

## ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA PRESA DE GRAVA Y ARENA CEMENTADA

**Gonzalo S. Sena y Adriana Pernich**

Departamento Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Comahue,  
Buenos Aires 1400, 8300 Neuquén, Argentina, [gonzas.sena@gmail.com](mailto:gonzas.sena@gmail.com),  
[adriana.pernich@fain.uncoma.edu.ar](mailto:adriana.pernich@fain.uncoma.edu.ar), <http://www.uncoma.edu.ar>

**Palabras Clave:** Presas de Grava y Arena Cementada, Sistema Constructivo por Capas,  
Modelo Porous media.

**Resumen:** Las presas de grava y arena cementada (conocidas por su acrónimo en inglés CSG) construidas en los últimos 20 años, han mostrado ventajas técnicas, constructivas, económicas y medioambientales frente a otro tipo de soluciones posibles, al utilizar materiales que pueden obtenerse fácilmente cerca de los sitios de construcción. La metodología constructiva reduce el tiempo de ejecución de obra y el costo al utilizar maquinaria vial de propósitos generales. Adicionalmente se tiene control de las tensiones generadas en el cuerpo de la presa frente a eventos sísmicos de gran magnitud. Con el propósito de estimar el comportamiento de este tipo de presas, se han utilizado modelos elásticos. En el presente trabajo se utiliza un modelo elasto-plástico para el material, compuesto por el modelo Porous Media para la parte elástica y Drucker-Prager para la parte plástica del modelo constitutivo, que permite determinar el comportamiento de la presa a partir del proceso constructivo y compararlo con los resultados que se obtienen al utilizar un modelo elástico aplicado a la misma sección final de la presa.

## 1. INTRODUCCIÓN

Las condiciones geológicas y existencia de materiales de alta calidad exigidos para la construcción de presas de hormigón convencional (HC), en muchos casos descalifican la construcción de esta tipología de presas debido al alto costo de explotación de las canteras, clasificación y transporte de los materiales, así como también las grandes cargas medioambientales implicadas debido al alto contenido de cemento. Dentro de las tipologías de presas de materiales sueltos, se presenta una alternativa respecto de la racionalización en la construcción que son las presas de grava y arena cementada, conocidas por su acrónimo en inglés CSG (Cemented Sand and Gravel). En este tipo de presas se racionalizan los materiales de construcción y se simplifican los métodos constructivos y de diseño, presentando ventajas económicas y medioambientales al utilizar materiales que pueden obtenerse fácilmente cerca de los sitios de construcción, empleando un bajo contenido de cemento y reduciendo tiempos de ejecución al utilizarse maquinaria vial convencional.

El desarrollo de este análisis se inicia con un trabajo experimental para determinar las propiedades mecánicas características del material típico de la presa CSG. Posteriormente se simula el proceso constructivo mediante un software de elementos finitos para propósitos generales, aplicando un modelo constitutivo elasto-plástico para materiales granulares y se comparan los resultados obtenidos con los que se obtienen con un modelo elástico ampliamente utilizado en este tipo de problemas.

En la Sección 2 se realiza una breve descripción de las presas CSG. En la Sección 3 se describen los distintos materiales de la zona de Neuquén que pueden ser utilizados para la construcción de una presa CSG y se determina el comportamiento mecánico mediante ensayos de laboratorio. En la Sección 4 se presentan los diferentes modelos constitutivos de la mecánica de suelos que se implementan en el programa de elementos finitos (ABAQUS). En la Sección 5 se describe el Modelo de Elementos Finitos utilizado para el análisis del comportamiento de la presa y se presentan los resultados obtenidos de la simulación numérica. En la Sección 6 se muestran las conclusiones generales del presente trabajo.

