

## IV. ESTABILIDAD DEL ENROCAMIENTO

El presente capítulo pretende explicar la mecánica de rocas que rige el comportamiento del macizo rocoso que conforma el cuerpo principal de una cortina de ECC, con el objetivo de garantizar la seguridad de la presa frente a filtraciones y asentamientos, ya sean provocados por peso propio o por movimientos sísmicos. De la misma manera se explicará el método utilizado para obtener los factores de seguridad de la estabilidad de la presa. Se revisará el comportamiento esperado de la cortina de enrocamiento del P.H. La Yesca y se comparará con algunos casos de proyectos similares en el mundo. Con el fin de demostrar que la cortina del P.H. La Yesca cumple con los más altos niveles de exigencia de seguridad y estabilidad establecidos para presas de enrocamiento con cara de concreto en el mundo.

### IV.1 Mecánica del Enrocamiento

Entender el comportamiento del cuerpo de la cortina es fundamental para poder determinar si ésta es segura o no, por ello de la importancia que tiene el análisis de la mecánica del enrocamiento. En el caso de las presas de enrocamiento con cara de concreto, el enrocamiento es la encargada de proporcionar la estabilidad, así como del control de las filtraciones del agua cuando la cara de concreto haya tenido alguna fisura. Según Maranha das Neves (2002) se debe de considerar al material del enrocamiento según su propia mecánica y no como una extensión de la mecánica de suelo, como lo es la grava y la arena. Un fenómeno muy importante es el que se da en el contacto de las partículas cuando son sometidas a esfuerzos, en donde no solo existe un cambio de volumen, sino también existe un cambio de la materia debido al aplastamiento y fracturamiento. Este fenómeno se puede observar durante la compactación del enrocamiento.

Hoy en día se sabe que la compactación del enrocamiento juega un importante papel en los asentamientos a largo plazo. Debido al acomodo de las partículas con el paso del tiempo, se conoce que la cortina siempre tendrá deformaciones, pero estas tendrán a ir disminuyendo con el paso del tiempo y la magnitud estará determinada por la graduación de los materiales y su grado de compactación. Anteriormente en el proceso de la compactación se creía que para que existiera un mejor contacto entre los bloques era necesario el uso del agua para remover los finos. Para determinar que tan cierto era esto, Karl Terzaghi realizó algunas pruebas de donde se puede concluir que el agua no tiene un efecto de lubricación, pero sin embargo debilita la roca y hace que se fracture, lo que conlleva a un mejor acomodo de las partículas.

Por otro lado, el estudio de las propiedades geomecánicas del enrocamiento resulta ser otra propiedad importante que debido a la influencia de diversos factores que intervienen es complejo poder emitir alguna “regla” para incrementar la resistencia o reducir la compresibilidad del enrocamiento. Actualmente se sabe que un enrocamiento bien graduado es una estructura mucho más densa, lo que significa que será menos deformable y por lo tanto, menos propenso a sufrir fracturamiento interno. También se ha podido determinar la fuerza cortante que actúa sobre el enrocamiento mediante la ecuación:

$$\tau = A(\sigma_n)^b \quad (1)$$

en donde  $A = tg\varphi$  y  $b$  es el cambio de  $\varphi$  con respecto a  $\sigma_n$ , siendo  $\sigma_n$  el esfuerzo normal. El ángulo de fricción interna puede ser calculado como:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \log(\sigma/Pa) \quad (2)$$

En donde:

$\varphi$  - ángulo de fricción.

$\varphi_0$  - ángulo de fricción para  $P_a$ .

$\Delta\varphi$  - variación de  $\varphi$  para cada material.

$\sigma$  - presión de confinamiento.

$P_a$  - presión atmosférica tomada como referencia.

Bayardo Materón obtuvo con base algunos casos de presas 4 valores promedio de fuerza cortante para los enrocamientos, siendo estos:

Parámetros Medios de Resistencia				
Enrocamiento	A (kg/cm <sup>2</sup> )	b	$\varphi$ 1	$\varphi$ 2
<b>Basalto</b>	1.58	0.80	57.6	54.0
<b>Grauvaca y argilito</b>	1.41	0.87	54.6	52.2
<b>Granito-Gneiss</b>	1.15	0.80	47.7	45.1
<b>Grava</b>	1.05	0.85	46.3	43.4

$\varphi$  1 - Ángulo de fricción para  $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$

$\varphi$  2 - Ángulo de fricción para  $\sigma = 2 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 4.1 Envoltantes de resistencia

Para la obtención del peso volumétrico del material de la cortina, se usarán los datos obtenidos de las calas volumétricas realizadas en la cortina a la fecha del 8 de Noviembre del 2010, teniendo lo siguiente:

Tipo de material	Volumen colocado (m3)	Peso volumétrico seco promedio (kN/m3)	Relación de vacíos promedio (e)
<b>2</b>	115,572	22.63	0.16
<b>3B</b>	2,137,581	22.15	0.18
<b>T</b>	2,508,267	20.28	0.27
<b>3C</b>	2,596,976	19.95	0.29

Tabla 4.2 Resultado de Calas volumétricas en cortina

Realizando un promedio ponderado con los volúmenes colocados, se obtienen los siguientes datos:

$$\gamma_s = 2.115 \text{ t/m}^3$$

$$e = 0.25$$

Para obtener los esfuerzos actuantes se considerarán 3 puntos de análisis:

- Para  $H_1 = \frac{1}{3}H_{presa} = \frac{1}{3}(200) = 66.66 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \gamma_s H_1 = 2.115 \times 66.66 = 141 \text{ t/m}^2$$

- Para  $H_2 = \frac{2}{3}H_{presa} = \frac{2}{3}(200) = 133.33 \text{ m}$

$$\sigma_2 = \gamma_s H_2 = 2.115 \times 133.33 = 282 \text{ t/m}^2$$

- Para  $H_3 = H_{presa} = (200) = 200 \text{ m}$

$$\sigma_3 = \gamma_s H_3 = 2.115 \times 200 = 423 \text{ t/m}^2$$

Para el análisis del esfuerzo cortante, se usarán los valores de los coeficientes A y b publicados por B. Materón para un ángulo de fricción de  $55^\circ$ , el cual resulta razonable para un enrocamiento compactado como el caso de La Yesca, por lo tanto:

- Para el caso de 66.66 m.

$$\tau_1 = 1.41(14.1)^{0.87} = 14.094 \text{ kg/cm}^2$$

- Para el caso de 133.33 m.

