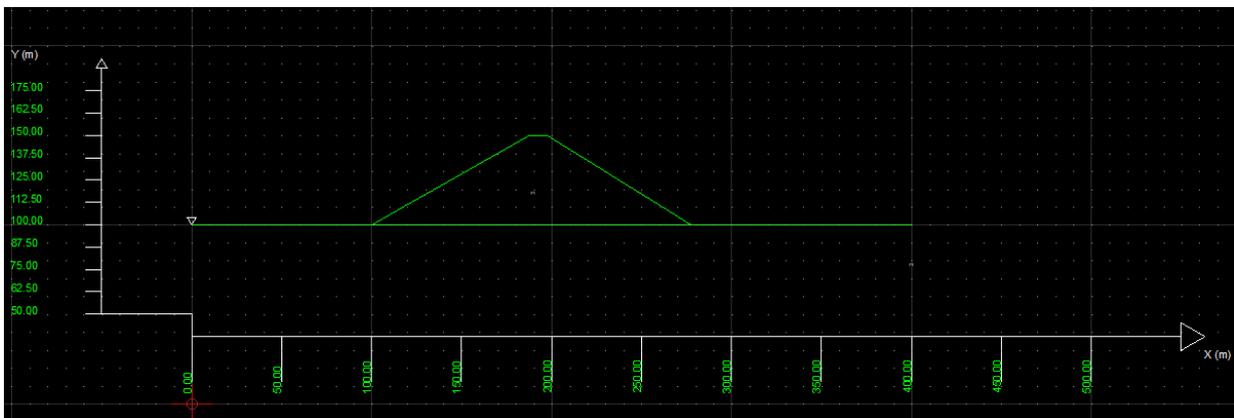


Figura AP 1. Representación caso  $H = 50$  m,  $\phi = 30$  y  $H = 0$  m.

Ahora, después de realizar los cálculos, se nos proporciona la siguiente representación para los valores de FS:

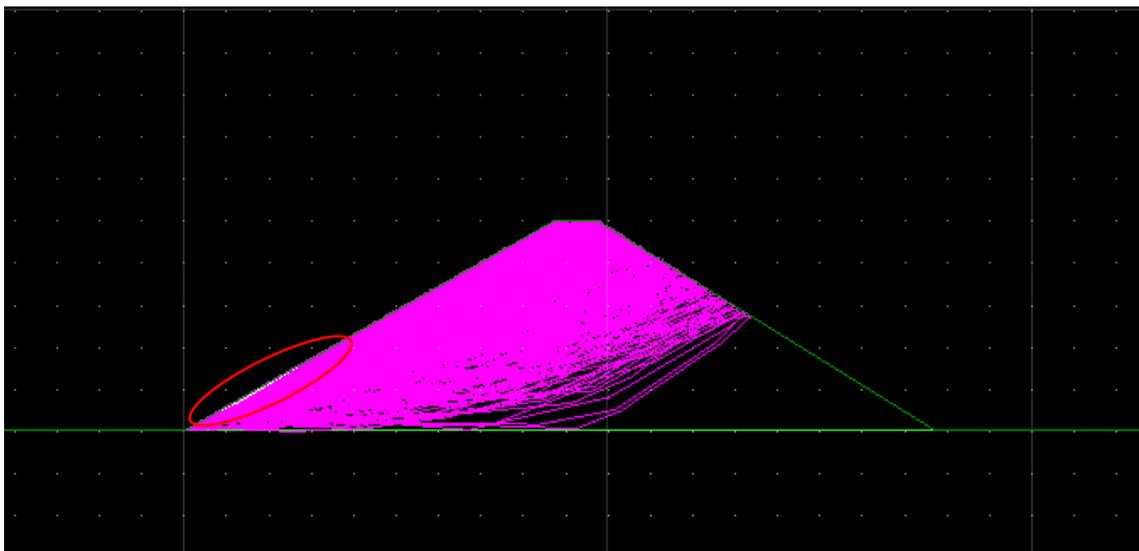


Figura AP 2. Factores de seguridad  $H = 50$  m,  $\phi = 30$  y  $H = 0$  m.

En ella, se señala en blanco y no en violeta como el resto, el valor mínimo obtenido (rodeado con un círculo rojo).

