

Seguridad de las presas de gravedad frente al deslizamiento por macizo rocoso y discontinuidad

Stability analysis for gravity dams founded on rock mass with a family of discontinuities

Claudio Olalla Marañón. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSICCP. UPM. Madrid (España). colalla@caminos.upm.es

Manuel Dávila Madrid. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Geotecnia, CEDEX. Madrid (España). mdavila@cedex.es

Resumen: Para conocer la influencia de los distintos parámetros que caracterizan geométrica y geomecánicamente un macizo rocoso y las correspondientes familias de discontinuidades que lo conforman, se ha elaborado un modelo de cálculo sencillo pero ambicioso, que calcula la seguridad al deslizamiento de presas de gravedad. El presente texto recoge la aplicación de este modelo al estudio paramétrico de la fiabilidad de una presa en función de las principales variables geométricas y geomecánicas que intervienen en el mismo. Se utilizan los criterios de resistencia de Hoek & Brown (1980) y de Barton & Choubey (1974) para caracterizar la resistencia del macizo rocoso y de las discontinuidades, respectivamente. El modelo permite definir tanto las variables de entrada como el Factor de Seguridad (FS) mediante distribuciones estadísticas, con el objeto de conocer la fiabilidad de la estructura. Estos resultados obtenidos han sido relacionados con las variables de entrada a través de su caracterización mediante valores medios y de dispersión, con el fin de obtener conclusiones sobre la influencia de estos parámetros en la seguridad del problema analizado.

Palabras Clave: Deslizamiento; Presa de gravedad; Macizo rocoso; Discontinuidades; Fiabilidad

Abstract: There is increasing concern about the influence of different parameters that characterise a rock mass geometrically and geomechanically, when this is adopted as a foundation for gravity dams. Several authors have worked in this field with different approaches and characterizations. This statistic study has been developed to calculate the reliability of gravity dams founded on rock mass and combine the latest statistic advances and geomechanical characterizations in the proposed calculation model. For this reason, this model statistically defines a safety factor for the calculation of structure reliability and where the input variables have also been statistically characterized by means of mean and dispersion values. Hoek & Brown (1980) and Barton & Choubey (1974) failure criteria have been adopted for the rock mass and discontinuity characterisation, respectively. A whole series of curves correlating the statistical values of these input variables and the structure reliability have been obtained as an example for a particular case.

Keywords: Gravity dam; Slide; Foundation; Rock mass; Discontinuity; Reliability

1. Introducción

El presente texto contempla el análisis de la estabilidad de las presas de gravedad frente a la rotura por deslizamiento a través del cimiento en macizo rocoso y de una singularidad predominante. Comprende un mecanismo doble compuesto por una rotura parcial por cortante en el tramo de roca y por un deslizamiento en la discontinuidad subhorizontal.

Para ello, se han llevado a cabo sencillos análisis mecánicos de estabilidad frente al deslizamiento y estudios estadísticos con el fin de analizar el modo y la cuantía en la que afectan a la fiabilidad de la estructura los distintos parámetros, relacionados principalmente con la geometría y las características geomecánicas del macizo rocoso y de las discontinuidades. Se pretende así analizar, mediante un estudio de sensibilidad, la influencia que poseen tanto

los valores medios como la desviación típica de los valores de dichos parámetros de entrada. Se ha prescindido de la geometría precisa de la presa y de otras acciones externas como elementos de estudio; éstas han sido prefijadas, así como los pesos específicos de los distintos materiales, altura de ola, etc. Los cálculos se realizan en dos dimensiones.

El objetivo consiste en analizar la influencia de las variables, respecto de los factores de seguridad (FS en adelante) requeridos, sobre la probabilidad de fallo, a través de modelos estadísticos simples. El FS se define, por medio de un modelo de equilibrio límite, como el cociente entre las fuerzas resistentes que desarrolla el cimientado, y la diferencia entre los empujes desestabilizadores y las componentes estabilizadoras de los pesos. Esta definición de FS comporta homogeneidad en la caracterización del cimientado a lo largo de la zona de rotura; se asimila a la definición de FS por un punto.

Los parámetros analizados son, para el macizo rocoso, los utilizados en el criterio de Hoek & Brown (1): la resistencia a compresión simple de la roca matriz (σ_{ci}) y el Índice de Resistencia Geológica (GSI); (Marinos et al.) (2). En relación a la discontinuidad, además de su resistencia con el criterio de Barton & Choubey (3), se ha analizado la continuidad y el buzamiento. Se descarta analizar la influencia del tipo de roca y del ángulo de rozamiento básico, pues se trata de valores relativamente acotados y poco influyentes en la estabilidad del conjunto. Se plantean dos hipótesis de cálculo, según las acciones (normal y extrema), como situaciones ordinaria y crítica, respectivamente. Los cálculos se realizan con la mejor estimación de los parámetros que caracterizan al resto de los factores que influyen.

El método estadístico empleado en este análisis de sensibilidad consiste en un método de segundo orden para el cálculo de la fiabilidad de una estructura. Aglutina distribuciones estadísticas normales para las variables de entrada y distribuciones log-normales para definir los factores de seguridad. Se obtienen relaciones entre los valores medios y de dispersión de los parámetros con los valores correspondientes de fiabilidad, expresados en términos de probabilidad de fallo.

Para mostrar de manera específica las bases teóricas y las hipótesis adoptadas en este texto, se aplican a una presa supuesta, como si de un caso real se tratase, a modo de ejemplo.

2. Antecedentes normativos

Respecto a la estabilidad de presas de fábrica, la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas (4), como primer documento técnico dirigido al diseño de estas estructuras en España, señala que se debe comprobar la estabilidad frente a un posible deslizamiento, según superficies que corten al terreno, incluyendo o no el contacto con la presa, y sean desfavorables a dicho efecto. Por tanto, este documento cita el cálculo de estabilidad por cimientado, por macizo rocoso y/o discontinuidades, el cual no es de práctica común, tal y como sí lo es el cálculo de estabilidad por deslizamiento a través del contacto - presa cimientado.

Similar mención se hace al respecto, sobre la comprobación de la estabilidad de la presa desde el punto de vista estático y dinámico, en la recientemente editada Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2 (5), basándose en las hipótesis preconizadas por la Instrucción Española para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas (4). Dicha Guía, en el Tomo 1, denominada "Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas", en su Apartado 4.2. exige, entre otros argumentos, que se cumpla "la estabilidad al deslizamiento, debiéndose analizar éste, no solo considerando como superficie de posible rotura el contacto hormigón/roca, sino cualquier posible superficie de rotura a través del terreno, cinemáticamente compatible con el deslizamiento de presa y terreno". Las figuras siguientes ilustran del sencillo modelo recomendado.

Por otro lado, un comité de expertos establecido por el Club Europeo del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) (6) ha realizado un estudio relacionado con la estabilidad de presas de gravedad, abarcando un ámbito de estudio similar al que se trata en el presente análisis. De dicho documento caben destacar los siguientes puntos:

- Las normativas actuales centran mayoritariamente el cálculo de FS en métodos de equilibrio límite, y se expresan como la relación de fuerzas horizontales aplicadas y las resistencias tangenciales movilizadas, o como factores de reducción de los parámetros. Destaca la normativa china como empleo de métodos estadísticos para definir la fiabilidad en función de la dispersión de los datos de entrada.

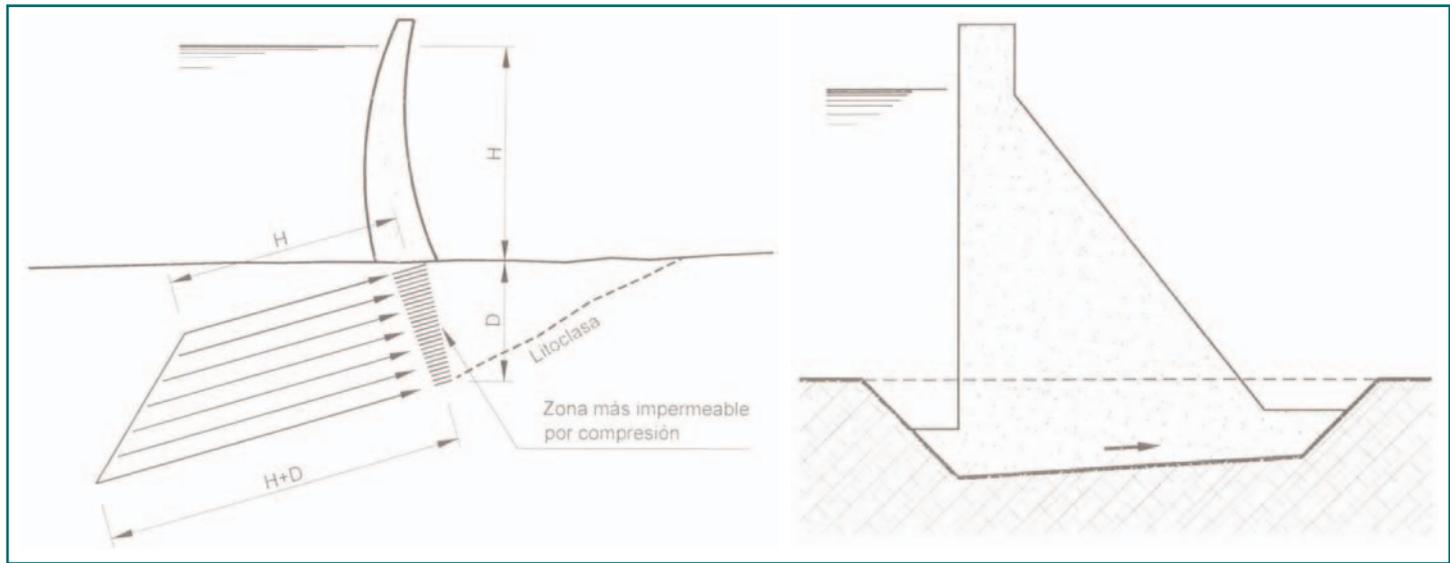


Fig. 1. Modelos para el análisis de estabilidad de presas propuesto por la GTSP nº 2.

- Se proponen diferentes FS aplicados a los parámetros de resistencia según la evaluación de los mismos (Soriano y Sánchez Caro) (7). Algunas Guías optan por FS más conservadores si se adoptan parámetros seleccionados de la literatura. Hay consenso en la relevancia de las subpresiones en el cómputo de la estabilidad. Se resalta el empleo de los modelos acoplados y transitorios, donde las tensiones del conjunto modifican la permeabilidad del medio natural (apertura y permeabilidad en juntas) y en consecuencia se modifica el estado de gradientes y de presiones de agua, que al mismo tiempo condicionan el campo de tensiones en la estructura. Se destaca la importancia de la ejecución de análisis de sensibilidad, para definir la importancia de las distintas variables.
- Se subraya la no linealidad de la ley de resistencia al corte y se corrobora el efecto escala. Se pone de manifiesto que dependiendo del tipo de roca, pueden existir parámetros pico y residual, y se acepta que generalmente la estabilidad de la presa es menor por el cimiento que por el contacto entre roca y hormigón (Rocha) (8).
- Se recomienda el empleo de métodos numéricos con modelos tenso - deformacionales (MEF). Identifica el criterio de Hoek & Brown como principal modelo constitutivo para macizos rocosos; y el criterio de rotura propuesto por Barton y Choubey (3) para las juntas del macizo rocoso, trabajando con la equivalencia Mohr - Coulomb para rangos de tensiones definidos. Los modelos

MEF deberían incluir la dependencia no lineal de parámetros, una mejor modelización de las subpresiones y del efecto giro. Sin embargo, se enuncia que no existen grandes diferencias entre modelos de equilibrio límite y los de propagación de fracturas, aunque los primeros se muestran más conservadores y más sensibles a las variaciones de los parámetros.