$$\tau_2 = 1.41(28.2)^{0.87} = 25.76 \text{ kg/cm}^2$$

- Para el caso de 200 m.

$$\tau_3 = 1.41(42.3)^{0.87} = 36.655 \text{ kg/cm}^2$$

## Compresibilidad

La deformabilidad del enrocamiento compactado es influenciada por dos factores antes mencionados, el fracturamiento y el aplastamiento de los bloques de roca. Para crear una estructura con un esqueleto de partículas sólidas en donde los bloques estén en contacto unos con otros se logra permitiendo que los vacíos sean rellenos por partículas de menos tamaño, que en algunos casos posiblemente permanecerán sin ser sometidas a esfuerzos. Para lograr esta

condición Marsal ha propuesto una nueva proporción de vacíos, a la cual le llamó Relación Estructural de Vacíos y determinó la siguiente ecuación:

$$e_s = (e + i)/(1 - i) \quad (3)$$

En donde:

$e$  - Relación de vacíos convencional  $(\frac{V_v}{V_s})$ .

$i$  -  $\Delta V_s/V_s$ , en donde  $\Delta V_s$  es el volumen de partículas sueltas, siendo  $i$  el porcentaje de partículas sueltas con relación con el volumen total de partículas sólidas.

Desde hace varios años se han realizado pruebas de compactación en campo relacionado con el espesor de capa, número de pasadas y tipo de vibrador a emplear. Como resultado de estas pruebas se ha llegado a la conclusión que la compactación en la capa disminuye a medida que el espesor aumenta. Se debe de tomar en cuenta que entre más delgada sea la capa, los materiales deben de tener menor tamaño, teniendo como consecuencia que los puntos de contacto serán más amplios generando una estructura más densa. Para cuestiones prácticas y económicas en las presas de ECC se ha encontrado que de 4 a 6 pasadas de rodillo vibratorio de 10 ton en capas con espesor de entre 0.8 m y 1 m en zona 3B y de 1.6 m a 2.0 m en zona 3C los resultados obtenidos han sido satisfactorios, sin embargo, la tendencia actual en la zona 3C es limitar el espesor de la capa a 1.2m en presas grandes.

R.J. Marsal sugirió que el contacto que existe entre las partículas está sujeto a fuerzas intergranulares, siendo normales los esfuerzos actuantes sobre ellos. Cuando las fuerzas de contacto exceden la resistencia de la partícula, esta se fractura y se forma una nueva estructura en el cuerpo del enrocamiento, siendo las partículas de mayor diámetro las más propensas a fracturarse. Maranhã das Neves mencionó que el fracturamiento de los fragmentos de roca da lugar a partículas más resistentes que las originales de las cuales provienen. El enrocamiento compactado tiene una apreciable rigidez debido a la presión a la que son sometidas las partículas. Esto provoca no solo el aplastamiento de los puntos de contacto, sino que permite el fracturamiento de las partículas, reduciendo la relación de vacíos.

## Colapso

Un fenómeno que puede afectar la integridad de la presa es el colapso, la cual consiste en la ruptura de una estructura estable debido a la presencia de agua. Comúnmente ocurre como resultado del aplastamiento de las orillas de la roca que pierden resistencia debido a que están húmedas. En mecánica de suelos se asume que el colapso ocurre debido a la destrucción de la presión de poro negativo. En el enrocamiento es debido al fracturamiento de la roca o al aplastamiento de las orillas de los bloques. Estudios realizados sugieren que el colapso ocurre independientemente de que el enrocamiento esté sumergido. Si el agua alcanza los puntos de contacto es suficiente para reducir la resistencia y producir el colapso, lo que significa que el agua

de lluvia puede ser suficiente para provocar un colapso dentro del enrocamiento sin la necesidad de que éste se encuentre saturado.

## **Fluencia**

La fluencia del enrocamiento que consiste en el acomodo progresivo de los bloques, ya sea debido al aplastamiento de los bordes o al fracturamiento del bloque, lo que cambiaría la distribución de tamaño de partícula original y la estructura del enrocamiento con el tiempo. De acuerdo con Maranhã das Neves el comportamiento deformación-tiempo muestra 3 etapas. La primera etapa corresponde a una relación deformación-tiempo no lineal, en donde la velocidad de deformación disminuye con el tiempo. Principalmente se considera como una deformación volumétrica, lo que incrementaría la rigidez. Cuando la velocidad de deformación se vuelve constante se llega a la segunda etapa, en donde ocurre simultáneamente la deformación volumétrica y la distorsional, siendo la última la dominante. Por último, la tercera etapa únicamente ocurrirá si el esfuerzo desviador fuese mucho mayor que el que resiste la masa del enrocamiento, generando velocidades de deformación mayores e incluso pudiendo generar un proceso de falla importante. La etapa que es de interés a las presas de ECC es la segunda debido a que ocurrirá independientemente de todas las acciones que se tomen durante la construcción como es la humectación del material, la reducción del espesor de las capas o el incremento en el número de pasadas del vibrador. Una propiedad del enrocamiento es que con el tiempo se irá creando una estructura estable.

## **IV.2 Estabilidad Estática**

Hoy en día existen un sinnúmero de presas en el mundo, sin embargo la tendencia de estos últimos años se ha concentrado en las presas de ECC, las cuales han demostrado ser estructuras estables, seguras y confiables. Estas presas suelen ser hasta de 200 m de altura, por lo que resulta sorprendente que no se tengan referencias de análisis de estabilidad, considerando que es de gran importancia para su diseño.

Cooke y Sherard hicieron la siguiente mención: "...los enrocamientos no pueden fallar a lo largo del un plano o superficies circulares, ya sea lanzado o compactado, si los taludes externos son 1.3(H):1.0(V) o 1.4(H):1.0(V) siendo los taludes usuales en las presas de ECC, porque el ángulo de fricción del enrocamiento es por lo menos 45°, lo que es una garantía de estabilidad. Los enrocamientos son materiales de gran resistencia al cortante y se encuentran secos, lo que significa que no tienen agua en los vacíos que genere presión de poro como es el caso de suelos compactados. Si la cimentación es en roca, no hay riesgo de falla a través de ésta."

En caso de que existiera riesgo, la falla ocurriría en superficies paralelas al talud o en profundas superficies circulares a lo largo del enrocamiento.

Al momento del llenado del embalse de las presas de ECC, el agua produce esfuerzos sobre la cara de aguas arriba de la cortina, con lo que se obtiene una mejor estabilidad del cuerpo, por lo que será siempre más estable que la cara de aguas abajo.