Los valores de FS\* serían los siguientes:

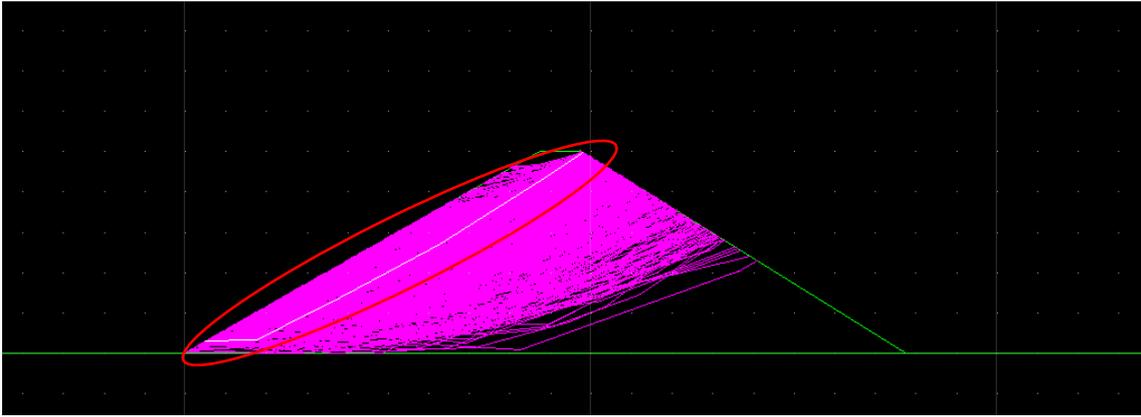


Figura AP 3. Factores de seguridad\*  $H = 50$  m,  $\phi = 30$  y  $H = 0$  m.

Por último, las representaciones del mismo simulacro, pero con embalse lleno.

En este caso, se puede ver representada la carga del agua mediante un triángulo blanco.

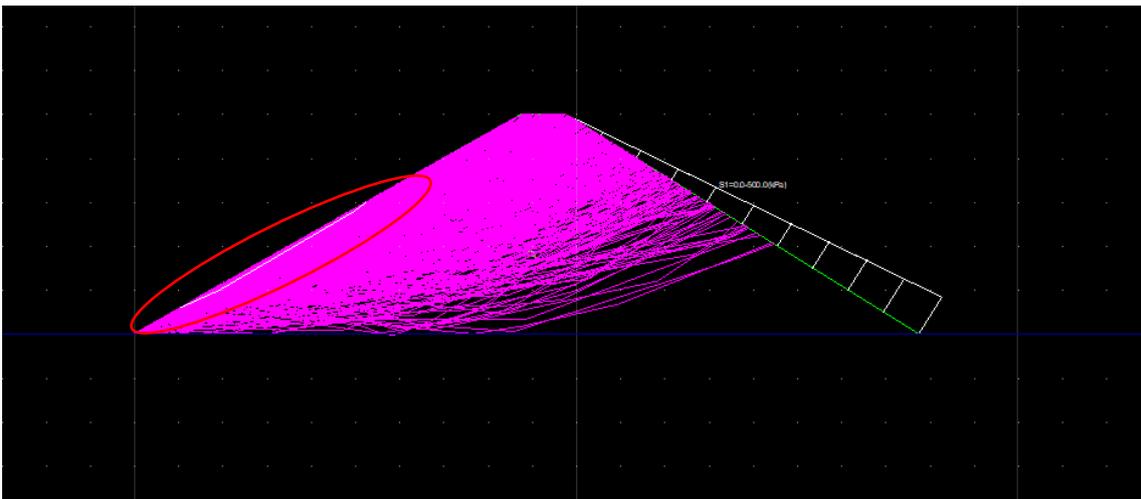


Figura AP 4. Factores de seguridad  $H = 50$  m,  $\phi = 30$  y  $H = H$  m.