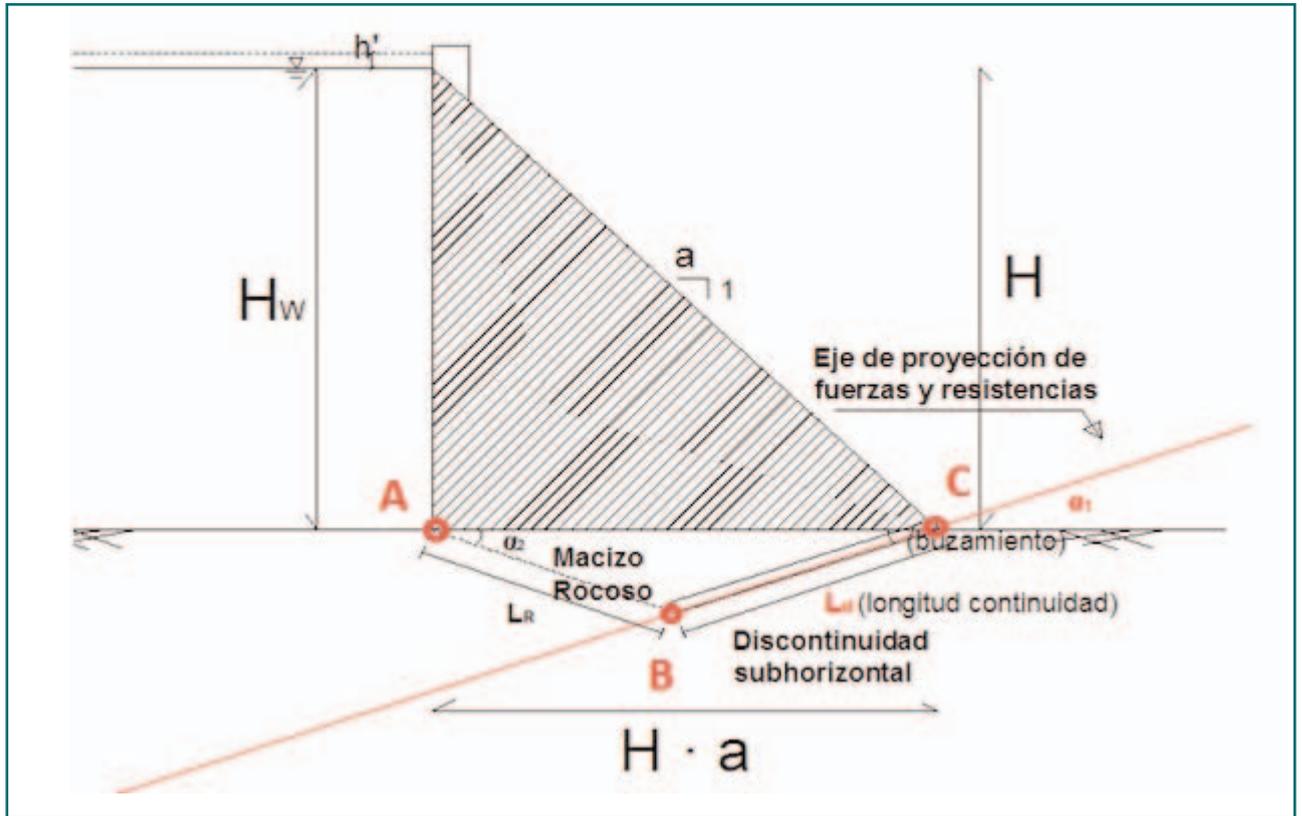
En definitiva, el texto del Club Europeo de ICOLD supone un documento de gran valor que identifica y profundiza los aspectos más relevantes pero que no especifica la influencia de la dispersión de los datos de entrada, ni los estudios estadísticos por realizar; simplemente hace referencia a la necesidad de un conservadurismo en los cálculos según el grado de conocimiento de los parámetros implicados.

3. Hipótesis de cálculo para el modelo propuesto

3.1. Geometría y parámetros fundamentales de la presa

Los cálculos se realizan en dos dimensiones, en la sección de mayor altura de lámina de agua y para un cimiento de características homogéneas a lo largo del eje de la presa. El modelo creado es apto para el estudio de presas de gravedad y azudes de cualquier dimensión; sin embargo no considera el efecto 3D, por lo que se desaconseja su uso para estudios donde la tercera componente sea relevante, como es el caso de presas arco.

Fig. 2. Esquema de la geometría del modelo propuesto.



Las principales variables geométricas consideradas de una presa de gravedad de tamaño medio son: altura del triángulo resistente de la presa (H); talud de aguas abajo (a); talud aguas arriba nulo. La sección tipo del modelo es triangular y se plantea como una estructura de planta recta. Se contempla como material de cuerpo de presa un hormigón convencional (véase Fig. 2). Otras configuraciones más complejas no serían difíciles de incorporar.

3.2. Solicitaciones. Situaciones de cálculo

Las combinaciones de las distintas acciones dependen de la situación de cálculo propuesta. Se suelen establecer tres tipos de situaciones: normal, accidental o extrema. Para el presente estudio, no obstante, como situaciones de cálculo críticas, se han adoptado dos posibilidades: una situación normal y otra situación donde se sucedan conjuntamente los fenómenos de sismo y avenida, pudiéndose considerar como extrema. Los fenómenos de sismo y avenida se caracterizan según una distribución estadística normal (media y desviación típica), que se obtienen en cada caso a partir de las avenidas y

sismo, normal y extremos, para los 1.000 y 10.000 años respectivamente.

3.2.1. Acciones a considerar

- **Carga hidrostática.** Para el caso de explotación ordinaria de la presa y situación normal, se utiliza el nivel medio normal (NMN). Para el caso de situación extrema, combinada con el sismo, se aplica el valor de avenida correspondiente, en este documento en término de incremento, sumada al valor de NMN.
- **Acción sísmica.** Se adopta el conocido método pseudoestático, que introduce el sismo como una carga másica constante en el tiempo. Se utiliza el concepto de coeficiente sísmico horizontal y vertical (k_h ; k_v). Da lugar a un empuje horizontal y otro vertical hacia aguas abajo. Adicionalmente, se incorpora al efecto hidrodinámico empleando la carga de agua sobre el paramento de aguas arriba, en función del coeficiente de Westergaard (C_w), que en todo este ejemplo se ha supuesto igual a 0.85.
- **Presiones intersticiales.** Es preciso estimar la ley de subpresiones y la influencia de la red de drenaje sobre esta. Se analiza como un problema con unas condi-

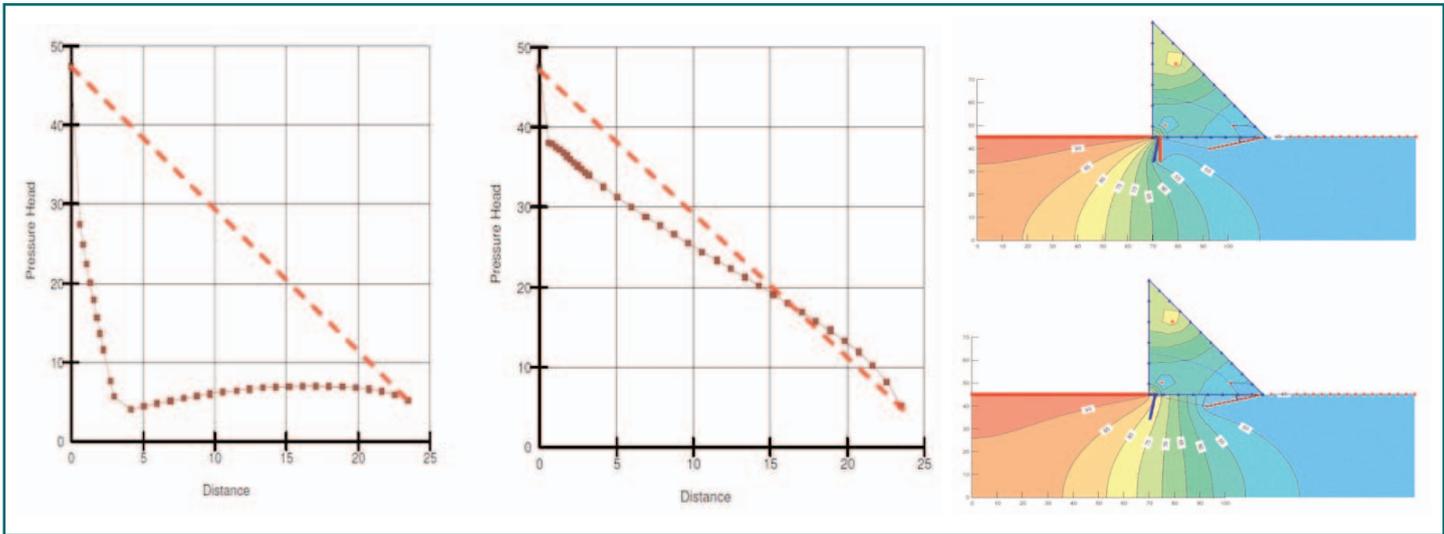


Fig. 3. Valoración de subpresiones con drenaje (izquierda / arriba) y sin drenaje (derecha / abajo).

ciones de carga hidráulica fijadas (nivel de embalse aguas arriba y nivel del cauce aguas abajo). La Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2 (5) establece que la distribución de subpresiones sin sistema de drenaje se define a partir una ley lineal, actuando en la base. Para incluir el efecto de la galería de drenaje (para el caso de galerías algo separadas del cimiento), la Guía considera que las subpresiones en la zona de la galería de drenaje se ven reducidas a un tercio del valor asignado para el caso sin drenaje.

En cuanto a las subpresiones, aspecto clave y complejo de estudiar, en este documento no se ha analizado en profundidad su variabilidad e influencia, con el objetivo de simplificar los resultados del análisis de sensibilidad, y centrarlos en el resto de las variables en estudio.

Para simplificar los cálculos en el modelo e introducir la componente movilizadora de la subpresión sobre el plano de deslizamiento, se ha considerado un coeficiente θ que representa la relación entre el empuje real según el sistema de drenaje, y el empuje teórico con ley lineal, de las presiones entre el punto base aguas arriba (punto A, figura 2) y el punto más profundo de la zona de rotura por cimiento (punto B, figura 2). La componente de subpresión sobre la discontinuidad se presenta normal a la superficie de deslizamiento, según la cinemática del problema considerada.

En este caso se ha deseado contrastar estos valores, y para ello se ha utilizado previamente un modelo de elementos finitos donde se ha estimado una ley de presiones para el caso de existencia de pantalla de drenaje (1^{er} caso), y un posible fallo de la

misma (2^o caso). Se ha incorporado la presencia de una pantalla impermeabilizante, de 10 m de longitud, para reproducir estructuras reales cimentadas en un buen terreno. En la figura 3 se muestran los resultados obtenidos y su contraste con la aquí denominada como ley lineal (a trazos).

En este caso, se han obtenido valores de θ de 0.89 para la hipótesis de fallo de drenaje y 0.38 para funcionamiento de drenaje, adoptándose este último valor en todo el cálculo.

En este documento, al realizar el análisis de sensibilidad, únicamente se ha trabajado con la hipótesis de drenaje operativo, apartando esta variable del estudio de sensibilidad.

- **Alturas de ola de cálculo.** En este caso no se ha introducido en el cálculo la altura de ola generada por el viento y por la acción sísmica.

3.2.2. Conceptos estadísticos utilizados

Para el cálculo estadístico se emplean conceptos básicos usualmente empleados en algunos campos de la ingeniería como la ingeniería hidrológica o geotécnica. El procedimiento seguido para definir estadísticamente algunas de las variables que intervienen en los cálculos (incremento de la lámina de agua por avenida y coeficiente sísmico) es el siguiente (ROM 0.5-05) (9):

1. En primer lugar se parte de los valores medios (μ) y de desviación típica (σ) que caracterizan la dis-

tribución tipo normal supuesta, tanto para el sismo como para el incremento de nivel de agua por avenida.

2. Fijados los valores correspondientes a diferentes periodos de retorno (T_R) para presa de categoría A, (con situación accidental correspondiente para un T_R de 1000 años y con situación extrema para un T_R de 10000 años), y fijado un plazo de vida útil (t) de la infraestructura se pueden obtener las probabilidades de ocurrencia (p) a través de la siguiente expresión:

$$p = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_R} \right]^t \quad (3.1)$$

Cabe citar que la vida útil (t) se emplea únicamente para relacionar T_R con la probabilidad de ocurrencia. En este caso se ha adoptado un valor extremo de la vida útil de 1000 años, por tanto se trata de una probabilidad de ocurrencia para un periodo de tiempo de 1000 años. Esta elección se justifica por tratarse de un análisis comparativo, donde el dato de probabilidad solo posee un valor relativo, en detrimento de su sentido absoluto.