Para calcular el factor de seguridad de un plano paralelo deslizante del talud se usa la siguiente expresión:

$$F.S. = (tg\varphi)(tg\beta) \quad (4)$$

En donde:

$\varphi$  - es el ángulo de fricción del enrocamiento para esfuerzos normales bajos.

$\beta$  - la inclinación del talud.

Este factor es independiente de la altura de la presa, pero para las presas que sobrepasan los 50 m de altura, la situación cambia debido a que la superficie crítica de deslizamiento se desarrolla con mayor profundidad dentro de la masa del enrocamiento debido a que la fuerza cortante disminuye a mayores niveles de esfuerzo. Para estos casos se usa los números de estabilidad para la estabilidad de arcos circulares propuesto por Charles y Soares, permitiendo determinar rápidamente el factor de seguridad de la presa. Una vez conocido el valor de  $b$ , usada para determinar la fuerza cortante, y el valor de  $\beta$ , inclinación del talud, se puede obtener de la figura el número de estabilidad  $\Gamma$ .

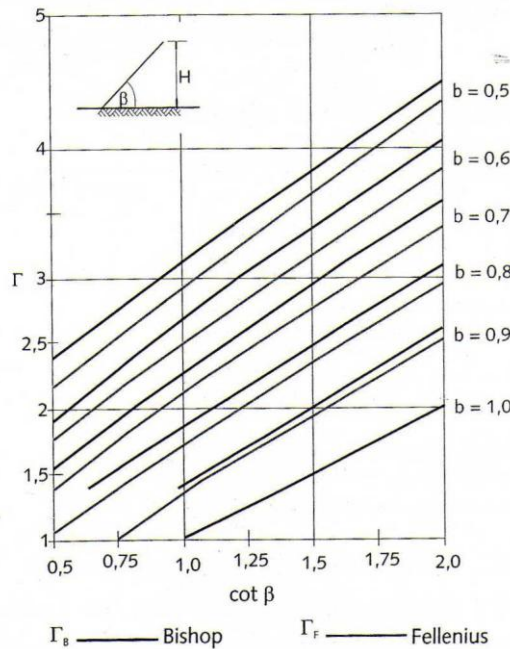


Figura 4.1 Número de estabilidad para análisis circulares

Para obtener el factor de seguridad se usará la ecuación:

$$F.S. = (\Gamma A) / (\gamma H)^{(1-b)} \quad (5)$$

En donde:

A – es el parámetro usado en la ecuación para obtener la fuerza por cortante.

$\gamma$  - es la densidad.

H – altura de la presa.

Para obtener el factor de seguridad se debe contar con el número de estabilidad proveniente de la fig. usando el talud de la cortina y haciendo referencia al método de Bishop:

Se tiene que el talud de la cara de concreto es 1.4(H):1(V)  $\therefore \beta = 35.54^\circ$

$$\cot \beta = 1 / \tan \beta$$

$$\cot \beta = 1 / 0.7143$$

$$\cot \beta = 1.4$$

De la gráfica se obtiene que el número de estabilidad para el resultado obtenido es  $\Gamma = 1.95$ .

Para este cálculo se considerará el mismo ángulo de fricción que en el cálculo de la fuerza cortante, por lo que se usará el mismo coeficiente  $A = 1.41$  y  $b = 0.87$ .

Por lo tanto, usando la ec. (5):

$$F.S. = \frac{(\Gamma A)}{(\gamma H)^{(1-b)}} = (1.95 \times 1.41) / (2.115 \times 10^{-3} \times 200 \times 10^2)^{(1-0.87)}$$

$$F.S. = 1.69$$

Los valores de factor de seguridad para deslizamiento circular obtenidos por Bayardo Materón a través de los parámetros medios de resistencia expuestos con anterioridad para diferentes alturas, pero con un talud de 1.4(H):1(V) son las siguientes:

Enrocamiento	H = 80 m	H = 150 m	H = 200 m
<b>Basalto</b>	2.15	1.89	1.79
<b>Grauvaca y argilito</b>	1.95	1.8	1.72
<b>Granio-Gneiss</b>	1.52	1.4	1.34
<b>Grava</b>	1.42	1.3	1.24

Tabla 4.3 Valores de F.S. según B. Materón

Tomando en cuenta que las constantes A y b se tomaron del enrocamiento de Grauvaca y argilita por la similitud del ángulo de fricción que se propuso, se puede observar que el F.S. obtenido es cercano al obtenido por B. Materón de 1.72.

Se puede observar que a medida que el peso volumétrico y la altura aumentan, el factor de seguridad disminuye, mientras que si la constante b aumenta, el factor de seguridad también. A medida que se incrementan las presiones ejercidas sobre el cuerpo de la cortina, la fuerza cortante resistente disminuye.

### **IV.3 Estabilidad en zonas sísmicas.**

Las presas de enrocamiento con cara de concreto han demostrado ser resistentes a los efectos dinámicos causados por eventos sísmicos. Debido a que el cuerpo principal del enrocamiento está en la mayoría de los casos seco, las vibraciones producidas por un sismo no desarrollan presiones de poro que pudieran afectar la estabilidad de la estructura de manera catastrófica, como ha llegado a suceder en presas de tierra con corazón de arcilla. Sin embargo, terremotos podrían causar el abudamiento del enrocamiento con deformaciones y desplazamientos del cuerpo principal de la cortina. En el caso de terremotos de gran intensidad, es posible que la cara de concreto sufra fracturas importantes, traduciéndose en un incremento en el flujo del agua hacia la cara de aguas abajo (Cooke 1987).

El 12 de mayo del 2008 ocurrió un terremoto de 7.8 de magnitud en la escala Richter en la provincia de Sichuan en China, uno de los más intensos sismos que ha azotado la región. El epicentro fue apenas a 10 km de profundidad y el evento sísmico tuvo una duración de 1 minuto. De acuerdo con Chengdu, el terremoto afectó muchísimas presas en la zona. Sin embargo la presa Zipingpu de ECC, de 160 m de altura, tuvo un buen comportamiento ante el sismo, a pesar de que aparecieron algunas fracturas en la cara de concreto.

Nuevos criterios han sido adoptados en regiones con actividad sísmica importante, dichos criterios, de acuerdo con la terminología internacional son:

Sismo Máximo Posible (SMP). Es la magnitud más grande de terremoto que es posible esperar en un tiempo ilimitado en la zona sísmica en cuestión.