## 2. PRESAS CONSTRUIDAS CON CSG

Las presas trapezoidales CSG están constituidas generalmente por un material de grava y arena cementada para el cuerpo principal y una protección de hormigón convencional en su superficie para garantizar estanqueidad y durabilidad. Además, cuentan con galerías de inspección y drenaje de hormigón estructural, a lo largo del talón aguas arriba y cortinas de inyección para controlar las subpresiones bajo la presa. Se suele utilizar una mezcla de CSG enriquecida en la parte inferior del cuerpo principal de la presa, atendiendo a cuestiones de durabilidad. Un esquema típico se muestra en la [Figura 2.1](#)

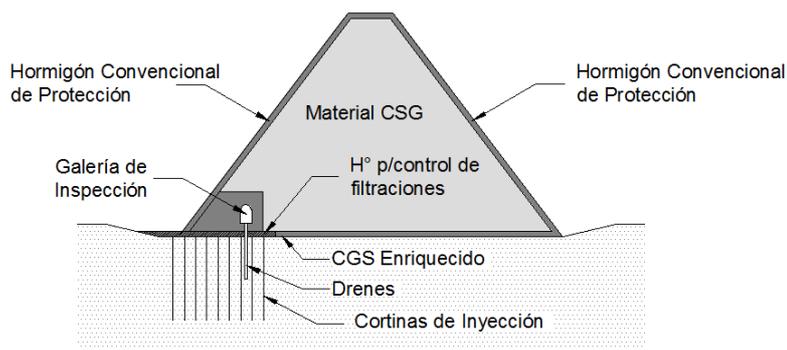


Figura 2.1: Corte típico de una presa CSG

Una de las principales características de las presas trapezoidales es que se diseñan como un cuerpo elástico utilizando una mezcla CSG tal que permita que las tensiones que se desarrollen puedan ser consideradas dentro del rango elástico. Otra característica importante, debido al tipo de material, es considerar que estas estructuras funcionen como aliviadero de emergencia por sobrepaso sobre la cresta (de igual manera que una presa de hormigón masivo).

Las presas construidas con CSG son estructuras trapezoidales donde se opta por mantener siempre en la base una fuerza de compresión tanto en condiciones normales como durante un terremoto gracias a la forma de su sección transversal. Desde el punto de vista geométrico, sería imposible que una presa trapezoidal pueda volcar, ya que se diseña para mantener el esfuerzo vertical de compresión sobre la superficie de contacto con la fundación. Además, el esfuerzo de corte se mantiene casi constante a lo largo de la base de toda la presa, en consecuencia, se espera que la resistencia al deslizamiento se desarrolle sólo con la fuerza de rozamiento entre el cuerpo de la presa y la fundación (Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.).

## 2.1 Método de Construcción

El material principal para la construcción de una presa CSG se obtiene a partir de la mezcla de material cementante (cemento y/o arcilla) y agua con materiales granulares disponibles en cercanías de la obra en construcción, el cual es preparado a través de un simple procedimiento de eliminación o aplastamiento de los granos de mayor tamaño, pero sin necesidad de clasificación granulométrica, o lavado (en principio). Este material granular seco se mezcla con cemento (y/o arcilla) en seco, luego se agrega agua y finalmente se coloca por capas. El proceso inicia con el transporte de la mezcla por medio de camiones, sigue con la distribución con motoniveladoras y finalmente se realiza la compactación con rodillos con un equipamiento convencional. En la Figura 2.2 se presenta un esquema simplificado del Proceso de Fabricación de una Presa CSG:

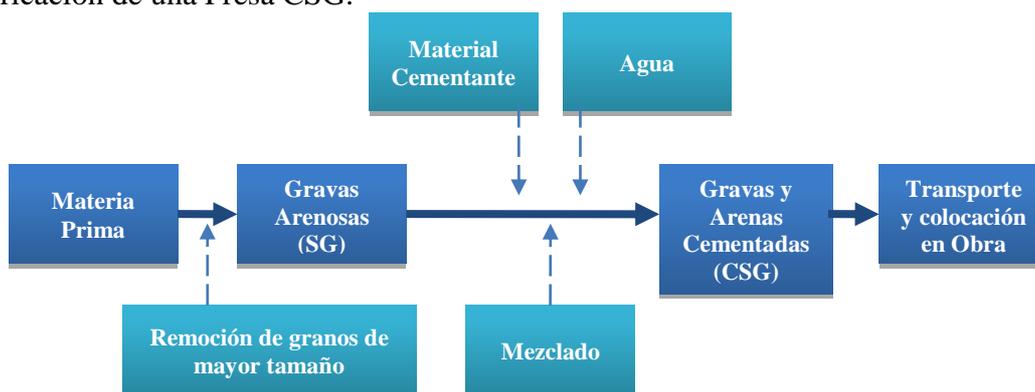


Figura 2.2: Proceso de Fabricación de una presa CSG

## 2.2 Propiedades Mecánicas del Material CSG

En función de la granulometría que presente la mezcla, la resistencia límite en el rango elástico de una CSG puede variar de 2 a 8 MPa y el Módulo de Elasticidad entre 2000 a 10000 MPa para un contenido de cemento de 80 Kg por m<sup>3</sup> de material. Así mismo, la resistencia a la tracción de una CSG puede variar de 0.6 a 1 MPa para el mismo contenido de cemento ( ).