3. Conocido el valor de la posibilidad de ocurrencia (p) y los valores de sismo y avenida correspondientes a cada periodo de retorno, es inmediato obtener el valor del índice de confianza o índice de fiabilidad (β) para cada variable. El índice de confianza representa el número de desviaciones típicas (σ) que está desplazado un valor respecto al valor centrado de la distribución (μ). La relación que existe entre la probabilidad de fallo (p) y el índice de fiabilidad, β , es biunívoca, y puede expresarse matemáticamente por la siguiente expresión, donde Φ es la función de probabilidad acumulada estándar normalizada, para $\mu = 1$ y $\sigma = 0$:

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (3.2)$$

$$p = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.3)$$

4. A partir de la definición de β , y de los datos de la esperanza (E) de cada parámetro para cada periodo de retorno, es decir, los valores adoptados por cada variable, sismo o incremento de avenida, para un periodo de retorno concreto

(T_R), se obtiene la expresión de cálculo de la desviación típica (σ) de cada variable:

$$\sigma = \frac{E_{10000} - E_{1000}}{\beta_{1000} - \beta_{10000}} \quad (3.4)$$

5. Por último, el dato del valor medio (μ) o esperanza media, es el obtenido para un $\beta = 0$. Otros valores de la esperanza se obtienen de la siguiente manera:

$$\mu = E_{1000} + \beta \cdot \sigma \quad (3.5)$$

3.2.3. Situaciones de cálculo y combinación de solicitaciones

Las acciones a considerar en los cálculos se clasifican según estén asociadas a situaciones normales, accidentales y extremas, con diferentes FS a exigir según peligrosidad y posibilidad de suceso. Existen diferentes combinaciones de acciones de uso común en el cálculo de presas de gravedad para las distintas hipótesis o situaciones de cálculo, (normal, accidental y extrema). Usualmente, la situación correspondiente a la situación normal de explotación de la presa, y la situación extrema, son las que presentan FS más representativas. Con el fin de simplificar el análisis de sensibilidad, en este caso se analizan únicamente dichas situaciones: normal y extrema. En el ejemplo de cálculo presentado no se contempla la situación de fallo de drenaje y el aumento de subpresiones.

Se consideran como acciones y fuerzas que abarcan una situación normal las correspondientes al peso propio de la presa (W_1), a la presión hidrostática del agua del embalse a nivel medio normal, NMN, (E_1), y a la subpresión con funcionamiento del drenaje (E_2 con coeficiente $\theta = 0.38$). Las acciones que engloban una situación extrema comprenden el sismo, definido a través de una distribución normal a partir de los datos de los coeficientes sísmicos correspondientes, y la avenida. Afecta tanto a la presa, como al agua, con un $C_w = 0.85$ (E_{sw}). El coeficiente sísmico vertical se considera un medio del coeficiente sísmico horizontal. Además, se incluye la presión hidrostática para nivel de avenida, igualmente definida a través de una distribución normal a partir de los datos de avenida para periodos de retorno de 1000 y 10000 años. Dos acciones

accidentales combinadas conllevan una situación extrema.

3.3. Factor de Seguridad

La variación estadística de los factores de seguridad (FS) se ha supuesto definida mediante una distribución lognormal, con su correspondiente valor medio (λ) y desviación típica (ζ); a partir de un valor límite del FS igual a 1.0, se puede establecer el índice de confianza (β) de la distribución del FS, y calcular la probabilidad de fallo ($1 - \Phi(\beta)$).

4. Caracterización geotécnica de la cimentación

4.1. Discontinuidades

4.1.1. Consideraciones generales

De manera general, se pueden distinguir entre características geométricas y geomecánicas. Los parámetros geométricos de las discontinuidades en juego en este análisis, por la importancia que tienen y por las incertidumbres que pueden existir respecto de ellas, han sido la persistencia o continuidad y el buzamiento. Para la caracterización de la resistencia al corte en los planos de rotura de las discontinuidades se adopta el criterio de rotura no lineal debido a Barton y Choubey.

4.1.2. Criterio de Barton y Choubey (1974)

La resistencia de la discontinuidad, no lineal, depende de una componente friccional, relacionada con el ángulo de rozamiento básico (ϕ_b); de una componente geométrica (JRC), condicionada por la rugosidad de la discontinuidad; y de una componente de resistencia (JCS), vinculada con la dilatación. A partir de dicha caracterización se obtiene la resistencia al corte pico de la discontinuidad (τ), en función de la tensión normal efectiva actuante (σ'_n):

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan[\phi_r + \text{JRC} \cdot \log_{10}(\text{JCS}/\sigma'_n)] \quad (4.1)$$

Este criterio penaliza el ángulo de rozamiento básico según la meteorización de las discontinuidades,

asemejando el ángulo de rozamiento en juntas meteorizadas (valor residual) y el valor básico, cuanto menor sea la meteorización. El ángulo de rozamiento residual (ϕ_r) se obtiene a partir de los rebotes (r y R) del esclerómetro obtenidos sobre la discontinuidad y la roca sana, respectivamente, mediante la expresión:

$$\phi_r = \phi_b - 20^\circ + (20^\circ \cdot r/R) \quad (4.2)$$

Los factores JRC y JCS a introducir en los cálculos deben corregirse por ajustes debidos al factor de escala según Barton & Bandis (10), a partir de los valores nominales (JRC_0 y JCS_0) vinculados con las longitudes de las discontinuidades reales (L_n), y de partida (L_0), según las siguientes expresiones:

$$\text{JRC} = \text{JRC}_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 \cdot \text{JRC}_0} \quad \text{JCS} = \text{JCS}_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 \cdot \text{JRC}_0} \quad (4.3)$$

4.1.3. Parámetros geomecánicos

El ángulo de rozamiento residual (ϕ_r) se estima a partir del básico, que a su vez se puede obtener a partir de ensayos en juntas obtenidas del corte de muestras de sondeos. Barton y Choubey proponen valores muy acotados en la mayoría de las ocasiones; en este caso se ha adoptado un valor de 30° .

El *Joint Roughness Coefficient* (JRC) se adopta en función de la rugosidad y ondulación de las discontinuidades. Se le atribuyen valores que oscilan entre 0 - 2 para juntas lisas, sin rugosidad, y 18 - 20 para juntas onduladas con gran rugosidad.

El *Joint Compressive Strength* (JCS) considera la resistencia de las paredes de la discontinuidad. Se puede estimar a partir de los resultados del esclerómetro o por otros procedimientos.

4.1.4. Parámetros geométricos

Entre el conjunto de diez conceptos que la ISRM recomienda identificar en las discontinuidades de un macizo rocoso, (Brown) (11), para la caracterización geométrica de discontinuidades destacan la orientación, buzamiento y continuidad (persistencia). Dichas características se pueden estudiar en las estaciones geomecánicas y a partir de las columnas de los sondeos.

En este caso los parámetros analizados son buzamiento y continuidad. Respecto de la persistencia de la discontinuidad, su conocimiento es casi siempre muy limitado. En este caso se ha identificado por la longitud de la discontinuidad en su intersección con el plano vertical. El buzamiento es más fácil de acotar pero su rango de variación es difícil de precisar. Se entiende por buzamiento en este caso a la proyección del valor real del ángulo intersección del plano de la discontinuidad, de campo, sobre el plano de análisis (sección transversal vertical de la presa).

Las juntas más desfavorables al fallo por deslizamiento son las juntas subhorizontales. Se supone también, como hipótesis más desfavorable, que la discontinuidad pasa por el pie de la presa aguas abajo.

4.2. Caracterización geomecánica del macizo rocoso

Para la valoración de la resistencia del macizo rocoso, se ha seleccionado el criterio original propuesto por Hoek & Brown (1), pues las modificaciones y actualizaciones últimas del criterio afectan a medios rocosos que se encuentran fuertemente fracturados, situación que no debería darse en el cimiento de presas de gravedad. De la misma manera es de suponer que la excavación se ha realizado fundamentalmente por medios mecánicos. Para un macizo rocoso relativamente poco fracturado o alterado, la expresión válida sigue siendo la correspondiente a la versión original del criterio de 1980, con un exponente igual a 0.5.

4.2.1. Criterio de Hoek & Brown (1980)

El criterio general de Hoek-Brown original tiene la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^2 \quad (4.4)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 son las tensiones efectivas principales máxima y mínima en rotura y m y s son constantes definidas por Hoek y Brown que dependen de las características y estado del macizo rocoso. Los datos necesarios para caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso son el valor de la resistencia a compresión simple (σ_{ci}) de la roca intacta; el

valor de la constante m_i de Hoek - Brown para la roca matriz y el valor del índice GSI o el valor del RMR_D de Bieniawski correspondiente.

Una roca sana viene definida por dos parámetros, la σ_{ci} y el valor m_i (Hoek) (12). Estos parámetros también se pueden estimar a través del análisis de resultados de ensayos triaxiales, en muestras homogéneas. En este caso, se debe considerar el intervalo de tensiones de confinamiento (σ'_3) que el problema analizado va a alcanzar, para lo que se aconseja un número elevado, al menos en seis, de puntos intermedios.

Para caracterizar el macizo rocoso a partir de ensayos triaxiales de laboratorio se aconseja, por el rigor matemático que lleva implícito frente otras aproximaciones, trabajar con la metodología de ajuste de resultados propuesta por Serrano y Olalla (13). A partir de los ensayos triaxiales, que deben ser muy abundantes por las fuertes dispersiones que se obtienen, se calcula la tensión de confinamiento (σ_3) y el desviador en la rotura ($\sigma_1 - \sigma_3$), y, consecuentemente, los parámetros p y q de Lambe ($p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ y $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$). A través de un método de ajuste por mínimos cuadrados, se obtienen los parámetros de σ_{ci} y m_i .

El valor de m_i es, sin embargo, un valor bastante acotado empíricamente, en donde, no obstante, los resultados de los ensayos de laboratorio tendrían que confirmarlo (Hoek) (12). En este trabajo se ha adoptado en el ejemplo un valor de m_i fijo de 35. Tal y como se ha comprobado en otros tipos de cálculo su influencia en los resultados es baja (Serrano y Olalla) (14).

4.2.2. Criterio de Hoek & Brown en forma paramétrica

Con el objeto de poder aplicar el modelo en una simple hoja de cálculo, se ha transformado la expresión original, de forma implícita, de Hoek & Brown en tensiones principales con tres parámetros, a la ecuación paramétrica con dos parámetros, β_{HB} y ζ_{HB} (Serrano y Olalla) (13).

$$\beta_{HB} = m \cdot \sigma_{ci} / 8 \quad (4.5)$$

$$\zeta_{HB} = 8 \cdot s / m^2$$

El criterio de Hoek y Brown define la relación que deben cumplir las tensiones principales en el mo-

mento de la rotura del macizo rocoso. Sin embargo, para analizar un deslizamiento a lo largo de un plano (AB de la figura 2) es necesario conocer la componente normal (σ'_n) y tangencial (τ) que actúan a lo largo de él. Por ello, las ecuaciones se redefinen de manera rigurosa desde el punto de vista matemático, a partir de las ecuaciones originales de Hoek & Brown, de la siguiente manera (Serrano y Ollala) (13):

$$\tau = \beta_{HB} \cdot (1 - \text{sen } \rho) / \text{tg } \rho \quad (4.6)$$

$$\sigma'_n = \beta_{HB} \cdot ((1 - \text{sen } \rho) \cdot (\cos 2\rho + \text{sen } \rho) / (1 - \cos 2\rho)) - \beta_{HB} \cdot \zeta_{HB}$$

De esta forma todos los cálculos se efectúan de forma paramétrica por medio del ángulo de rozamiento interno instantáneo (ρ), que representa el valor de la pendiente de la curva que relaciona tensiones tangenciales (τ) y tensiones normales (σ') en el punto de rotura.

$$\text{tg } \rho = d\tau / d\sigma' \quad (4.7)$$

4.2.3. Resistencia movilizada

En el presente estudio, donde el macizo rocoso, al pie de la presa en la zona de aguas arriba, va a estar afectado por un rango de tensiones predefinido, la hipótesis más plausible es establecer una discretización del rango de tensiones por la zona de rotura considerada y analizar la resistencia a partir de la sumatoria de las resistencias a cortante que se generan. Es decir, conocido el rango de tensiones de la zona de rotura AB, (σ'_A y σ'_B , en efectivas), se puede obtener la resistencia total discretizando para rangos de tensiones intermedios, dividiendo el segmento en tramos idénticos.