Sismo Máximo de Diseño (SMD). Es el mayor terremoto que la presa puede soportar, aún sufriendo graves daños en su estructura, los cuáles sin embargo pueden ser reparados.

Sismo Básico de Operación (SBO). Es el terremoto básico que corresponde a una aceleración de terreno que produce daños que pueden ser reparados mientras la presa se mantiene en operación. Tiene aceleraciones menores que los SMDS.

Una vez que estos parámetros son definidos y se aceptan los riesgos para un área determinada, los parámetros geométricos son determinados en pruebas triaxiales y modelos hiperbólicos.



## Factor de seguridad sísmico

El factor de seguridad sísmico F.S., puede ser calculado con la ecuación:

$$F.S. = \frac{\tan\varphi}{\tan(\beta + \delta)}$$

Dónde:  $\varphi$  es el ángulo de fricción promedio del enrocamiento;  $\beta$  es el ángulo de inclinación del talud;  $\delta$  es el  $\arctan\alpha$ ;  $\alpha$  es el coeficiente de aceleración sísmica.

El coeficiente de aceleración sísmica está definido por los criterios mencionados antes (TMP, TMD, TBO).

La ecuación de estabilidad es similar al método de Bishop para taludes y explica porque inclinaciones de talud de 1.4(H):1.0(V) en áreas con sismicidad en donde  $\alpha \leq 0.3 g$  no fallan, si el enrocamiento tiene un ángulo de fricción interno de aproximadamente  $48^\circ$ ,  $(\beta + \delta)$  debe ser menor que  $\varphi$ .

En países con baja sismicidad como Brasil, presas de ECC han sido construidas exitosamente con taludes de 1.3(H):1.0(V) y han resultado estables, tal es el caso de la presa Campos Novos (202 m) y Barra Grande (185 m).

En países con una elevada actividad sísmica como México, Argentina, Chile, Colombia, etc; es común aplicar análisis más refinados para el cálculo de la estabilidad sísmica. El primer paso es determinar el estado de esfuerzos en el embalse antes de sismo. Dicho cálculo debe considerar la historia constructiva de la presa en sus fases sucesivas:

- Elevación del enrocamiento debido a la superposición de capas compactas durante la construcción.
- Construcción de la cara de concreto
- Llenado del embalse.

Para la simulación son utilizados diversos programas de cálculo de elemento finito considerando un comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación de los materiales expresado por una relación hiperbólica. Son obtenidos los módulos de deformación al final de la construcción, así como los que ocurren durante el primer llenado del embalse. Con estos parámetros es posible obtener los desplazamientos horizontales y los asentamientos verticales que ocurren en las etapas de construcción y de llenado del embalse.

## Análisis dinámico

En los lugares en donde las aceleraciones sísmicas son importantes, es necesario realizar un análisis dinámico con el fin de predecir el comportamiento de la presa durante un terremoto.

Durante una sacudida sísmica pueden presentarse condiciones de inestabilidad que pueden aumentar en los intervalos en que las aceleraciones –durante el sismo- excedan el factor de seguridad sísmico. Esto es, que el coeficiente  $\alpha$  sea mayor que 0.3 g para el análisis seudoestático.

Estos picos en las aceleraciones sísmicas producen desplazamientos, cuya magnitud depende de la duración del sismo.

La propagación de las ondas sísmicas ocurre a lo largo de todo el emplazamiento de los cimientos de la estructura, esto es debido a que las ondas modifican las propiedades dinámicas de los materiales a lo largo de su trayectoria.

Para cuantificar estos efectos al interior de la estructura son utilizados diversos programas de análisis de elementos finitos. Los parámetros dinámicos involucrados son el módulo de cortante G de la presa, el coeficiente de amortiguamiento D y la densidad  $\gamma$  para cada elemento definido en la malla de elementos finitos. De acuerdo con su posición en la presa, cada elemento del modelo tiene propiedades dinámicas variables e independientes.

Los módulos de cortante y los coeficientes de amortiguamiento son determinados para cada material utilizando programas especiales. A través de procesos interactivos son establecidas correlaciones con el propósito de relacionar deformación con módulo de cortante.

En la presa de Aguamilpa fueron definidas las propiedades dinámicas de los materiales mediante un análisis de elemento finito que consideraba los efectos no lineares en el enrocamiento, cuando es sujeto efectos sísmicos, calculando los módulos de cortante y amortiguamiento, así como los rangos de desplazamientos que ocurrirían en la presa.

## Selección del sismo de diseño

El riesgo sísmico de un sitio de proyecto es determinado por un análisis de probabilidades. En primer lugar, son calculadas las probabilidades de que determinadas aceleraciones sean superadas en un tiempo determinado, posteriormente, después de realizar un análisis de la sismicidad histórica en el sitio en donde se planea construir la presa, se establece el sismo de diseño.

Para el sismo de diseño se define: magnitud en escala de Richter, una distancia del epicentro, el periodo fundamental, duración y una aceleración máxima probable. Son utilizadas correlaciones empíricas de diferentes autores para calcular la aceleración sísmica como porcentaje de g (Para periodos de diseño de 50 a 100 años).

Se realiza un análisis suplementario con el fin de trazar el mapeo regional sísmico de la zona de interés utilizando una aproximación probabilística con los registros históricos de sismos ocurridos en la región.

Una vez que el sismo de diseño (SMD) y el sismo máximo posible (SMP) son definidos, el siguiente paso es analizar los efectos de dichos sismos en la estructura de la presa, considerando que el sismo se amplifica por la cercanía con la cresta de la presa.

### **Estabilidad de taludes**

Una vez que las aceleraciones son conocidas, se calculan los factores de seguridad aguas abajo y aguas arriba de la presa. Es común suponer superficies de falla circulares como sugiere la teoría de Bishop y puede hacerse el análisis de la estabilidad mediante este método.

Las superficies de falla circulares de la parte de aguas abajo de la presa son más críticos, debido a que la cara de concreto comprime el talud aguas arriba contra el plinto al presentarse presiones hidrostáticas que contribuyen a la estabilidad después del llenado del embalse.