Por otro lado, independientemente de la variación en la granulometría y el contenido unitario de cemento, existe una correlación entre el rango elástico y la Tensión de rotura. Se puede considerar que la resistencia dentro del rango elástico es de aproximadamente 70 - 80% de la Tensión de Rotura ( ).

### 3. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO

Para el presente trabajo las experiencias de laboratorio se llevaron a cabo usando materiales disponibles en la zona del Alto Valle de Río Negro y Neuquén. Una de las ventajas de los agregados obtenidos del río son su forma redondeada, dureza y resistencia al desgaste por ser de origen volcánico. También se debe destacar que al estar lavados no presentan productos solubles que afecten la durabilidad como sulfatos, cloruros o materia orgánica. En la [Figura 3.1](#) se muestra un revuelto típico de agregados granulares utilizado para elaborar material CSG.



Figura 3.1: Agregados Granulares - Revuelto Típico

#### 3.1 Dosificación

Partiendo de las bases establecidas en (JDEC) se establece un contenido neto de cemento de 80 Kg por metro cúbico de CSG. A demás se calcula el contenido de arcilla en remplazo de cemento, en las proporciones de Cemento-Arcilla de 100%-0%, 50%-50% y 25%-75%, identificándolas como Dosificación A, B y C respectivamente.

Para una mezcla típica constituida por gravas y arenas en estado suelto se estima un peso específico de  $1,80 \text{ Kg/m}^3$  y una relación de vacíos de 0,30. El contenido de agua óptimo se obtiene a través de un ensayo Proctor (Punto 3.2).

#### 3.2 Determinación de la Humedad Óptima – Ensayo Proctor

El ensayo Proctor se realiza para determinar la humedad óptima a la cual un material alcanza su máxima compactad. Consiste en compactar en un molde de volumen conocido muestras de una misma mezcla, pero con distintas humedades y aplicando la misma energía de compactación. Se registran en un gráfico densidad en función de la humedad las densidades secas y el contenido de humedad de cada molde. Se grafican los resultados, correspondiendo el punto más alto de la curva a la máxima densidad seca y su proyección en la abscisa la humedad óptima de compactación. A continuación se muestra en el [Gráfico 3.1](#) las curvas de Humedad vs Densidad Seca de acuerdo a los datos extraídos del ensayo.

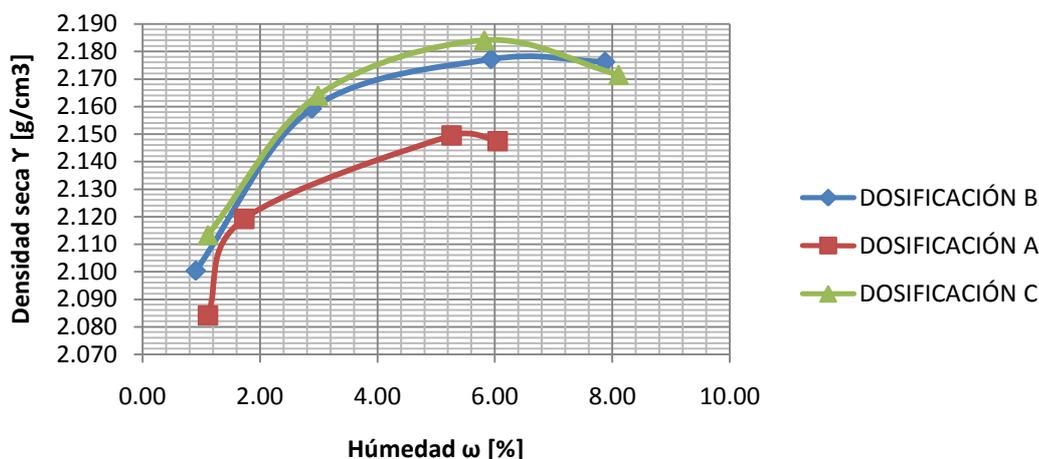


Gráfico 3.1: Relación Densidad Seca - Humedad

Debido a la poca variabilidad en la máxima densidad obtenida, que muestran los ensayos para cada dosificación, se elige considerar un único valor de humedad óptima promedio para todas las mezcla:

$$\text{Humedad Óptima: } \omega_{\text{prom}} = 6.00 \%$$

### 3.3 Elaboración de Probetas

Según (JDEC) las experiencias demuestran que la resistencia del hormigón (o suelo-cemento) para presas CSG con bajo contenido de cemento por unidad de volumen y con una distribución de tamaño de grano más allá del rango del hormigón convencional, hace necesaria la realización del ensayo con una probeta cilíndrica de tamaño de 30 cm de diámetro y 60 cm de alto. Sin embargo, debido a que en el presente trabajo se limita un tamaño máximo de 40 mm para el agregado grueso, es posible realizar los ensayos utilizando una probeta cilíndrica estándar de 15 cm de diámetro por 30 cm de alto. Para obtener la misma energía específica realizada en el ensayo Proctor, para el molde de 15cm x 30cm se necesita un total de 5 capas y 80 golpes por capa, considerando que las muestras se compactan utilizando un martillo de 2.80 kg de masa.

La elaboración de las probetas se efectúa con la mezcla que se obtuvo mediante la dosificación establecida anteriormente siguiendo el siguiente procedimiento: Se toman tres moldes metálicos de 150 mm de diámetro para cada dosificación. Se coloca la mezcla en los cilindros de probeta en cinco capas iguales y se compacta cada una con 80 golpes con una masa de 2.80 Kgf. Se colocan los moldes para su curado sobre una superficie lisa y nivelada, y se las cubre con polietileno para controlar la velocidad de pérdida de humedad, dejándolas durante 24 días.

### 3.4 Ensayos sobre el material endurecido - Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión está dada por la relación entre la carga de rotura y la sección transversal de la probeta, de acuerdo a la Ecuación (3.1):

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (3.1)$$

Donde:

P = carga de rotura

A = área de la probeta

A continuación se muestran en la [Figura 3.2](#) los resultados obtenidos del ensayo de compresión directa para las distintas dosificaciones.

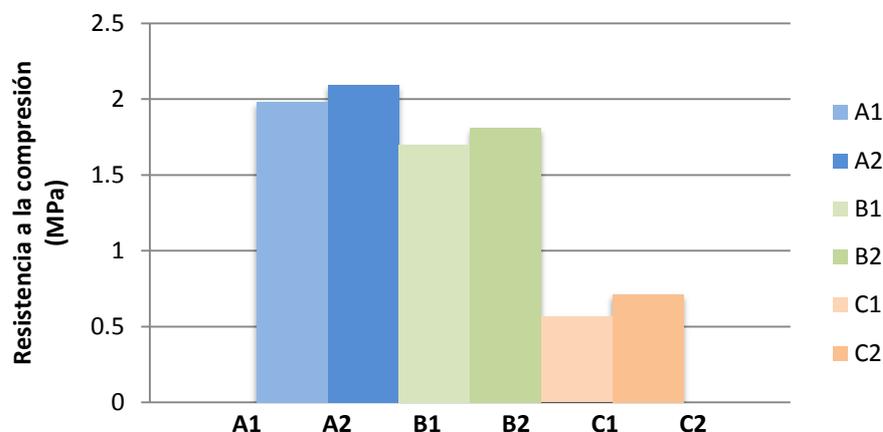


Figura 3.2: Resistencia a la Compresión, dosificaciones A, B y C respectivamente

De los resultados obtenidos se observa que la resistencia a la compresión se encuentra dentro de los rangos esperados. El reemplazo de hasta un 50 % de la cantidad de cemento por arcillas caoliníticas de Zapala (Dosificación B) no reduce sustancialmente la Resistencia a la Compresión comparando con la resistencia alcanzada por la mezcla con cemento como único material ligante (Dosificación A). Las bajas resistencias obtenidas para la última serie de probetas con un mayor porcentaje de arcillas que de cemento (Dosificación C) hace necesario descartar la mezcla para su uso como posible alternativa de material CSG modificado.