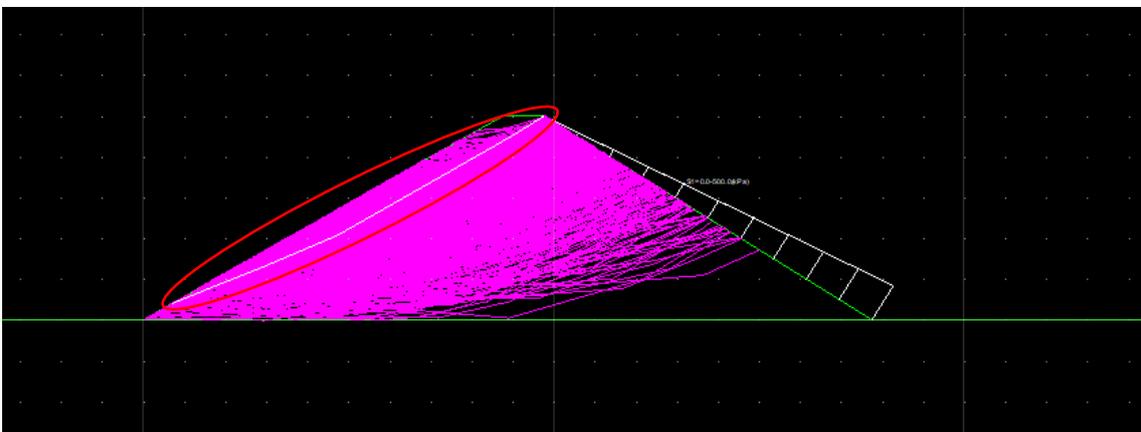


Figura AP 5. Factores de seguridad\*  $H = 50$  m,  $\phi = 30$  y  $H = H$  m.

Para el resto de casos, se proporcionan las mismas representaciones.

A continuación, se muestra un ejemplo para el caso de ángulo de fricción variable, correspondiente al caso de aguas abajo de  $H = 150$  m,  $\phi$  variable y embalse vacío.

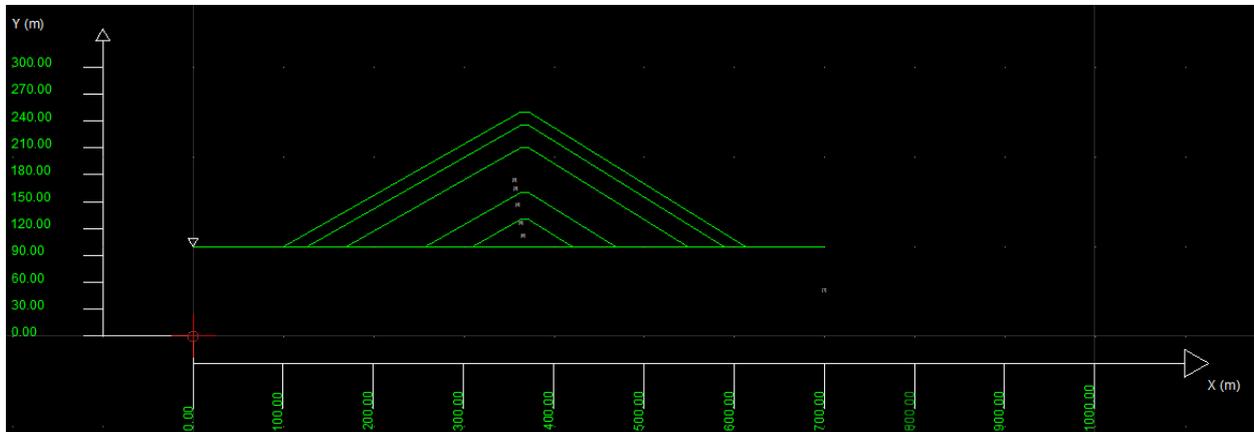


Figura AP 6. Representación caso  $H = 150$  m,  $\phi$  var y  $H = 0$  m.

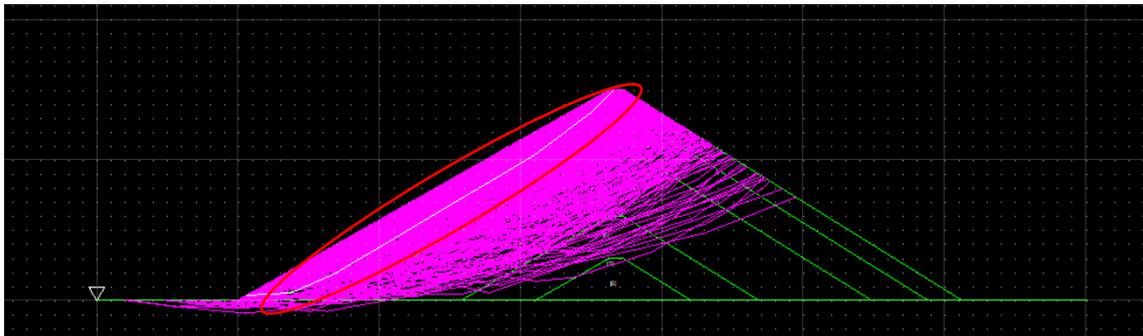


Figura AP 7. Factores de seguridad  $H = 150$  m,  $\phi$  var y  $H = 0$  m.