### **Cálculo de la estabilidad del talud de la presa de ECC del P.H. La Yesca**

Utilizando el método de Bishop-Morgenstern

El factor de seguridad está dado por la siguiente expresión:

$$F.S. = m - nr_u \quad (1)$$

Dónde:

$r_u$ : Es el coeficiente de presión de poro, el cual está dado por:

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma H} \quad (2)$$

En el capítulo I, se trató que una de las ventajas de construir presas de enrocamiento con cara de concreto es que no se presenta la presión de poro, por lo que para el caso de estudio:

$$r_u = 0$$

Los coeficientes  $m$  y  $n$  son obtenidos de la tabla 9.1 en el libro de Fundamentos de Mecánica de Suelos de R. Withlow, pág 395. En la tabla se toma el parámetro:

$$\frac{c'}{\gamma H} = 0 \quad (3)$$

En el caso de estudio el término es cero, debido a que se considera al enrocamiento como un suelo friccionante, por lo tanto se considera la cohesión igual a cero.

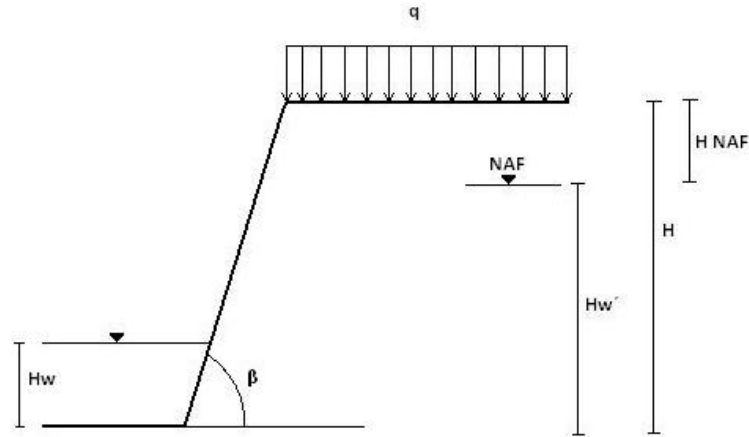


Figura 4.2 Parámetros involucrados en el análisis de la estabilidad del talud

En dónde:

$$H_w = H_w' = 0, \quad q = 0, \quad H = H_{NAF} = 210 \text{ m}, \quad \beta = 35.54^\circ, \quad \cot\beta = 1.4$$

La tabla del libro de Withlow, presenta valores máximos de  $\varphi$  de  $40^\circ$ , sin embargo, es posible observar que de presas similares, el ángulo de fricción interna promedio ronda los  $53^\circ$ . Ya para el análisis de las deformaciones se había supuesto un ángulo de fricción interno de  $55^\circ$  para La Yesca, sin embargo realizaremos el análisis para  $40^\circ$ , considerando se trata de un cálculo conservador de la estabilidad del talud.

El método implica hacer una interpolación entre los términos  $c' / \gamma H$  más cercanos, sin embargo, en este caso no es necesario, debido a que coincide para el caso en el que el término es igual a 0.

De la tabla 9.1 del libro de Withlow obtenemos:

$c' / (\gamma H + q)$	0.000
=	

1 : 1	
m	N
0.83	1.67

2 : 1	
M	n
1.67	2.09

Utilizando las ecuaciones de interpolación provenientes de la ecuación de la recta:

$$m = m_1 + \frac{(m_2 - m_1)}{([\cot\beta]_2 - [\cot\beta]_1)} \times ([\cot\beta] - [\cot\beta]_1) \quad (4)$$

$$n = n_1 + \frac{(n_2 - n_1)}{([\cot\beta]_2 - [\cot\beta]_1)} \times ([\cot\beta] - [\cot\beta]_1) \quad (5)$$

Obtenemos los coeficientes m y n para  $\cot\beta = 1.4$ :

1.40 : 1	
m	n
1.1660	1.8380

Sustituyendo en (1) obtenemos el Factor de seguridad:

$$F.S. = 1.1660 - 1.8380(0) = 1.1660 \approx 1.17$$

Es posible observar que el factor de seguridad determinado con este método es similar al obtenido mediante el ajuste de la Figura 4.2 al factor de seguridad del análisis pseudoestático que resultó ser de 1.15.

### Deformaciones permanentes

Los sismos generan deformaciones permanentes en los taludes y en la cresta de las presas de ECC. En la literatura técnica existen varios métodos para estimar estas deformaciones, como el artículo: Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations de Makdisi y de Seed (*Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, No. 7, July 1978, pp. 849-867) o bien Estimation of Earthquake-Induced Crest Settlements of Embankments de Raghvendra Singh y Debasis Roy (*American J. of Engineering and Applied Sciences* 2 (3): 515-525, 2009 ISSN 1941-7020).

Romo y Reséndiz presentaron en 1980 una ecuación que permite calcular el asentamiento total de la cresta de la presa L:

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B + b) \times \left[ \frac{\delta_{max}^{(u)}}{H} + \frac{\delta_{max}^{(d)}}{H} \right]}$$

En dónde:

H: Es la altura de la presa medida desde el punto más bajo de la losa de concreto.

B: Es el ancho de la base de la presa

b: Es el ancho de cresta de la presa

u: Se refiere a la cara aguas arriba

d: Se refiere a la cara aguas abajo

Los desplazamientos máximos  $\delta_{max}/H$ , son calculados con la siguiente ecuación:

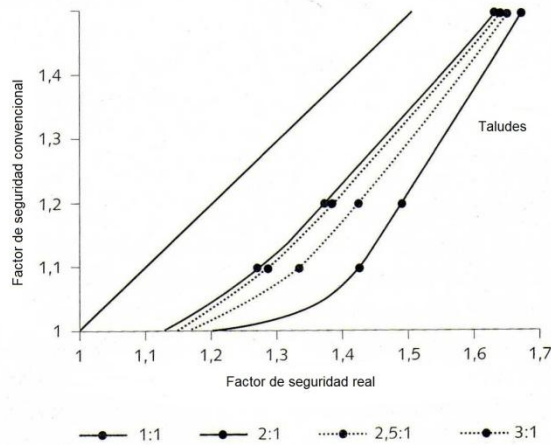
$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65 \left[ \frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]} - \frac{1}{1.34 \left[ \frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^2} + \frac{1}{1.16 \left[ \frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^3}$$

En dónde:

$E_i$ : Es el módulo de Young inicial

$\sigma_f$ : Es el esfuerzo desviador

F: Es el factor de seguridad definido en el análisis seudoestático, este deberá ser corregido con la gráfica de la figura 4.1



*Figura 4.3 Ajuste a los factores de seguridad del análisis seudoestático para el cálculo de deformaciones máximas producidas por el sismo*

La figura 4.4 muestra los parámetros involucrados en el cálculo del asentamiento total de la cresta de la presa L. En áreas con alta sismicidad se recomienda adoptar una altura de parapeto segura, considerando la pérdida que puede tenerse después un terremoto importante.