Para calcular la resistencia que se moviliza a lo largo del macizo rocoso (tramo AB de la Figura 1), se puede operar de la siguiente manera:

- Dividir la longitud afectada, por ejemplo, en 10 subtramos iguales.
- Calcular las tensiones normales, en efectivas, inicial (σ'_i) y final (σ'_f), que actúan en cada uno de los subtramos respectivamente.
- A cada tensión normal (σ'_i ; σ'_f) se corresponde un ángulo de rozamiento instantáneo que se deduce de las expresiones (4.8).

$$\sigma'_{o^*} = (\sigma' / \beta_{HB}) + \zeta_{HB}$$

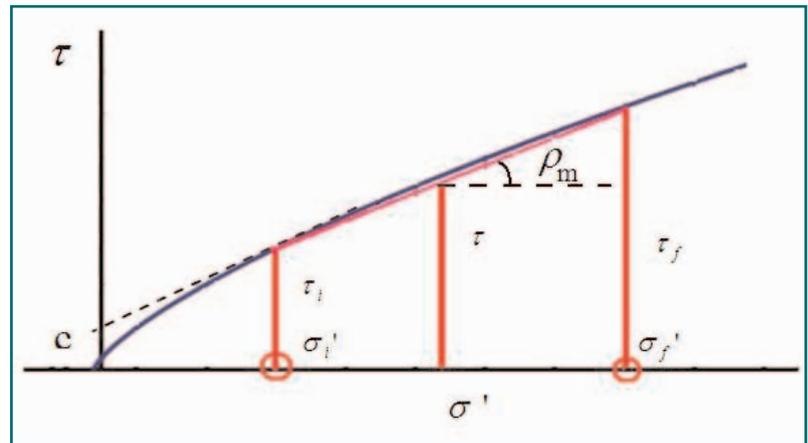


Fig. 4. Resistencia según Hoek & Brown (1980).

$$\lambda = (2/3) \cdot \text{sen}^{-1} ((1 + (2/3) \sigma'_{o^*})^{-3/2}) \quad (4.8)$$

$$\text{sen } \rho = (1 + (2/3) \cdot \sigma'_{o^*}) \cdot (\text{sen } (\lambda - (\pi/6)) + 1/2)$$

- Con estos valores se pueden calcular las ordenadas (τ_i ; τ_f) correspondientes del plano de tensiones de Mohr utilizado en la ecuación (4.6).
- Consecuentemente se puede obtener la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento medio (ρ_m) que substituye de manera suficientemente precisa, al criterio de rotura de Hoek & Brown, por un tramo recto que se corresponde por su secante (Figura 4).
- Calcular en cada subtramo la tensión movilizada y efectuar el sumatorio de todos ellos.

4.3. Influencia del estado tensional pre-existente

Tanto el criterio de Barton y Choubey, para caracterizar las discontinuidades, como el criterio de Hoek y Brown, para el macizo rocoso, son criterios no lineales, donde la resistencia desarrollada depende del estado tensional actuando sobre el plano de la discontinuidad o el plano de rotura del macizo. Dicho estado es resultado de la combinación de las diferentes acciones consideradas según la situación de cálculo. Este aspecto es uno de los factores cuya influencia en los resultados se puede analizar.

Con el fin de facilitar el análisis y acotar el estado tensional existente en el cimiento, se ha acudido a la teoría del sólido rígido (hipótesis de rigidez infinita de la estructura) para obtener, inicialmente, la distribución de tensiones en la base de la presa, y posteriormente extrapolarlas al macizo rocoso y la discontinuidad. En primer lugar, y con el objeto de

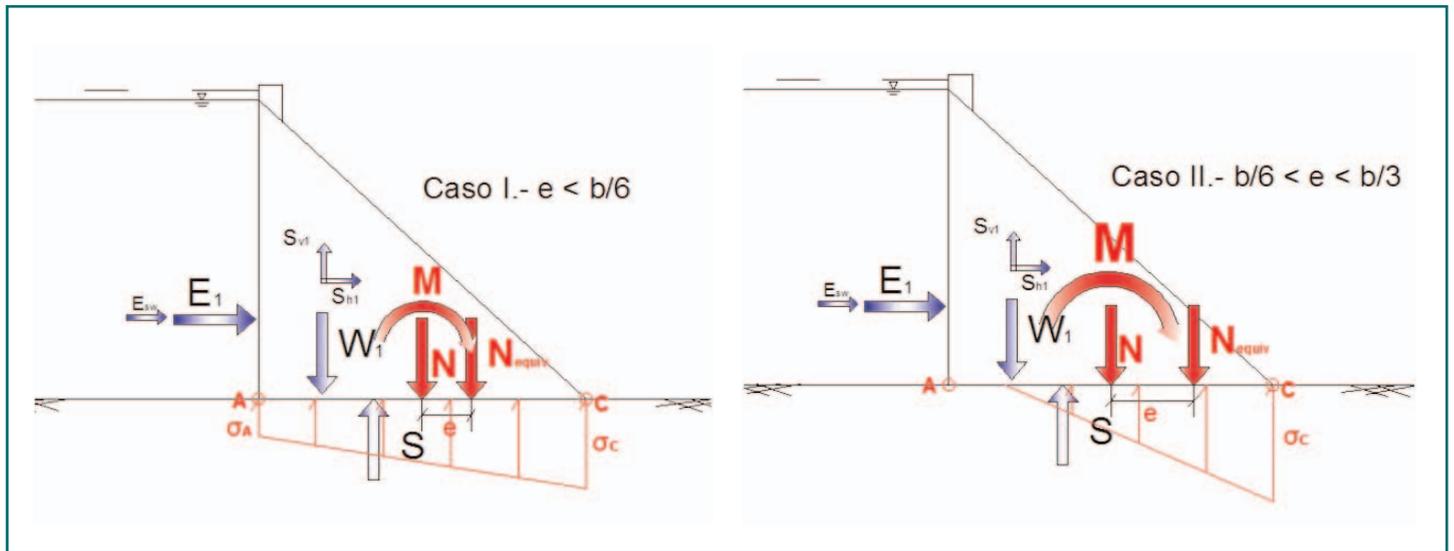


Fig. 5. Esquema cálculo de tensiones efectivas a partir de la teoría del sólido rígido.

obtener la distribución de tensiones en la base, se debe calcular la resultante normal (N) y de momentos (M) en el centro geométrico de la base ($b =$ longitud de la base) por metro lineal de ancho de presa (Figura 5).

La resultante normal a la base (N) se calcula a partir de las componentes verticales de los esfuerzos obtenidos, el peso de la presa (W_1), la componente vertical del sismo (S_{v1}), y la resultante de la subpresión (S) en la base de la presa, con su coeficiente de drenaje θ . El momento resultante (M) se calcula mediante la sumatoria de los momentos, respecto al centro geométrico de la base, obtenidos a partir de los empujes que actúan sobre dicha línea de la base ($W_1, E_1, S_{h1}, S_{v1}, E_{sw}$ y S).

A partir de M y N, se obtiene la excentricidad (e) del esfuerzo normal equivalente (cociente entre M y N), y comprobando que cumple o no la condición de pertenencia a la zona del núcleo central de la base (caso I / caso II) se obtiene la distribución lineal de tensiones en la base. Dicha distribución de tensiones es en tensiones efectivas, ya que se ha considerado la subpresión en los cálculos de las resultantes de esfuerzos, y se obtiene a partir de las tensiones en los extremos (σ'_A y σ'_C) y/o la longitud de la zona a compresión (L_{comp}). Las siguientes expresiones, (4.9) para el caso I y (4.10) para el caso II, han sido empleadas a la hora de calcular la distribución de tensiones efectivas en la base, cuyas componentes quedan reflejadas de manera esquemática en la figura 5.

$$\sigma'_C = \frac{N}{b} + \frac{6 \cdot M}{b^2} = \frac{N}{b} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right] \quad (4.9)$$

$$\sigma'_A = \frac{N}{b} - \frac{6 \cdot M}{b^2} = \frac{N}{b} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right]$$

$$\sigma'_C = \frac{4}{3} \cdot \frac{N}{(b - 2 \cdot e)} \quad (4.10)$$

De esta manera, el cálculo queda programado de manera sencilla. Debido a la hipótesis de rigidez infinita de la estructura, los resultados se aproximan más a la realidad cuanto menores son los rangos de tensiones, es decir, cuanto menores sean las dimensiones de la presa. Conocida la distribución tensional en la base, se extrapolan las tensiones efectivas a la discontinuidad y al plano de rotura del macizo rocoso, respectivamente. Para ello se añade al nivel tensional efectivo de la base de la presa, el peso sumergido de la columna correspondiente a la cuña de macizo rocoso comprendida por los puntos A, B y C (Figura 2).

4.4. Valoración de parámetros de estudio.

Casos de cálculo

Se deben seleccionar los valores de los parámetros más significativos del terreno para realizar el análisis de sensibilidad de cada uno de ellos, tanto respecto de los valores medios como de las desviaciones típicas esperables. En la tabla 1 se presentan los valores adoptados y las variaciones correspondientes, para el ejemplo que sirve de modelo en este trabajo.

Tabla 1. Caracterización de propiedades del terreno del ejemplo. Valores medios (μ), desviaciones típicas (σ) y Coeficientes de Variación (CoV).

CRITERIO HOEK & BROWN (MACIZO ROCOSO)						CRITERIO BARTON & CHOUBEY (DISCONTINUIDAD)					
σ_{ci} (MN/m ²)			GSI			Longitud Discontinuidad (m)			Buzamiento Proyectado (°)		
μ	σ	CoV	μ	σ	CoV	μ	σ	CoV	μ	σ	CoV
100	15	0,15	70	10	0,14	10	2,5	0,25	6	1,5	0,25

5. Introducción al modelo de cálculo

5.1. Consideraciones generales

En el presente modelo, el factor de seguridad (FS) se define, mediante el equilibrio límite aplicado a un bloque rígido, como el cociente entre las fuerzas resistentes desarrolladas por la discontinuidad y el macizo rocoso, y las fuerzas desestabilizadoras positivas y negativas (véase figura 6).

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes } (T_R, T_b)}{\text{Fuerzas desestabilizadoras } (E_1, E_2, E_{SW}) - \text{Fuerzas estabilizadoras } (W_1 - S_1, W_2 - S_2)}$$

Dicho sistema de fuerzas varía para cada hipótesis de combinaciones de acciones. Las fuerzas de

componente estabilizadora se dirigen hacia el interior del cimientto, y las desestabilizadoras hacia aguas abajo de la estructura. En el denominador y como factor favorable, con las fuerzas desestabilizadoras, se incluyen las componentes de los pesos de la presa y la cuña de roca afectados por la rotura, ya que se estima que poseen idéntica naturaleza.

Todas las fuerzas y resistencias se proyectan sobre el plano de la discontinuidad:

La presente definición del factor de seguridad contempla una caracterización única de las variables; no aplica técnicas estadísticas para caracterizar al rango de valores de las propiedades del macizo y la discontinuidad. Es decir, contempla de manera homogénea toda la zona de rotura, tal y como si se es-

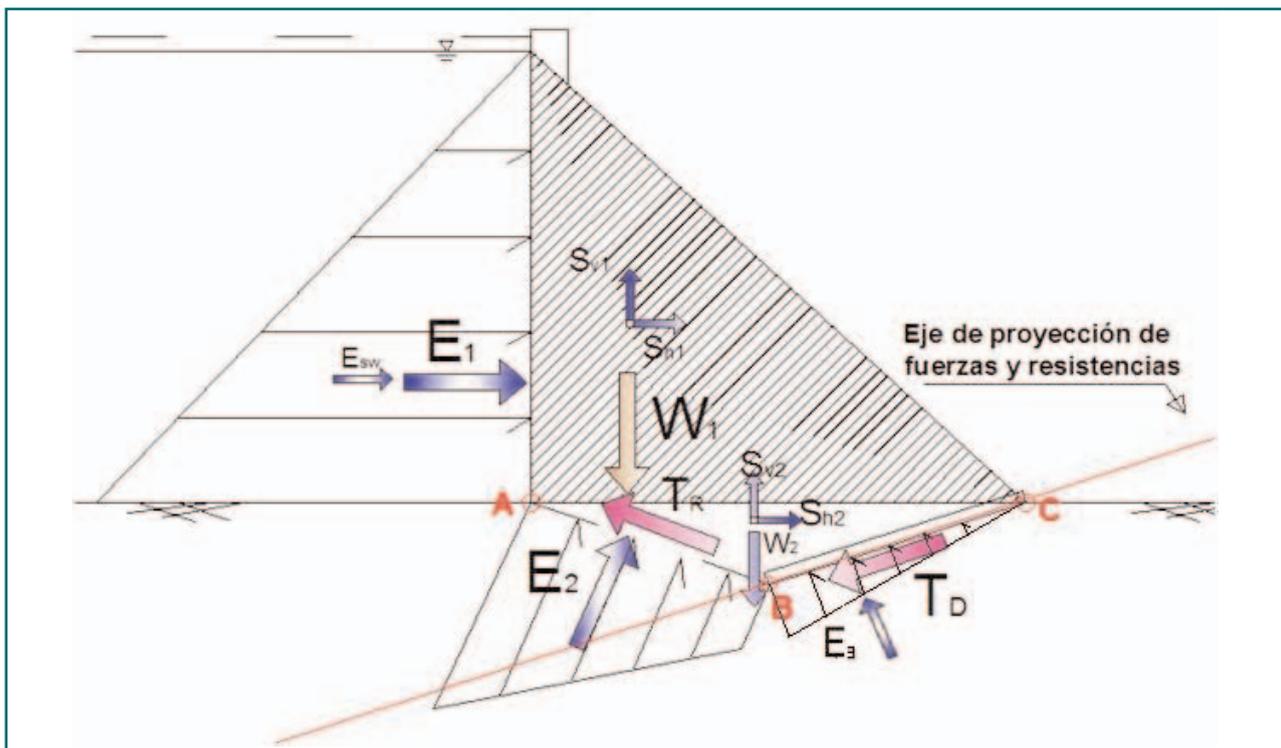


Fig.6. Esquema de fuerzas del modelo de cálculo.