### 3.5 Ensayos sobre el material endurecido – Módulo Elástico

En materiales elásticos no lineales como el hormigón o el suelo-cemento la forma más común para obtener el Módulo de Elasticidad es definir una relación entre la diferencia o incremento de tensión aplicada al material y la correspondiente deformación que el material experimenta en la dirección de aplicación del esfuerzo entre dos puntos de acuerdo a la Ecuación (3.2)

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (3.2)$$

Donde:

$\sigma_i$  = Tensión en un instante  $i$

$\varepsilon_i$  = Deformación Unitaria en el instante  $i$

Para el presente trabajo se definen las características elásticas del material obtenidas mediante un ensayo cíclico de carga-descarga, aplicando un esfuerzo de compresión a una probeta de material endurecido solo hasta un cierto valor y descargando en repetidos ciclos. A continuación se muestra en el [Figura 3.3](#) la curva Esfuerzo-Deformación obtenida para la Probeta con Dosificación A (100% contenido de cemento) en el ensayo cíclico de Carga – Descarga.

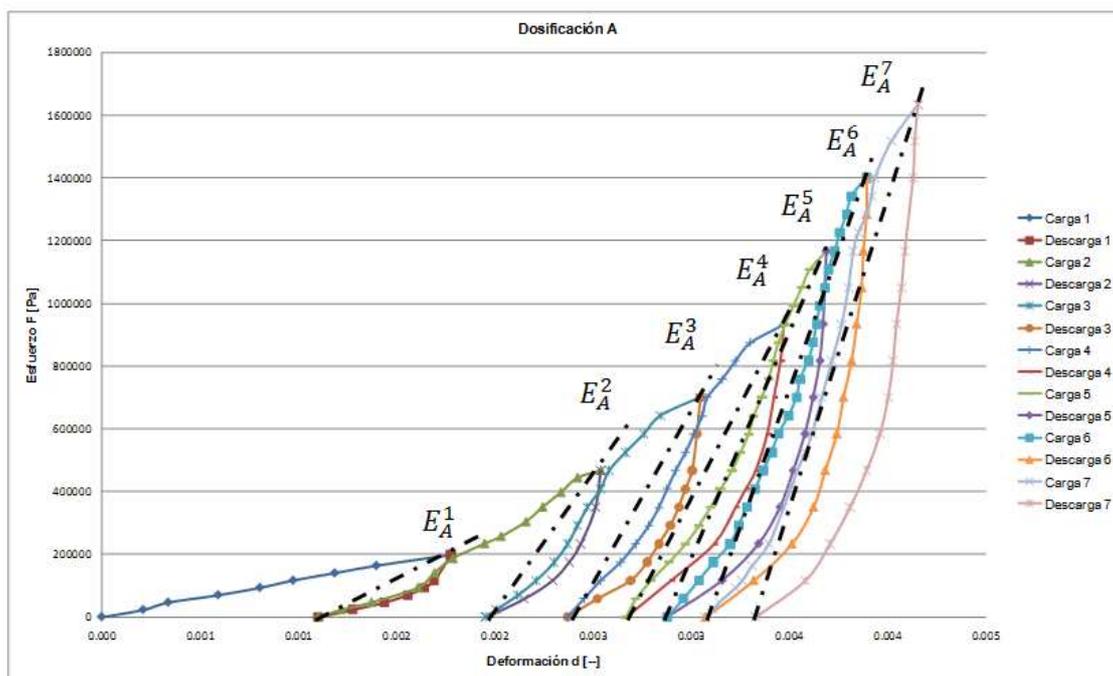


Figura 3.3: Curva Esfuerzo – Deformación, Probeta con Dosificación A

En el Figura 3.4 se muestra la curva Esfuerzo-Deformación obtenida para la Probeta con Dosificación B (50% contenido de cemento y 50% de arcilla) en el ensayo cíclico de Carga – Descarga.