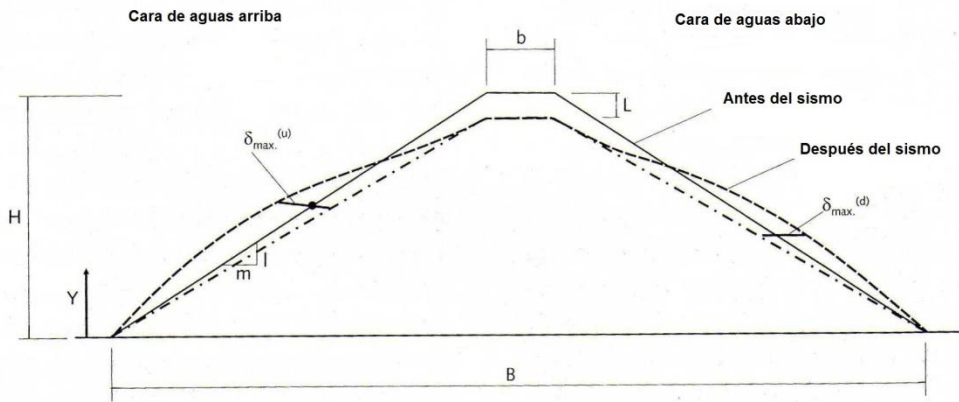


Figura 4.4 Deformaciones previstas con un análisis pseudoestático

### Cálculo de las deformaciones esperadas del P.H. La Yesca:

Utilizando la expresión de Romo y Reséndiz:

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65 \left[ \frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]} - \frac{1}{1.34 \left[ \frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^2} + \frac{1}{1.16 \left[ \frac{(F-1)E_i}{\sigma_f} \right]^3} \quad (1)$$

Iniciamos el cálculo con el factor de seguridad F del análisis pseudoestático utilizando la expresión:

$$F.S. = \frac{\tan \varphi}{\tan (\beta + \delta)} \quad (2)$$

Sin tener a la mano resultados de pruebas triaxiales realizadas a la roca utilizada en el proyecto, se asumirá un valor aproximado retomando los valores estadísticos recopilados por Terzaghi y Peck, en dónde asignan un valor de  $\varphi$  de  $50^\circ$  para gravas con arenas compactas. Por tratarse de enrocamiento compactado, resulta creíble asignar un valor de  $\varphi$  de  $55^\circ$ . Adicional a esto, se recopiló información de pruebas triaxiales a rocas en diferentes proyectos, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Material	Ángulo de fricción
Basalto, San Francisco	59
Grava/arena, Pinzadarán	57
Conglomerado silicificado, El Infiernillo	57
Pizarra, El Granero	55
Basalto, San Francisco	59
Pizarra, El Granero	54
Basalto	57

<b>Basalto</b>	65
<b>Grauvaca, Bakún</b>	64
<b>Basalto, Marimbondo</b>	62
<b>Basalto alterado, Marimbondo</b>	61
<b>Enrocamiento con 25% de material cementado, Tankang Hp</b>	72
<b>Promedio</b>	60.17
<b>Desviación estándar</b>	5.04
<b>Promedio-Desviación estándar</b>	55.12

*Tabla 4.4 Resultados de ensayos de resistencia en enrocamientos*

La tabla refuerza la decisión de considerar un valor de  $55^\circ$  para el ángulo de fricción interna del enrocamiento, al no contar con resultados en ensayos en el P.H. La Yesca.

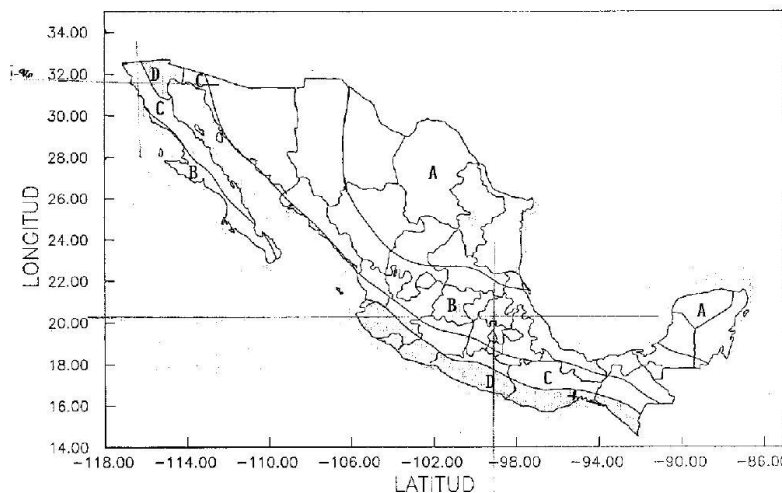
$\beta$  es el ángulo de inclinación del talud, el proyecto marca que es de 1.4(V):1(H). Por lo tanto:

$$\beta = \arctan\left(\frac{1}{1.4}\right) = 35.54^\circ \quad (3)$$

El término  $\delta$  es calculado como:

$$\delta = \arctan(\alpha) \quad (4)$$

En dónde  $\alpha$  es el coeficiente de aceleración sísmica. Del Manual de Diseño de Obras Civiles de La Comisión Federal de Electricidad, en el tema 1. Criterios de Diseño Capítulo 3. Diseño por Sismo, obtenemos la siguiente figura:



*Figura 4.5 Regionalización Sísmica de la República Mexicana, tomado de Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE*

La figura 4.5 permite ubicar al proyecto en la región sísmica C. Igualmente, del Manual de Diseño de Obra Civil de CFE obtenemos la siguiente tabla:



Zona Sísmica	Tipo de suelo	Coficiente sísmico
<b>A</b>	I	0.08
	II	0.16
	III	0.20
<b>B</b>	I	0.14
	II	0.30
	III	0.36
<b>C</b>	I	0.36
	II	0.64
	III	0.64
<b>D</b>	I	0.50
	II	0.86
	III	0.86

Tabla 4.5 coeficientes sísmicos según zonificación de la República Mexicana, valores tomados del Manual de Diseño de Obra Civil de CFE