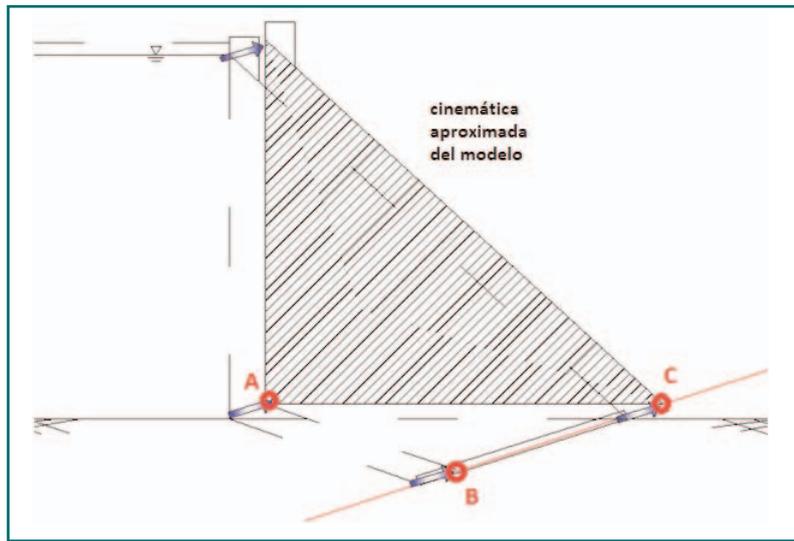


Fig. 7. Cinemática aproximada del modelo.

tablecieran las propiedades en un punto. Consecuentemente, se debe ser consciente de la limitación del cálculo, ya que se obtienen rangos de fiabilidad menores a los reales. Sin embargo, este modelo se considera una herramienta especialmente útil para realizar análisis de sensibilidad.

En la figura 7 se presenta un esquema aproximado de la cinemática correspondiente. En los cálculos se está suponiendo que se desplaza a lo largo del tramo AB y BC, con la dilatación correspondiente a hipótesis de asociatividad, motivo por el cual esta imagen representa una simplificación del movimiento que se produciría en la realidad.

5.2. Ejemplo de cálculo

5.2.1. Datos de partida

- **Datos geométricos de la presa:** Altura ($H = 50$ m); talud aguas abajo ($0.6H:1V$); altura de agua a NMN ($H_w = 47.5$) y altura nula de ola por viento o sismo.
- **Pesos específicos:** Agua ($\gamma_w = 10$ kN/m³), hormigón ($\gamma_h = 24$ kN/m³) y macizo rocoso ($\gamma_r = 23$ kN/m³).
- **Caracterización de las discontinuidades:** La longitud (L_d) y el buzamiento (α_1) son los parámetros que se hacen variables para analizar su influencia. Ángulo de rozamiento residual ($\varphi_r = 24^\circ$). Los valores del JRC y JCS adoptados, previo a la incorporación del efecto del factor de escala el cual depende de la longitud de la discontinuidad, son los siguientes: JRC = 6 y JCS = 55 MPa.

- **Caracterización macizo rocoso.** Se fija el valor de m_i igual a 35. El índice GSI y σ_{ci} son los parámetros a analizar su influencia. Respecto de la geometría, se obtienen la longitud del tramo de roca (L_r) y el ángulo de rotura del plano a lo largo del macizo rocoso (α_2), a partir de la geometría de la discontinuidad.
- **Datos sísmicos y de avenida:** Se establece un coeficiente sísmico horizontal (k_r) y una sobre elevación de la lámina de agua por avenida (h') a partir de las funciones de distribución, definidas por sus valores medios y de desviación, obtenidos directamente por la relación de valores de sismo y sobre elevación, y sus periodos de retorno, correspondientes a la serie histórica. Para ello, se parte de la definición de las acciones mediante valores de las mismas asociados a los periodos de retorno correspondientes al caso de proyecto y extremo (Tabla 3). Posteriormente, a través de las expresiones estadísticas establecidas previamente (Eqs. 3.1 – 3.5), se calculan los valores medios y de desviación típica de las distribuciones asignadas a cada acción (Tabla 2). Se adopta para la presión dinámica, un $C_w = 0.85$.
- **Sistema de drenaje:** Como se decía en apartados anteriores, se ha incorporado un coeficiente θ para caracterizar la subpresión actuando sobre el macizo rocoso, como relación entre el empuje real y el empuje teórico, para los casos de drenaje y fallo de drenaje. En este ejemplo solamente se ha calculado el caso representado por un correcto funcionamiento del drenaje ($\theta = 0.38$).

5.2.2. Tratamiento de datos.

Con el fin de caracterizar las resistencias desarrolladas a lo largo del cimiento, es necesario conocer el estado tensional, en efectivas, tal y como requieren los criterios de resistencia de Hoek & Brown y de Barton & Choubey. La distribución de tensiones totales en la base de la presa viene marcada principalmente por la hipótesis de cálculo, deducida en los cálculos tensionales previos, a través de la teoría del sólido rígido.

El estado tensional desarrollado a lo largo del macizo rocoso y de la discontinuidad se estima añadiendo a la tensión situada en la vertical sobre la base de la presa, la componente sumergida del peso de la cuña correspondiente.

Las fuerzas estabilizadoras se corresponden con los pesos de presa y la cuña de roca (W_1 y W_2). Las fuerzas resistentes son las siguientes:

Tabla 2. Datos de la distribución de sismo y avenida, a partir de valores de Tabla 3.

SISMO	valor	Tr	Vida Útil (t)	p	β	desv (σ)	valor medio (μ)
PROYECTO	0,05	1000	1000	0,368	0,34	0,03	0,06
EXTREMO	0,10	10000	1000	0,905	-1,31		
AVENIDA	valor	Tr	Vida Útil (t)	p	β	desv (σ)	valor medio (μ)
NAP (Proyecto)	2,0	1000	1000	0,368	0,34	0,61	2,21
NAE (Extremo)	3,0	10000	1000	0,905	-1,31		

La resistencia macizo rocoso (T_D) frente a la rotura, dependiente del estado tensional. Se ha trabajado con la resistencia (τ) obtenida en el punto intermedio de cada subtramo, dividiendo previamente en 10 subtramos. La resistencia total se obtiene a partir del sumatorio de resistencias parciales de cada intervalo.

La resistencia discontinuidad (T_D) se ha obtenido, de manera idéntica al caso del macizo rocoso, subdividiendo la longitud de la discontinuidad en diez subtramos, debido al carácter no lineal supuesto. Al estar las formulaciones de Barton y Choubey de forma explícita, conocida la tensión (σ'_n) en cada subtramo, se obtiene la tensión movillada (τ) mediante la ecuación (4.1).

Las fuerzas desestabilizadoras son:

El empuje hidrostático y subpresión (E_1 y E_2). El empuje hidrostático, horizontal, es proporcional a la altura de agua. La subpresión, actúa sobre el macizo rocoso, perpendicular a la hipotética línea de rotura. La subpresión en la zona de la discontinuidad (E_3) es perpendicular al eje de proyección de fuerzas.

Los empujes debidos al sismo en la presa (S_1), en la cuña del terreno (S_2), y en el agua, (E_{sw}), debidamente proyectados sobre el plano de la discontinuidad, tanto las componentes verticales como horizontales.

Todo el análisis se realiza mediante la proyección de las fuerzas que actúan en el terreno (triángulo ABC) sobre el plano de la discontinuidad.

6. Cálculos realizados. Análisis de sensibilidad

Dado que la estimación de ciertos parámetros que caracterizan el macizo rocoso y las discontinuidades que conforman el cimiento de una presa es una tarea difícil de llevar a cabo con precisión, resulta aconsejable realizar estudios de sensibilidad, para conocer la fiabilidad de la infraestructura, mediante métodos estadísticos donde se contemplen las dispersiones de los datos

Tabla 3. Caracterización de acciones. Caso de proyecto y caso extremo.

AVENIDA (m)		SISMO (g)	
Proyecto	Extremo	Proyecto	Extremo
2	3	0,05	0,10

de partida. La caracterización estadística también se aplica a ciertas acciones externas como son la sobreelevación del nivel de agua por avenida y la intensidad del sismo de proyecto. Estos cálculos permiten obtener la fiabilidad de la obra, a través de métodos de segundo orden que siguen un esquema sencillo, trabajando con la variabilidad del FS obtenido y el FS límite establecido. El método (16) consiste en lo siguiente:

- Definición de las variables de entrada al modelo. En este caso: σ_{ci} y GSI del macizo rocoso, y longitud y buzamiento de la discontinuidad. Se definen por una media y desviación típica (μ_{xi} , σ_{xi}). Dichos valores se reflejan en la tabla 1. A su vez estos valores de partida pueden representar distintas hipótesis que pueden ser calificadas como "mejor estimación", "favorables", "desfavorables", "razonables", "optimistas", "pésimos", etc. La facilidad en la que pueden ser introducidas en los cálculos y obtener los resultados correspondientes es precisamente una de las ventajas del modelo elaborado.
- A través del modelo de cálculo y la definición del FS, y para las diferentes situaciones, se calcula el FS para los valores centrados y los valores no centrados de cada variable (afectados por los valores de dispersión establecidos en la Tabla 1). Así, a la hora de analizar cada variable, sus valores medios y de dispersión se modifican recorriendo los rangos de interés, y que aparecen en los resultados del análisis, habiéndose fijado los valores medios y de dispersión del resto de parámetros que intervienen en el modelo.

3. Cálculo de los índices de sensibilidad (v) para cada variable, que relaciona en cada caso los FS calculados con valores no centrados de las variables, y los FS calculados con valores centrados. Es decir, se define como la variación del FS en función de la variación de cada variable, fijando un FS de valores centrados. Para definir los FS resultantes a través de una distribución lognormal, la dispersión (ζ) del FS se establece como la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados de los índices de sensibilidad de cada una de las variables. El valor medio de la distribución lognormal se define a partir de λ . El índice de confianza (β) representa el número de desviaciones típicas que se desplaza un valor respecto al valor centrado, y se obtiene a partir del valor centrado del FS y de la dispersión lognormal (ζ). El índice de confianza (β) y la probabilidad de ocurrencia (p) tienen una relación directa a través de la función de probabilidad acumulada (Φ) para el caso lognormal. (Ecuaciones 3.2 y 3.3)

En la figura 8 se representa la metodología de tratamiento de la información seguida, y en ella aparecen reflejados los pasos dados y las relaciones de parámetros empleadas en los cálculos.

En definitiva, el objetivo de este análisis de sensibilidad es calcular la relación entre los valores medios y los CoV de cada variable con la fiabilidad de la estructura, para cada situación y caso. Como resultado se presenta gráficamente la relación de la fiabilidad de la obra en función de los valores medios y de los coeficientes de variación (CoV) de los diferentes parámetros de partida.

Se ha prefijado un rango amplio de valores extremos de los coeficientes de variación comprendido entre 0 y 40 %.