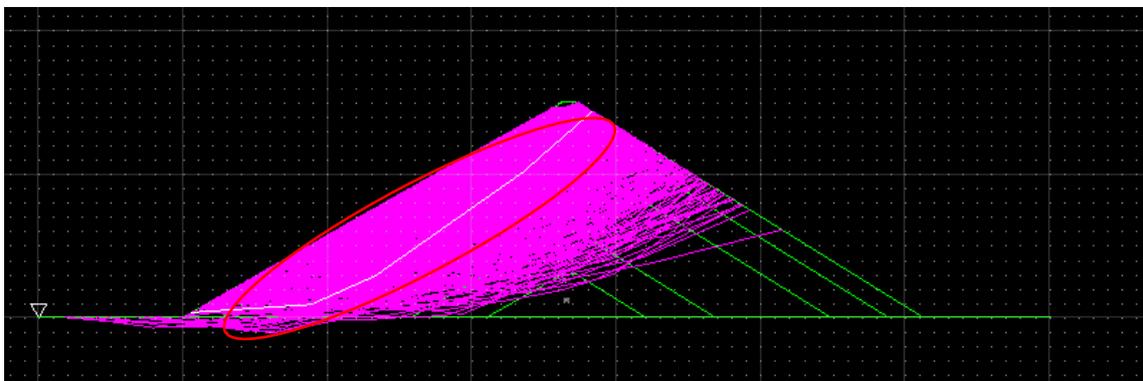


Figura AP 8. Factores de seguridad\*  $H = 150$  m,  $\phi$  var y  $H = 0$  m.

Por último, la representación para el mismo caso, pero ahora con embalse lleno.

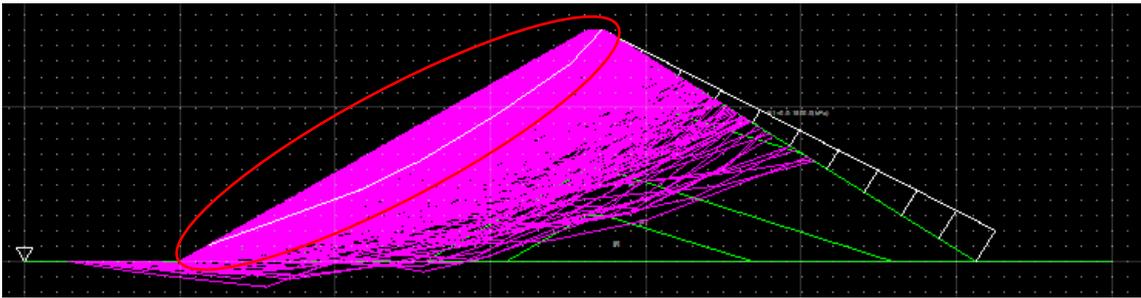


Figura AP 9. Factores de seguridad  $H = 150$  m,  $\phi$  var y  $H = H$  m.

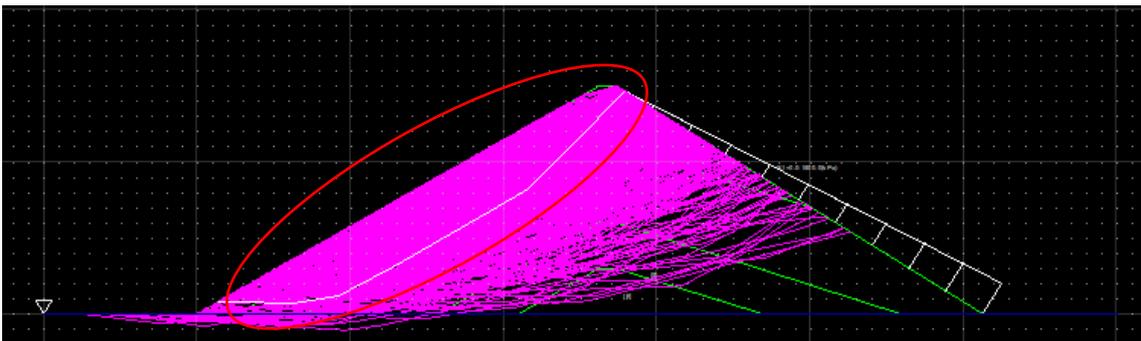


Figura AP 10. Factores de seguridad\*  $H = 150$  m,  $\phi$  var y  $H = H$  m.

## ANEJO I. Introducción al programa SSAP

Primero, hay que tener un par de cosas en consideración antes de comenzar a introducir los datos. Se introducirán por separado la geometría, datos geotécnicos de los materiales

El programa siempre entiende que los círculos de deslizamiento son los que quedan en el lado izquierdo, por lo que introducimos en la izquierda el talud de aguas abajo.