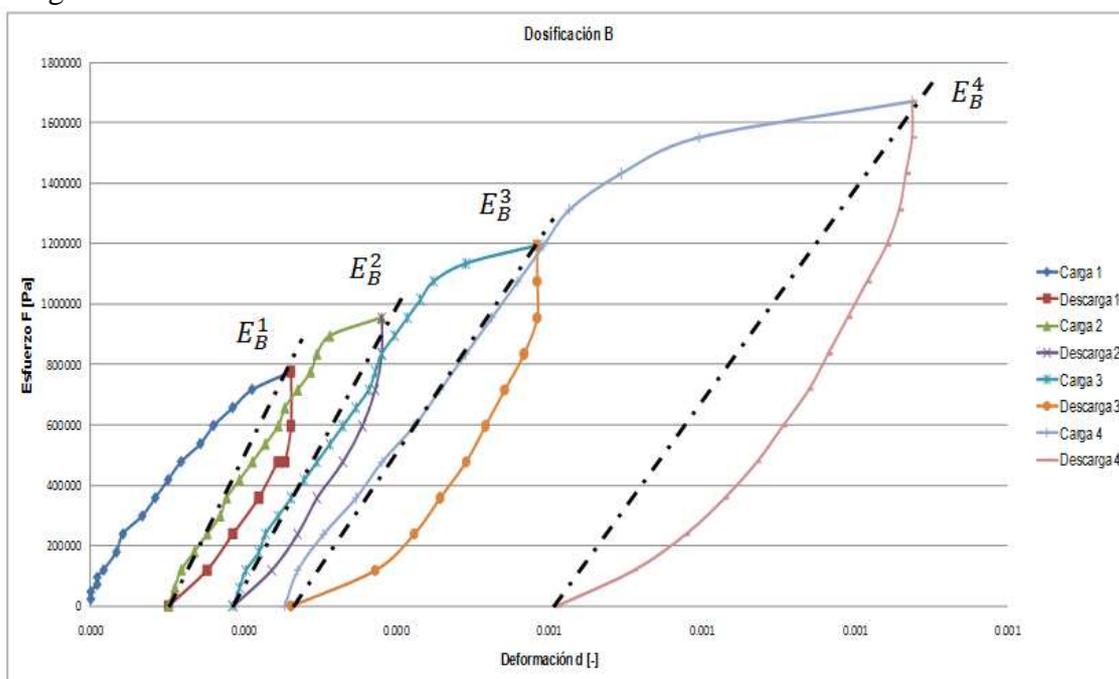


Figura 3.4: Curva Esfuerzo – Deformación, Probeta con Dosificación B

En la Tabla 3.1 se muestran los datos registrados del Módulo de Elasticidad para cada ciclo de carga y descarga para ambas dosificaciones.

Módulo de Elasticidad para cada ciclo			
Dosificación	Ei	Magnitud	Unidad
A	E1	158	[Mpa]
	E2	441	[Mpa]
	E3	561	[Mpa]
	E4	609	[Mpa]
	E5	734	[Mpa]
	E6	884	[Mpa]
	E7	992	[Mpa]
B	E1	3714	[Mpa]
	E2	3424	[Mpa]
	E3	3134	[Mpa]
	E4	3000	[Mpa]

Tabla 3.1: Módulo de Elasticidad Medido en cada ciclo.

En la [Figura 3.4](#) se puede observar una curva típica Esfuerzo – Deformación en un Ensayo Cíclico para un material elasto-plástico como el caso del Hormigón o del Suelo-Cemento. Cuando se inicia un ciclo de carga la curva tensión-deformación adopta una relación aproximadamente lineal hasta alcanzar la superficie de fluencia del material. A medida que aumenta la carga aplicada, el módulo de elasticidad disminuye correspondiéndose a un ablandamiento del material. Dicho comportamiento es el esperado para el caso en estudio. Luego de la tercera carga el gráfico no muestra más que una pequeña curvatura debido al aumento de la deformación del material cercano al punto de rotura. En la [Figura 3.3](#), correspondiente a la probeta con una dosificación con 100% de contenido de cemento, no se observa dicho comportamiento típico. El material endurecido parece endurecer o compactarse a medida que aumenta la carga aplicada. Dicho comportamiento puede encontrar explicación en el proceso de fabricación de la probeta, que mostraba dificultades de compactación.