Debido a que el proyecto se encuentra en una zona rocosa bien consolidada, podemos clasificar el suelo como tipo I, obteniendo el valor de  $\alpha = 0.36$  de la tabla 4.5 Sustituyendo en (6), el valor del ángulo  $\delta$ :

$$\delta = \arctan(0.36) = 19.80^\circ$$

Por lo tanto, sustituyendo en la ecuación (3) el Factor de seguridad en el análisis pseudoestático será:

$$F.S. = \frac{\tan(55^\circ)}{\tan(35.54^\circ + 19.80^\circ)} = 0.98 \approx 1$$

Utilizando la gráfica de la figura 4.3, se hace el ajuste para obtener el Factor de Seguridad real. Partiendo de 1 y utilizando un talud 1.4:1, el factor de seguridad real será de 1.15

Para el cálculo del módulo de Young se utilizarán los siguientes valores índice del enrocamiento:

Material	Peso volumétrico $\gamma_m(\text{kN/m}^3)$	Relación de vacíos e	Volúmen ( $\text{Mm}^3$ )
<b>2</b>	22.63	0.16	0.3615
<b>3B</b>	22.15	0.18	3.5991
<b>T</b>	20.28	0.27	4.0775
<b>3C</b>	19.95	0.29	3.4421
<b>Valores promedio</b>	20.84	0.244	11.4803

Tabla 4.6 Valores índice para el enrocamiento de la cortina del P.H. La Yesca, obtenido de las calas volumétricas realizadas en cortina hasta el 8 de noviembre de 2010 tabla 4.2, volúmenes referidos a los totales por colocar, obtenidos de la tabla 2.5

Los valores promedio fueron calculados mediante un promedio ponderado, considerando el volumen colocado de cada material.

De acuerdo con Tatsuoka (1975) el módulo de rigidez dinámica ( $G_{m\acute{a}x}$ ; para niveles de deformaciones menores a  $10^{-5}$ ) para gravas compactas y enrocamientos se puede expresar como:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{7230(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_c^n \quad (6)$$

En dónde “e” es la relación de vacíos,  $\sigma_c$  el esfuerzo de confinamiento (en kPa) y n una constante que depende del nivel de deformaciones al cual se determina el módulo de deformación y de la granulometría del material, en este caso  $n=0.38$ .

Para el caso del P.H. La yesca, se considerará un esfuerzo de confinamiento medio al centro de la cortina de:

$$\sigma_c = \frac{H^*}{2} \gamma_m = \left[ \frac{200}{2} \right] 2.084 = 208.4 \text{ t/m}^2 \quad (7)$$

\*Para fines de cálculo H, se considerará de 200, que es la altura de la presa sin tomar en cuenta el parapeto.

El módulo  $G_{m\acute{a}x}$  se calcula sustituyendo los valores en (6):

$$G_{max} = \frac{7230(2.97 - 0.244)^2}{1 + 0.244} \times 2084^{0.38} = 7.88 \times 10^5 \text{ kPa}$$

El modulo de Young se calcula como:

$$E_{m\acute{a}x} = 2(1 + \nu)G_{m\acute{a}x} = 2(1 + 0.3)(7.88 \times 10^5) \\ = 20.49 \times 10^5 \text{ kPa} \quad (8)$$

En dónde  $\nu$  es el Módulo de Possion del enrocamiento.

Obtenemos las deformaciones máximas sustituyendo en la ecuación (1):

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65 \left[ \frac{(1.15 - 1)20.49 \times 10^5}{2084} \right]} - \frac{1}{1.34 \left[ \frac{(1.15 - 1)20.49 \times 10^5}{2084} \right]} \\ + \frac{1}{1.16 \left[ \frac{(1.15 - 1)20.49 \times 10^5}{2084} \right]} = 0.0022$$

$$\therefore \delta_{max} = 0.0022H = 0.0022 \times 200 \text{ m} = 0.4487 \text{ m} = 44.87 \text{ cm}$$

Se esperaría una deformación máxima  $\delta_{max}$  de 48.5 cm

Calculo de asentamiento inmediato por peso propio, utilizando la ley de Hooke:

$$L = \Delta H = \frac{\sigma}{E} H \quad (9)$$

En dónde  $\sigma$  es el esfuerzo actuante, E el módulo de deformación y H el espesor del estrato deformable.

En condiciones estáticas el módulo de deformación se puede calcular como:

$$E_{est} = 0.5E_{m\acute{a}x} = 0.5(20.49)(10^5) = 10.245 (10^5) kPa \quad (10)$$

Considerando el esfuerzo actuante como:

$$\sigma = \gamma_m H = 2084 \times 200 = 416.8 t/m^2 \quad (11)$$

Sustituyendo en (9):

$$L = \frac{41.68}{10245} \times 200 = 0.8137 m = 81.37 cm$$

#### **IV.4 Estabilidad ante el flujo de agua por el enrocamiento**

Estructuras de enrocamiento pueden fallar si son sometidas a un elevado valor de flujo de agua a través de ellas, este valor es conocido como *flujo crítico*.

En presas de ECC se han presentado rupturas importantes de la cara impermeable de concreto, por lo que es importante revisar el posible caso de un flujo considerable de agua a través del enrocamiento. Para lograr esto es de vital importancia obtener valores fiables de la permeabilidad del enrocamiento

Aún cuando la mayoría de los autores afirman que el flujo del agua a través de enrocamientos es turbulento, Penman establece que si la permeabilidad del enrocamiento es de  $10^{-3}$  cm/s o menos, este puede ser analizado siguiendo las teorías de la mecánica de suelos, esto es, que el flujo es laminar y regido por la Ley de Darcy, expresada por  $v=ki$ .

Para asegurar una permeabilidad de  $10^{-3}$  cm/s durante la compactación del enrocamiento, una parte de partículas más pequeñas, arena e incluso suelos finos deben llenar los espacios vacíos entre las partículas mayores, con el fin de controlar el flujo del agua.

Durante la construcción de la presa de Itauba en Brasil (de enrocamiento con núcleo de arcilla), es común ver pequeñas acumulaciones de agua en la superficie del enrocamiento. Una prueba

común para decidir si se aprobaba o se rechazaba el enrocamiento, consistía en realizar una pequeña excavación en el enrocamiento colocado con retroexcavadora, llenar la excavación con agua e ir a dar un paseo. Si después de un tiempo, al regresar a la excavación el agua seguía ahí, la capa de enrocamiento debía ser removida, si no, la capa era aceptada y permanecía colocada.