### ANEJO I. 1. Introducción de datos.

Datos geométricos

Se comienza con la superficie topográfica, la cual se dividirá en dos regiones, una será la presa (escollera) y la otra el cimientó, las cuales habrá que definir por separado. Al cimientó se establecen las propiedades de un Bedrock, mientras que a la escollera las de material granular.

Es necesario introducir los puntos que delimitan dichas regiones en sentido antihorario, poniendo como primer y último punto el mismo, ya que el programa no cierra por sí mismo la región.

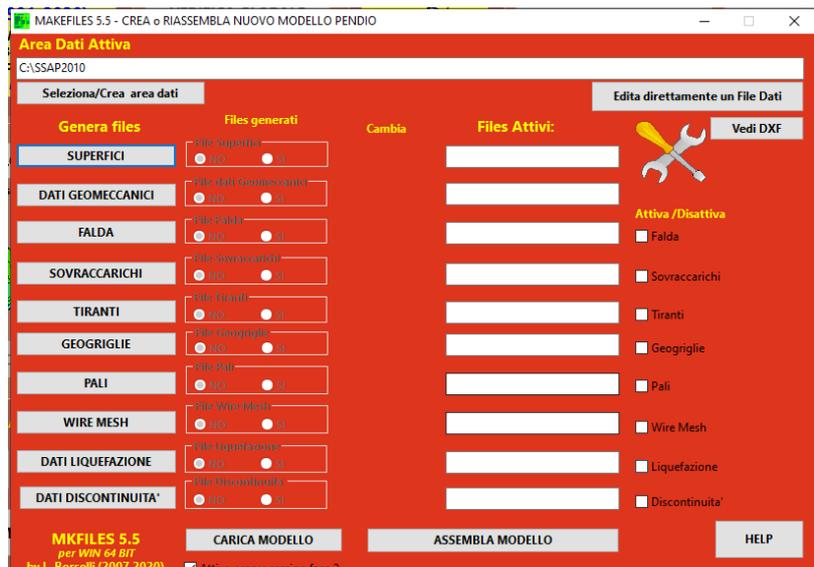
Para introducir la geometría de nuestro problema, se siguen los siguientes pasos:

1. Abrir el programa y clicar *makefiles*.

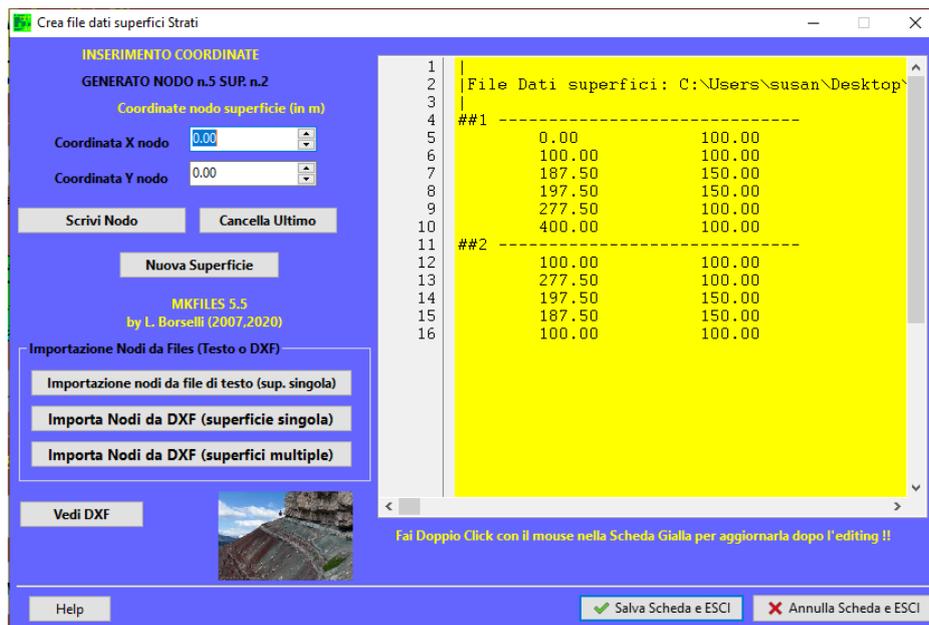


Illustración 1. Pantalla principal// FIGURA I.1 y así todas

2. Clicar en *superfici*, crear el archivo en la carpeta deseada e introducir los puntos de cada región. Cada vez que se escriba un punto, para que el programa lo guarde, hay que darle a *scrivi nodo*, cuando se termine la región y se desee añadir la otra a *nuova superficie*.