7. Resultados obtenidos

A continuación se presentan de manera gráfica los resultados obtenidos del estudio de sensibilidad realizado con el ejemplo citado. Se muestran las superficies que relacionan, para cada variable analizada en el estudio de sensibilidad, los datos estadísticos de media y coeficiente de variación, con la fiabilidad de la obra para cada situación. Dichas relaciones se realizan considerando situaciones normales y extremas, que reflejan las combinaciones de acciones más características y críticas (Tabla 2 y Tabla 3).

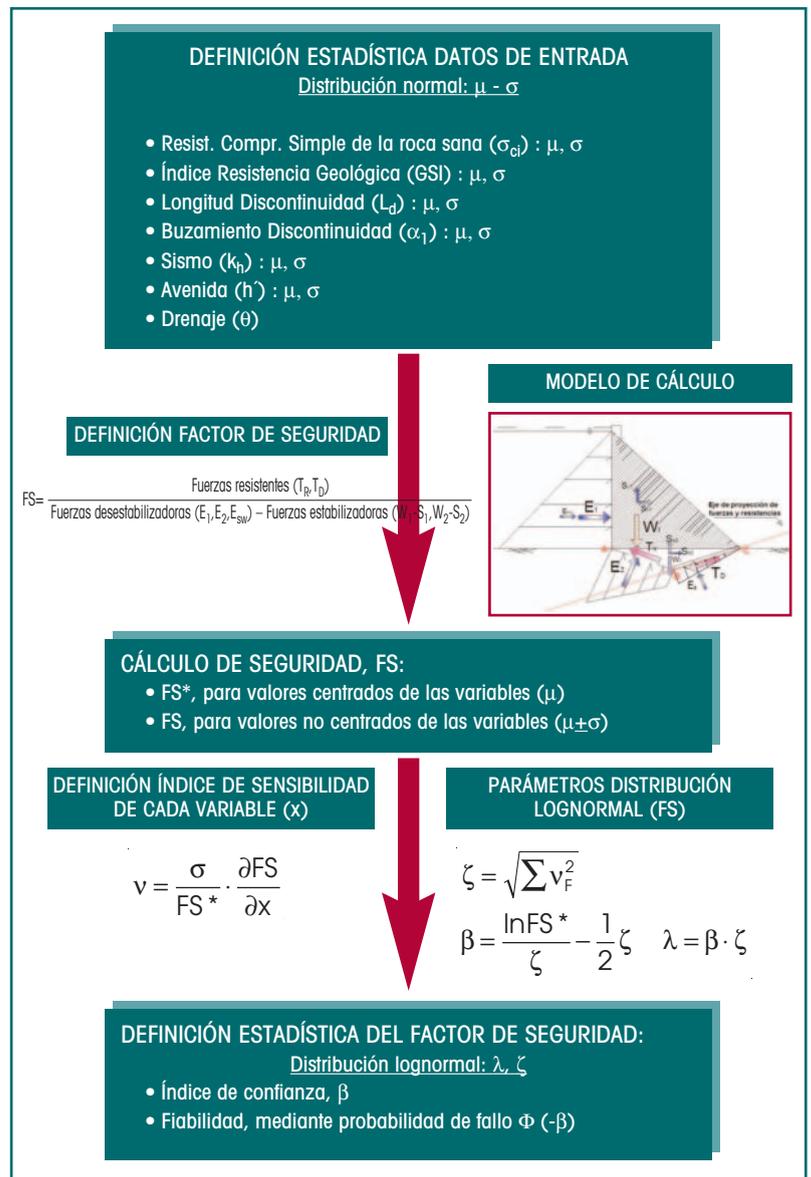


Fig. 8. Esquema de cálculo del análisis de sensibilidad. Metodología de 2º orden.

- Análisis del buzamiento (Figs. 9 y 10).
- Análisis de la continuidad (persistencia) (Figs. 11 y 12).
- Análisis de la resistencia a compresión simple de la roca sana (σ_{ci}) (Figs. 13 y 14).
- Análisis de la calidad del macizo rocoso (GSI) (Figs. 15 y 16).

8. Conclusiones

Se ha desarrollado un modelo sencillo, pues permite ser aplicado mediante una simple hoja de cálculo, que incorpora los datos más importantes que condicionan la estabilidad de una presa de grave-

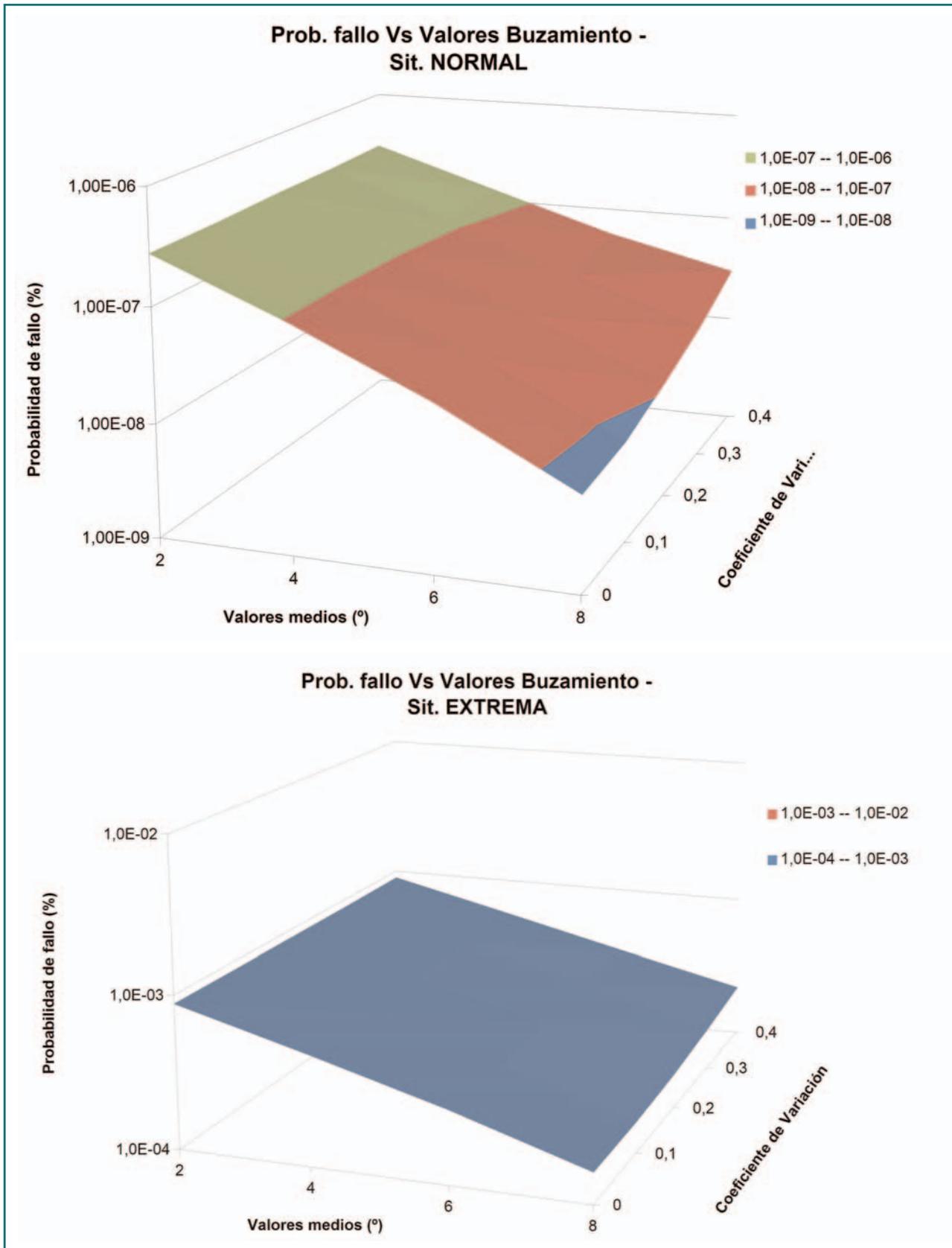


Fig. 9. Probabilidades de fallo para distintos valores del buzamiento de las discontinuidades. Solicitación normal.

Fig. 10. Probabilidades de fallo para distintos valores del buzamiento de las discontinuidades. Solicitación extrema.

Fig. 11. Probabilidades de fallo para distintos valores de la continuidad. Solicitación normal.

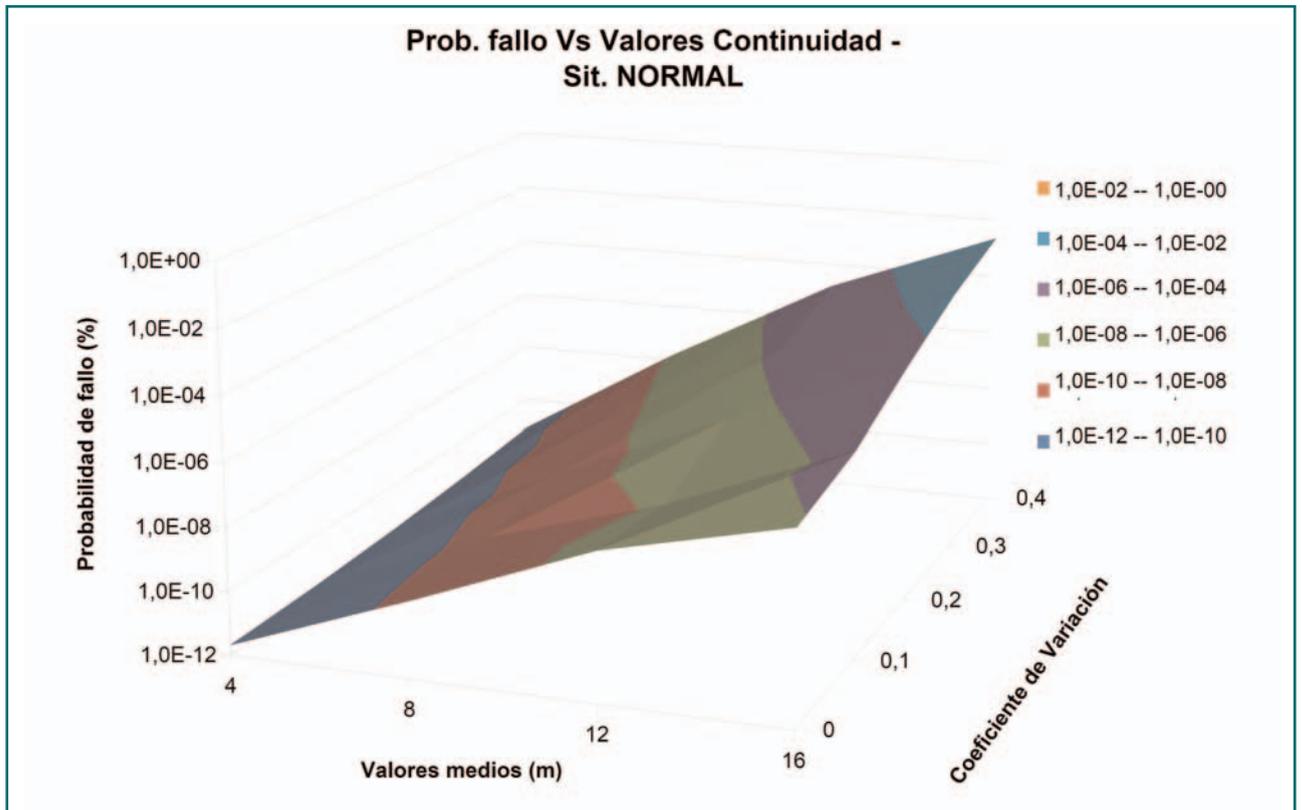
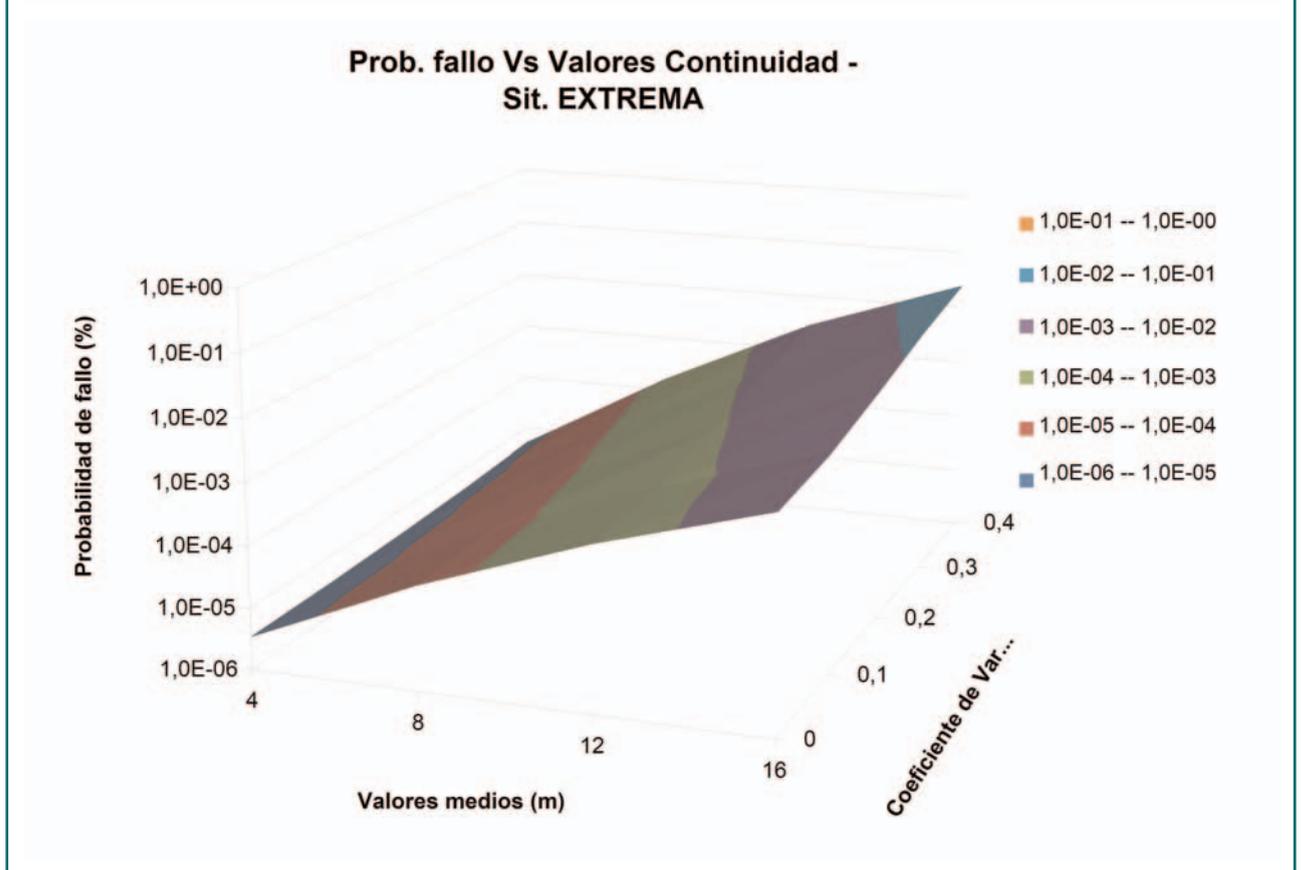