Es posible hacer un cálculo simple para estimar la permeabilidad del enrocamiento. Si  $v = ki$  y el flujo es vertical,  $i = 1$ . En una hora la distancia recorrida deberá ser  $d = 3600 v (= 3600k)$ , para un tirante de 50 cm, la permeabilidad requerida será de  $k = 0.0138 \text{ cm/s}$ .

Si  $k$  tiene un valor de  $10^{-3} \text{ cm/s}$ , después de una hora el agua debería permanecer en la excavación en dónde inicialmente se tenía un tirante de 50 cm. Para una lluvia intensa, del orden de 200 mm en una hora, para drenar el agua, la velocidad de infiltración o permeabilidad deberá ser de  $5.55 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ .

Es común la adición de agua durante la colocación del enrocamiento, esta es una ocasión en la que se puede estimar la permeabilidad del enrocamiento. Si es agregado un volumen de 300 litros por metro cúbico de enrocamiento, en una hora, la velocidad de filtración deberá ser de  $8.33 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$  para permitir un flujo libre del agua.

En el P.H. La Yesca es utilizada la prueba de permeabilidad Matsuo Akai, cuyo procedimiento está detallado en el anexo 2. Dicha prueba es realizada en la franja de apoyo de la cara de concreto de material 2 y sobre el primer tercio aguas arriba del enrocamiento, formado por el material 3B. La prueba de permeabilidad Matsuo Akai permite obtener valores puntuales de permeabilidad en distintas locaciones del enrocamiento, en una parte que se considera crítica ante eventuales filtraciones importantes de agua. Las especificaciones de obra civil del P.H. establecen la frecuencia con la que deberán realizarse las pruebas de permeabilidad Matsuo Akai es la siguiente:

- En el material 2: Una prueba de campo y de laboratorio por cada 10 capas en las primeras 100 capas colocadas. Una prueba de campo cada 25 capas en el resto, pero no menos de una prueba por mes.
- En el material 3B: Una prueba de campo por cada 50000 m<sup>3</sup> de material colocado.

Para el material T, no es posible realizar la prueba de permeabilidad Matsuo Akai, debido a que está conformado por Ignimbrita, sin finos que retengan el agua durante el tiempo requerido para dicha prueba. En cambio se realiza una prueba de permeabilidad simple, retomando la idea surgida en la presa Itauba en Brasil. Se aprovecha la excavación realizada para la cala volumétrica gigante (véase anexo 1). Empleando una pipa, se llena la excavación con agua manteniendo un tirante constante de 30 cm, es cronometrado el tiempo en el que la pipa es vaciada, es decir, el tiempo en el que la excavación consume 10 000 L de agua y de esta manera es posible obtener la permeabilidad del enrocamiento. Esta prueba debe realizarse cada 7500 m<sup>3</sup> de material colocado según las especificaciones de obra civil.

### IV.5 Comparación de La Yesca con algunos proyectos similares en el mundo.

Basados en los resultados obtenidos a lo largo del presente capítulo, se presenta la siguiente tabla comparativa en donde sobresale el comportamiento de la cortina de ECC del P.H. La Yesca en términos de deformaciones esperadas contra deformaciones medidas en proyectos similares de ECC:

Presa	País	Año	Material	Área de la cara de concreto (A en m <sup>2</sup> )	Altura (H en m)	Factor de Forma (A/H <sup>2</sup> )	Asentamiento Máximo (L en m)	Asentamiento Máximo entre la altura (L/H en %)
Ita	Brasil	2000	Basalto	110000	125	7.04	1.3	1.04
Machadinho	Brasil	2004	Basalto	93000	125	5.95	1.6	1.28
Segredo	Brasil	1993	Basalto	86000	140	4.39	2.23	1.59
Xingo	Brasil	1994	Granito	135000	140	6.89	2.9	2.07
Mohale	Lesoto	2003	Basalto	77000	145	3.66	2.86	1.97
Faz de Areia	Brasil	1980	Basalto	139000	160	5.43	3.52	2.20
TSQ 1	China	1999	Calizas	181000	178	5.71	3.32	1.87
Barra Grande	Brasil	2006	Basalto	108000	185	3.16	3.4	1.84
El Cajón	México	2007	Ignimbrita	113000	186	3.27	0.85	0.46
La Yesca	México	En construcción	Ignimbrita	110000	210	2.49	0.81	0.39
Campos Novos	Brasil	2006	Basalto	105000	202	2.57	3.1	1.53
Karahnjukar	Islandia	2007	Basalto	93000	150	4.13	1.53	1.02
Karahnjukar	Islandia	2007	Basalto	95000	190	2.63	1.53	0.81

Tabla 4.7 Comparativo de asentamientos en presas CFRD en el mundo

Se presenta también una comparativa de los esfuerzos cortantes calculados en la presa de ECC del P.H. La Yesca con Itapebi y Campos Novos, proyectos similares construidos en Brasil:

	Itapebi (Brasil)	Campos Novos (Brasil)	La Yesca (México)
$H_{presa}$ (m)	120	202	210
$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	2.10	2.25	2.115
<b>Ecuación Fuerza Cortante</b>	$\tau = 0.90(\sigma')$	$\tau = 1.38(\sigma')^{0.89}$	$\tau = 1.41(\sigma')^{0.87}$
$\tau_1$ (kg/cm <sup>2</sup> ) $\rightarrow 1/3H_{presa}$	7.56	15.5	14.09
$\tau_2$ (kg/cm <sup>2</sup> ) $\rightarrow 2/3H_{presa}$	15.12	28.73	25.76
$\tau_3$ (kg/cm <sup>2</sup> ) $\rightarrow H_{presa}$	22.68	41.22	36.65

Tabla 4.8 Comparativa de esfuerzos cortantes en presas de ECC.

Así como una comparación de los Factores de seguridad estáticos obtenidos en La Yesca con las mismas presas brasileñas:

		Itapebi (Brasil)	Campos Novos (Brasil)	La Yesca (México)
<b>Talud</b>	Aguas arriba	1.25(H):1(V)	1.3(H):1(V)	1.4(H):1(V)
	Aguas abajo	1.35(H):1(V)	1.4(H):1(V)	1.4(H):1(V)
<b>Número de estabilidad</b>	Aguas arriba	1.20	1.8	1.95
	Aguas abajo	1.40	1.95	1.95
<b>Factor de Seguridad</b>	Aguas arriba	1.08	1.63	1.69
	Aguas abajo	1.26	1.77	1.69

Tabla 4.9 Comparativa de Factores de Seguridad en presas de ECC.