Illustración 2. Pantalla para introducción de datos



Illustración 3. Puntos

Datos geotécnicos de los materiales

A continuación, se introducen los datos del terreno.

1. Una vez nos encontramos en la pantalla correspondiente a la “Ilustración 2”, se pincha sobre *dati geomeccanici*, creamos el archivo en la carpeta deseada y se rellenan los parámetros que se piden. Para el primer material, correspondiente al cemento, se ha empleado un modelo Hoek Brown, por lo que habrá que rellenar la columna de *dati ammasso roccioso* y *dati peso di volume*, mientras que para la escollera hay que rellenar la de *parametri resistenza al taglio* y *dati peso di volume*.

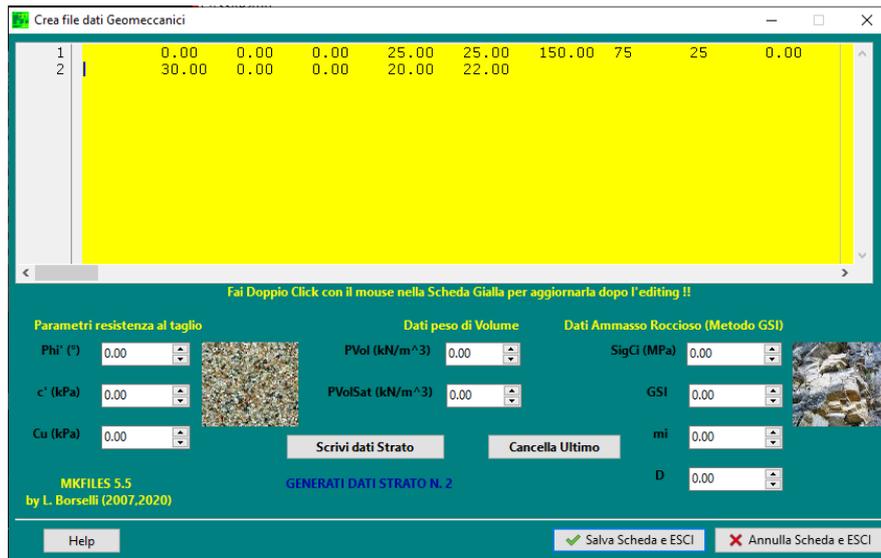


Ilustración 4. Propiedades de los materiales

Una vez creado el material, para que se guarde, hay que pinchar en *scrivi dati Strato*.

Línea piezométrica

La línea piezométrica la hacemos coincidir con la base de la presa, es decir, tomamos la hipótesis de presa impermeable, para así simplificar los cálculos.

1. Clicamos en *falda* y creamos el archivo en la carpeta deseada. Introducimos los puntos por los que pasará la línea piezométrica.

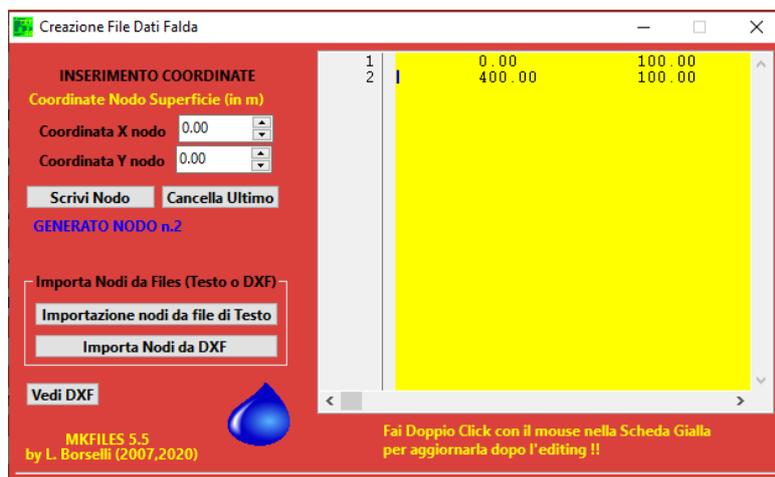


Ilustración 5. Puntos línea piezométrica.

## Sobrecarga

Este apartado solo habrá que rellenarlo en el caso de que haya una cierta altura de agua.

Teniendo en cuenta que despreciamos el peso de la pantalla de hormigón y que consideramos simplemente la sobrecarga del agua, se siguen los siguientes pasos.