Fig. 12. Probabilidades de fallo para distintos valores de la continuidad. Solicitación extrema.



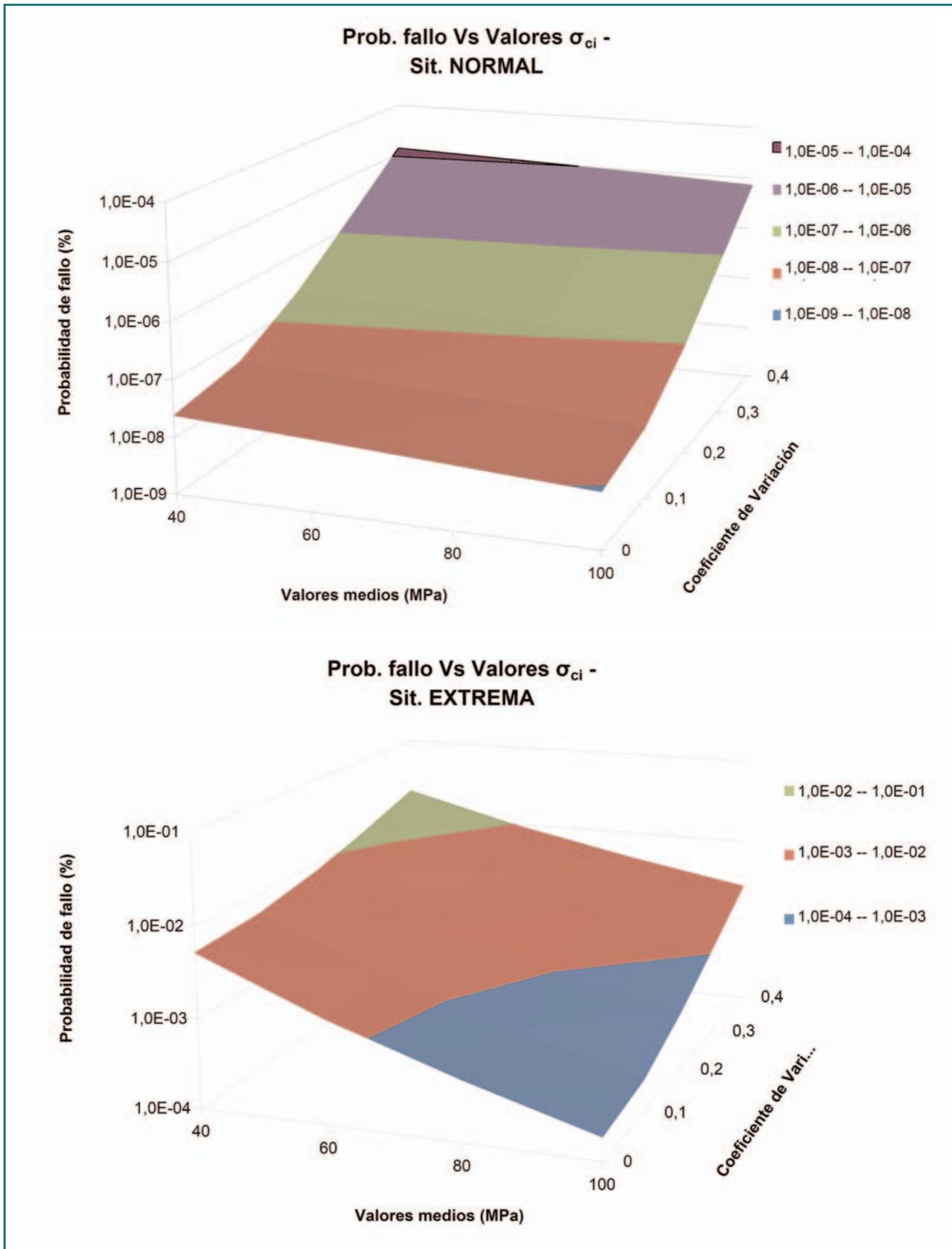


Fig. 13. Probabilidades de fallo para distintos valores de σ_{ci} (Resistencia a Compresión Simple de la roca sana). Solicitación normal.

Fig. 14. Probabilidades de fallo para distintos valores de σ_{ci} (Resistencia a Compresión Simple de la roca sana). Solicitación extrema.

Fig. 15. Probabilidades de fallo para distintos valores de la calidad del macizo rocoso (GSI). Solicitación normal.

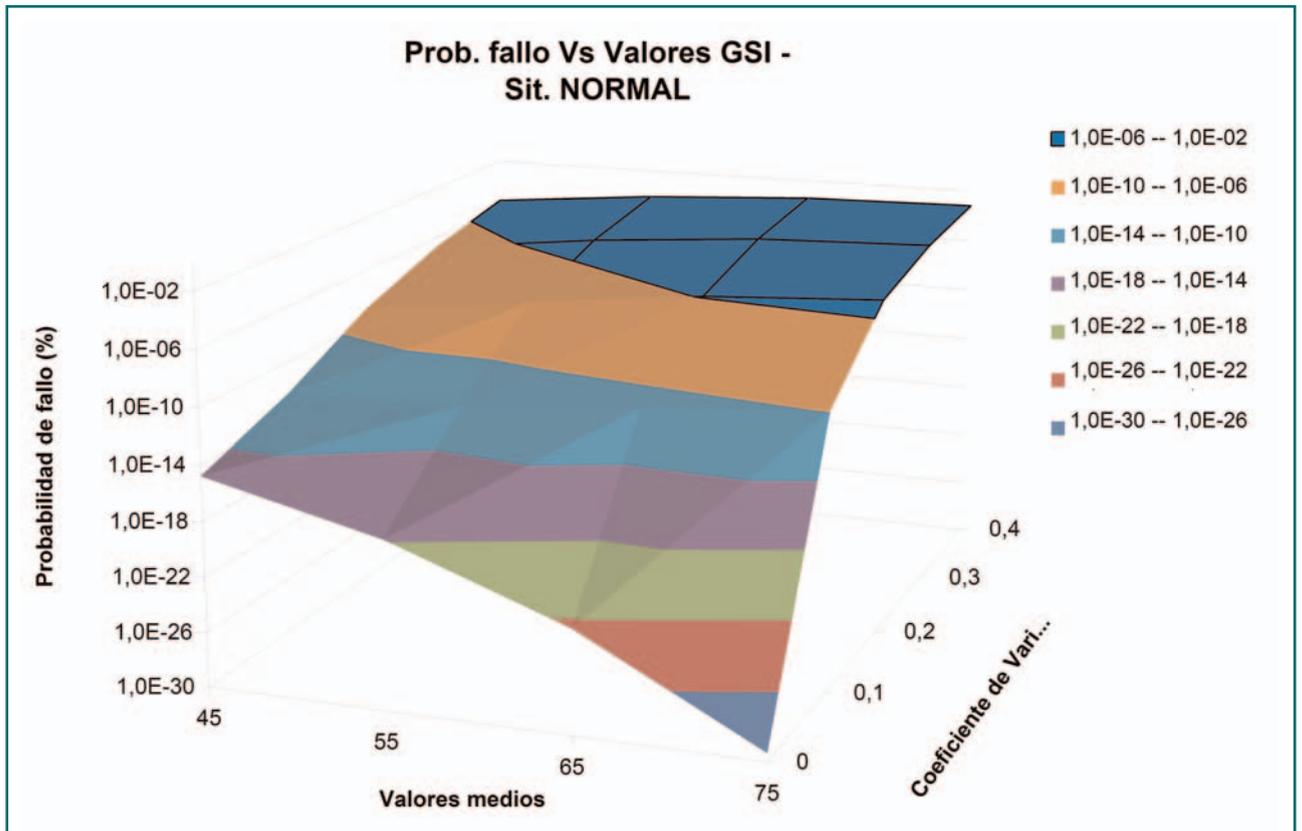
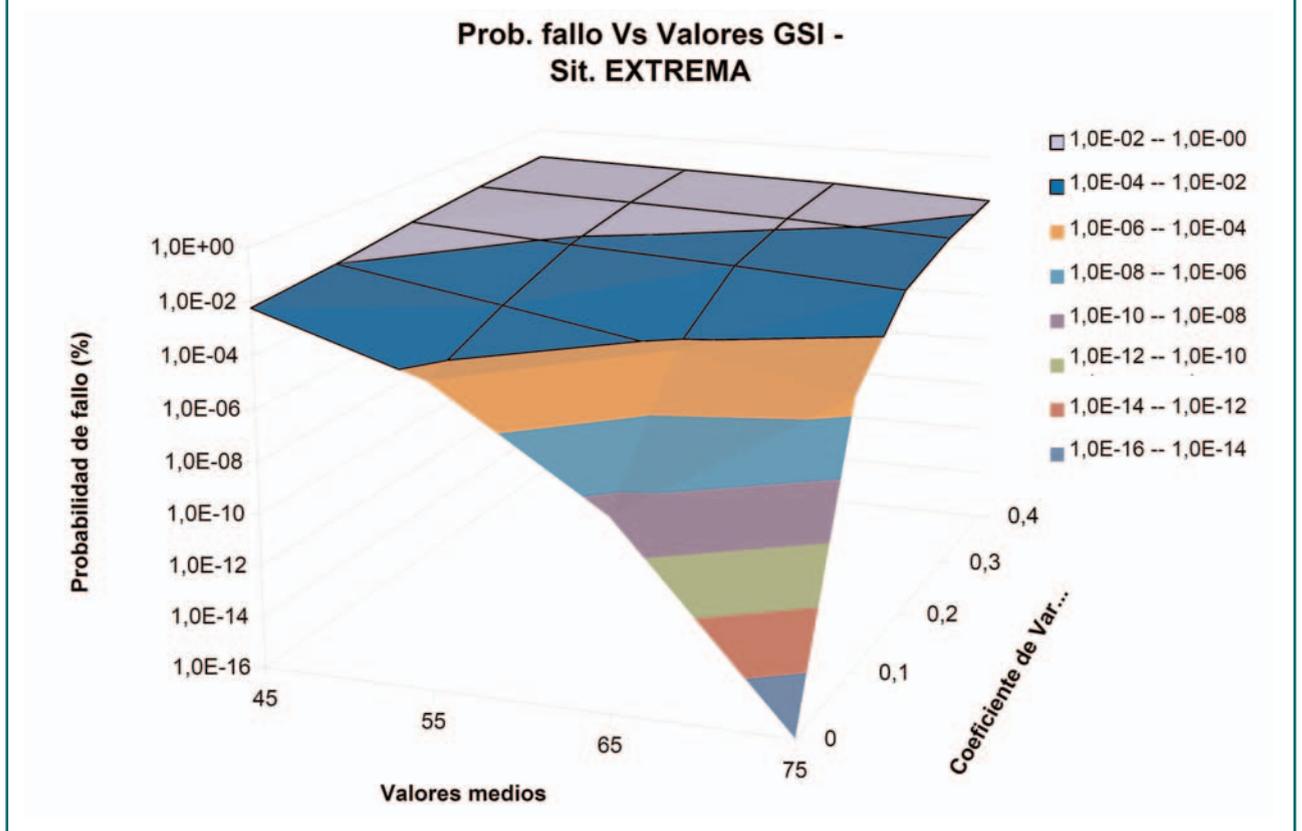