1. Clicamos en *sovraccarichi* y creamos el archivo en la carpeta deseada. Introducimos los puntos inicial y final de la altura del agua (*coordinata X1 y X2*), así como su valor de presión en kPa (*carico a X2*) y el ángulo con el que actúa.

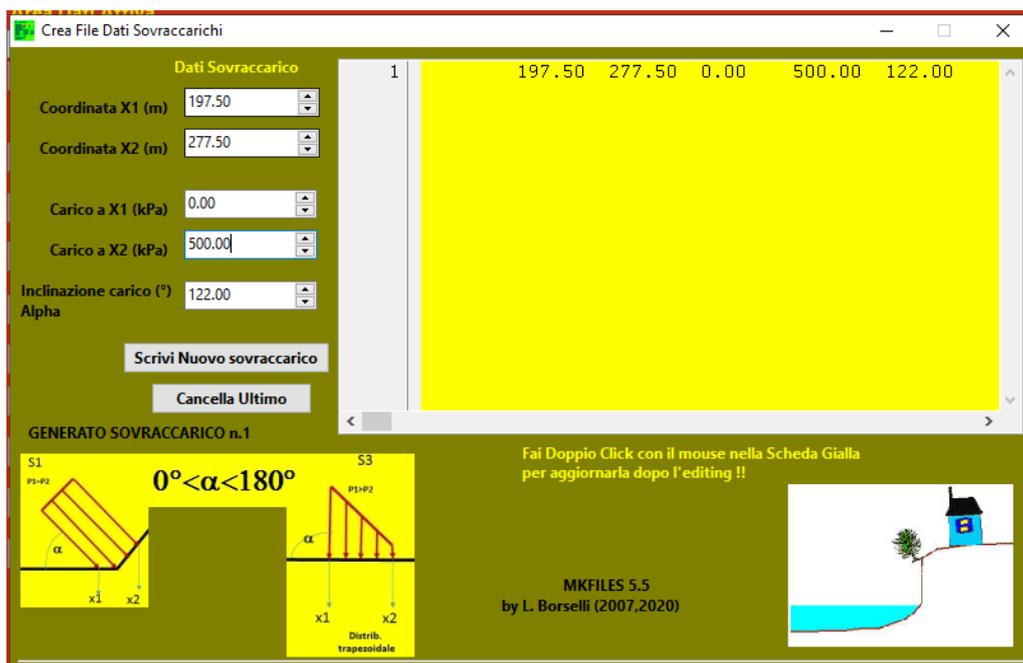


Ilustración 6. Sobrecarga

2. Una vez introducidos los datos, pulsar en *scrivi nuovo sovraccarico* para que se guarde.

## Ensamblaje del modelo

Con los tres archivos creados el programa hace un control de calidad interno y comprueba que todo esta correcto, para que esto suceda hay que pinchar en *assembla modello*. Una vez realizada la comprobación crea un archivo y aparece una pantalla emergente amarilla especificando todos los datos del problema introducido, así como indicando las anomalías encontradas si es que las hubiera.

## ANEJO I. 2. Visualización del modelo.

Situándonos en la pantalla correspondiente a la “Ilustración 2” y clicando sobre *vedi modello*, el programa abrirá el archivo creado y podremos visualizar la figura introducida, así como los parámetros geotécnicos.



Ilustración 7. Visualización gráfica

## ANEJO I. 3. Cálculos.

1. En la pantalla principal del programa (“Ilustración 1”) pinchar en *Legi modello* y seleccionar el modelo a calcular. Se habrá cargado el modelo.
2. En *Info* se pueden añadir fecha, localidad y descripción del proyecto.
3. En *Opzioni* cambiamos el método de cálculo y usamos Janbu riguroso, lo demás lo dejamos por defecto. Se pueden cambiar las propiedades del sismo, tirantes, criterio Hoek, etc.
4. En *Opzioni* podemos cambiar la longitud media de los segmentos que coge para la superficie de deslizamiento, el número de superficies generadas, las dimensiones de las zonas de entrada y salida de los círculos y la cota a partir de la cual no queremos que atraviesen los círculos.



Ilustración 8. Parámetros

El programa llama terminazione a la zona donde empieza el círculo de deslizamiento e inizio donde acaba, por lo que los valores que se nos pide es poner el valor del rango entre el cual permitimos que comiencen y acaben los círculos que buscamos.

5. En *Opzioni aggiuntive* podemos poner qué factores de seguridad queremos ver, es decir, poner el valor máximo y mínimo entre los cuales estamos buscando. También hay que activar el registro de las superficies, mapas FS y el plot vectorial.