Fig. 16. Probabilidades de fallo para distintos valores de la calidad del macizo rocoso (GSI). Solicitación extrema.



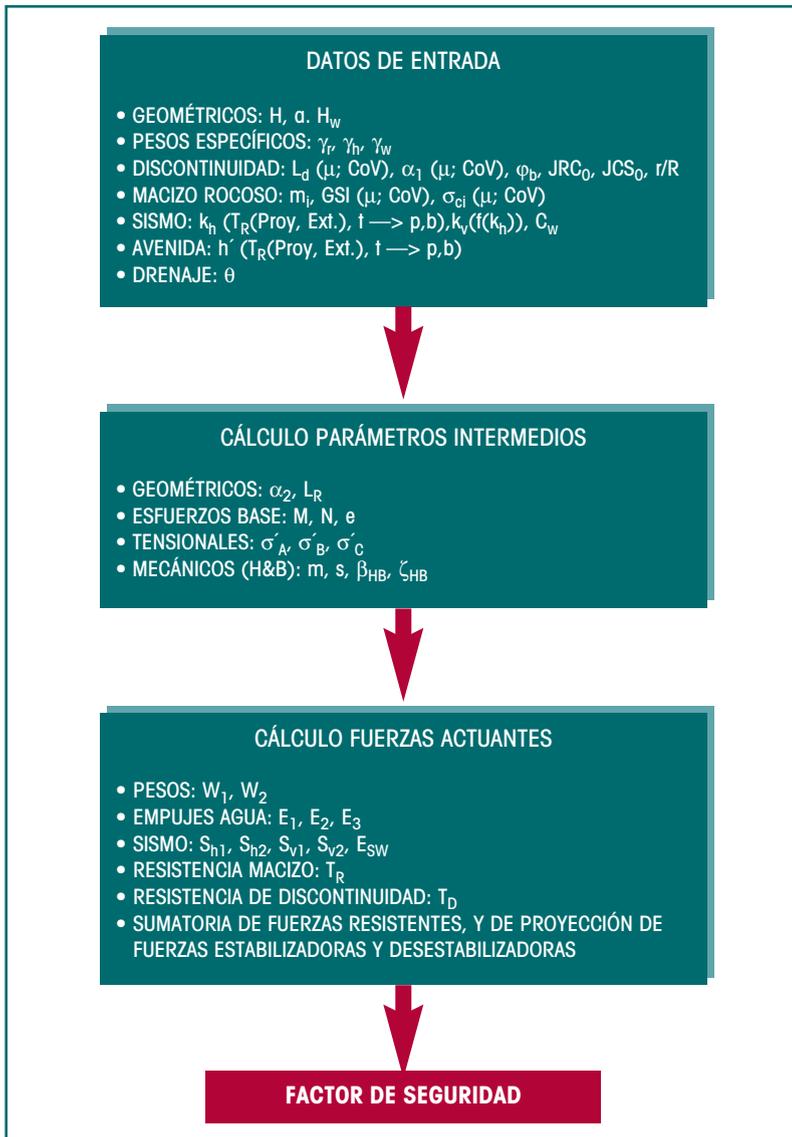


Fig. 17. Esquema de cálculo del análisis de sensibilidad (μ valor medio; CoV = Coeficiente de Variación).

dad cimentada en un medio rocoso, con una familia de discontinuidades, frente al deslizamiento. Los datos requeridos y el procedimiento de cálculo se muestran en el croquis adjunto. Para mostrar su validez y facilitar la comprensión y uso del mismo se ha aplicado a un caso supuesto, a modo de ejemplo.

8.1. Generales

Los FS mínimos aceptables deben estar relacionados con el grado de conocimiento de las variables que intervienen en el cálculo. A la hora de adoptar un criterio de fiabilidad de una estructura las fiabilidades límites también deberían de adaptarse al grado de conocimiento de las mismas. En

este caso se ha adoptado una definición del FS que no contempla la dispersión de datos a lo largo de la línea de rotura. Se considera interesante incorporar los para estudios futuros, por tanto, con el fin de definir las variables con criterios estadísticos dentro del concepto y definición de FS y así analizar nuevamente la variación de las distintas variables con el objetivo de conocer su afección en los resultados.

En el caso de algunas de las variables analizadas, se observa que para situaciones extremas la dispersión de los datos no penaliza la fiabilidad de la estructura de manera tan significativa como sucede en situaciones normales. Esto se debe a que los criterios de rotura empleados son dependientes del estado tensional, el cual está relacionado con las acciones, definidas mediante las situaciones de cálculo. Al ser así, este fenómeno afecta principalmente a las variables relativas al ámbito mecánico, sobre todo a la resistencia a compresión simple de la roca sana (σ_{ci}) y apenas se observa en las variables geométricas, es decir, el buzamiento y longitud de la discontinuidad.

Como principal limitación del presente análisis se puede señalar el empleo de métodos de equilibrio límite a la hora de calcular los factores de seguridad, en lugar de emplear métodos numéricos acoplados, que incorporan modelos tenso - deformacionales combinados con modelos hidráulicos. Sin embargo, en el caso de análisis de sensibilidad, los métodos de equilibrio límite como el que se expone en el presente estudio, apenas difieren de los numéricos a la hora del cómputo de la fiabilidad, principalmente cuando no afecta la componente 3D (ICOLD European Club) (6).

A continuación se exponen de manera resumida las principales conclusiones alcanzadas en relación al análisis de sensibilidad de cada uno de los cuatro parámetros de partida supuestos.

8.2. Buzamiento

Se trata del parámetro menos influyente, para el rango de variaciones supuesto. La hipótesis más desfavorable, lógicamente, consiste en suponer un valor que siendo positivo sea muy pequeño, próximo a 0° .

La fiabilidad aumenta para buzamientos mayores y menos dispersos. La variación de valores no afecta de manera importante a la fiabilidad, princi-

palmente en situación extrema. Existe una mayor influencia de los valores medios que de los datos de dispersión. Sin embargo, los valores medios o de dispersión afectan de manera muy similar en situación normal y extrema. Se observa, que al ser una característica geométrica, el estado tensional que viene condicionado por los tipos de situaciones, no afecta de manera general a la fiabilidad de la obra.

2.3. Continuidad

Cabe destacar que la continuidad es un parámetro bastante influyente, tanto en sus valores medios como en su dispersión. La fiabilidad mejora para valores reducidos de la persistencia de la discontinuidad, tanto para valores medios como para los valores de dispersión. Son más influyentes en la fiabilidad de la estructura los valores medios de la persistencia de la discontinuidad que los de desviación típica, aunque ésta gana relevancia para valores medios altos de la misma. Al igual que sucedía en el caso del análisis del buzamiento, no se observan grandes diferencias para el caso extremo y normal, ya que al ser la continuidad una característica geométrica, el estado tensional preexistente no afecta de una manera significativa en el cómputo de esfuerzos resistentes.

8.4. Resistencia compresión simple (σ_{ci})

La resistencia a compresión simple de la roca sana es un parámetro que tiene relativamente poca influencia en los resultados obtenidos al analizar la fiabi-

lidad de la estructura. Ello es consecuencia del criterio de rotura supuesto. Se observa que la influencia de la dispersión es a los efectos prácticos independiente de los valores medios de partida.

2.5. Índice de resistencia geológica (GSI)

Se trata de un parámetro muy influyente, tanto en relación a los valores medios como a los de dispersión. Se observa que la dispersión de los datos presenta una mayor influencia en el caso normal y los valores medios influyen más en los casos extremos. Independientemente de la situación y del caso, los valores medios bajos penalizan de manera importante la fiabilidad. Destaca que la dispersión puede llegar a ser favorable en rangos bajos de valores medios y puede penalizar enormemente la fiabilidad para rangos altos de éstos.

2.6. Resumen final

Con el modelo de cálculo desarrollado y las simplificaciones efectuadas, los parámetros que resultan más determinantes en la valoración de la fiabilidad de la estructura frente al deslizamiento son la persistencia de la discontinuidad (L_d) y la calidad del macizo rocoso (GSI o similar).

Además, estos parámetros son los que pueden asegurar la resistencia del terreno afectado para el caso de una situación extrema, por lo que su valoración y estudio debería ser objeto de especial interés en los reconocimientos de campo. ♦

Referencias:

- (1) HOEK, E.; BROWN, E.T. "Empirical strength criterion for rock masses". *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, 1980, No.106, GT9, p. 1013-1035.
- (2) MARINOS, V.; MARINOS, P.; HOEK, E. "The geological strength index: applications and limitations". *Bull. Eng. Geol. Environ*, 2005, No. 64, p. 55-65.
- (3) BARTON, N.; CHOUBEY, V. "The shear strength of rock joints in theory and practice". *Rock Mechanics* (Springer Verlag), 1974, vol.10, No. 1-2, p.1-54.
- (4) MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (España). DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS. *Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas*. Madrid: B.O.E., nº 257 del 27 de octubre de 1967, p. 14716 - 14738.
- (5) SPANCOLD. *Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 2. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*. Madrid: Comité Nacional Español de Grandes Presas, 2003.
- (6) ICOLD EUROPEAN CLUB. *Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams - Final Report*. ICOLD European Club, 2004.
- (7) SORIANO, A.; SÁNCHEZ-CARO, F. "Evaluation of safety against foundation failure of concrete dams". *Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety*, ICOLD, Barcelona, June, 1998.
- (8) ROCHA, M. "Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams". *8th ICOLD Congress*, 1964.
- (9) MINISTERIO DE FOMENTO. PUERTOS DEL ESTADO (España). *ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Capítulo III - 3.3.10. Fiabilidad en Geotecnia*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2005, p. 155-165. ISBN: 84-88975-52-X.
- (10) BARTON, N.; BANDIS, S. "Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock". Keynote Lecture, 23rd US Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, California, 1982.
- (11) BROWN, E.T. *Rock characterisation, testing and monitoring. IRSM suggested methods*. Oxford: Pergamon Press, 1980. 211 p.
- (12) HOEK, E. *Strength of rock masses*. 2011. <http://www.rocsience.com>.
- (13) SERRANO, A.; OLALLA, C. "Discussion of "Nonlinear mohr envelopes based on triaxial data" by R. Baker". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 2006, vol. 130, No. 5, p. 498 - 506.
- (14) SERRANO, A.; OLALLA, C. "Allowable bearing capacity in rock foundations based on a non linear criterion". *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1996, vol. 33, No. 4, p. 327-345.
- (15) SERRANO, A.; OLALLA, C. "Ultimate bearing capacity of rock masses". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1994, vol. 31, nº 2, p. 93-106.
- (16) SORIANO, A. *Fiabilidad del Proyecto Geotécnico*. Notas tomadas en el Curso de doctorado de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, 2011.