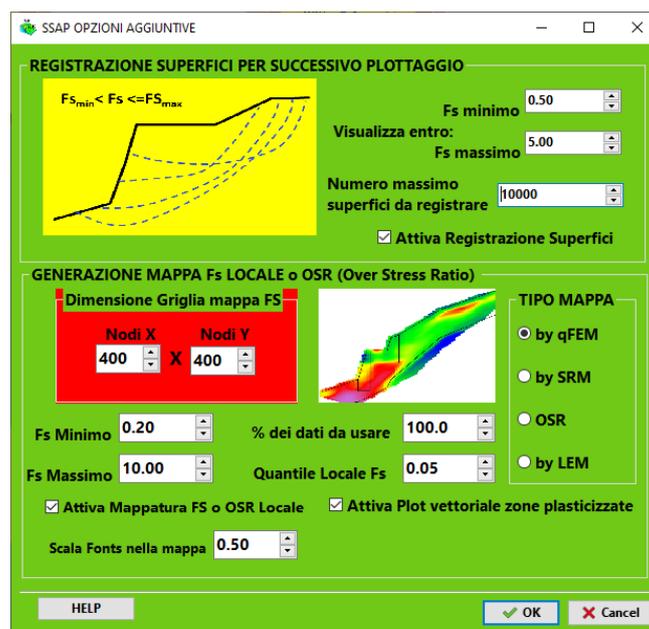


Ilustración 9. Ajustes adicionales

6. Clicamos en *Verifica globale* en la pantalla principal (“*Ilustración 1*”) para que calcule. Se rellenarán los datos que se encontraban vacíos en dicha pantalla, por lo que el programa ya ha realizado el cálculo del factor de seguridad mediante el método que le hemos indicado anteriormente.



Ilustración 10. Cálculo del FS

7. En *genera report verifica* se crea un archivo de texto donde pone un resumen de todos los datos que se han introducido, así como los cálculos realizados.

8. En *genera files DFX*, elegimos la última opción para generar el DFX con todas las superficies y se nos guardará un archivo en el que se podrá ver tanto gráfica como numéricamente los círculos de deslizamiento con su correspondiente FS.

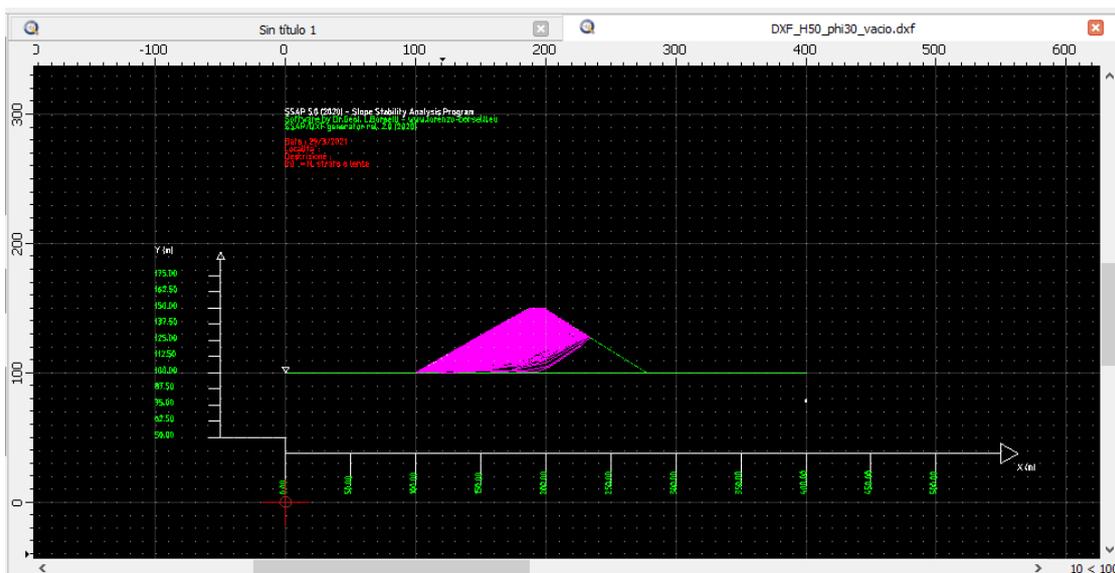


Ilustración 11. Figura con círculos de deslizamiento

Por último, haciendo clic sobre alguno de ellos, saldrán sus características.