Para el presente trabajo se optó trabajar con los valores obtenidos del ensayo sobre la probeta con Dosificación B. Se adopta un Módulo de Elasticidad promedio en función de los datos mostrados en la Tabla 3.1:

$$\text{Módulo Elástico: } E_{\text{prom}} = 3318 \text{ MPa} \rightarrow E_{\text{adop}} = 3300 \text{ MPa}$$

#### 4. RELACIONES CONSTITUTIVAS

Según lo refiere (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), una ecuación constitutiva es un modelo matemático que permite reproducir la respuesta de un medio continuo ante una sollicitación o perturbación externa. En los modelos para materiales granulares se considera que las partículas no se deforman ni se rompen. Las deformaciones en estos materiales ocurren principalmente por el cambio de las posiciones relativas de los granos, produciéndose un cambio de volumen.

Los modelos constitutivos dentro de la mecánica del suelo se pueden clasificar principalmente como: Modelos lineales o no lineales según sea la relación tensión-deformación lineal o no y Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos dependiendo de si se considera en el modelo solo deformación elástica, solo plástica o ambas. La compactación del suelo se asocia con deformaciones permanentes y se requiere un modelo de material elasto-plástico para poder describirlas adecuadamente.

#### 4.1 Modelo Elástico Lineal

La respuesta mecánica interna de un material puede expresarse en términos de tensiones y deformaciones. Para un material Elástico, el estado de tensión depende del estado de deformación solamente. Un medio elástico vuelve a su estado inicial después de un ciclo de carga y descarga. En otras palabras, no retiene ninguna deformación permanente (**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

#### 4.2 Modelo de Mohr-Coulomb

El primer criterio de falla utilizado para describir la respuesta mecánica del suelo fue el de Mohr-Coulomb (Ecuación(4.1)). Este considera que la falla del suelo se produce cuando el esfuerzo cortante en cualquier punto de un material alcanza un valor que depende linealmente de la tensión normal en el mismo plano. El modelo de Mohr-Coulomb corresponde a la envolvente de los círculos de tensiones en el plano de las tensiones normales versus corte. Adoptando una línea recta para la envolvente, ésta puede escribirse como (Hibbit, Karlson&Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (4.1)$$

Donde:

$\tau$  = Resistencia cortante en el plano de falla

$c$  = Cohesión del material para el modelo de Mohr-Coulomb.

$\sigma$  = Esfuerzo normal en el plano de falla

$\phi$  = Ángulo de fricción interna del material para el modelo de Mohr-Coulomb.

En la Figura 4.1 se muestra éste criterio de falla en el plano  $\sigma$ - $\tau$ . La validez general de este criterio ha sido bien establecida para el suelo y para su aplicación solo es necesario obtener la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo mediante ensayos triaxiales o de corte directo. Esto ha hecho que sea uno de los modelos más conocidos y empleados.

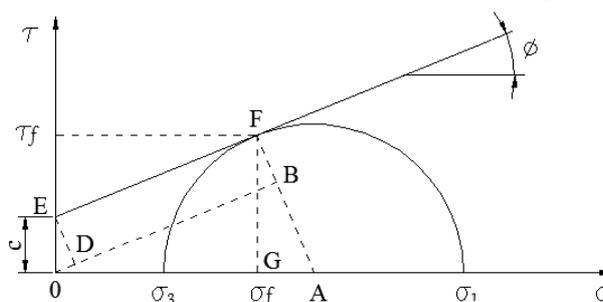


Figura 4.1: Criterio de falla Mohr-Coulomb.

Donde:

$\sigma_1$  y  $\sigma_3$  = Tensiones Principales Máximas y Mínimas respectivamente

$\sigma_f$  = Tensión normal de falla

$\tau_f$  = Tensión de corte de falla

De acuerdo a Mohr-Coulomb, el campo de tensiones depende del nivel de la presión ( $p = -I_1/3$ ) Este criterio no tiene en cuenta el efecto de la tensión principal intermedia  $\sigma_2$ , por lo que no es conveniente expresar el criterio de Mohr-Coulomb en términos del estado de tensiones en tres dimensiones. Una alternativa posible, es expresar la Ecuación (4.1) en términos de los invariantes del tensor de tensiones (Hibbit, Karlson&Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.):

$$f = R_{mc} * q - p * \tan \phi - c = 0 \quad (4.2)$$

$$R_{mc}(\theta, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \phi} * \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} * \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) * \tan \phi \quad (4.3)$$

Donde:

$\theta$  = Ángulo polar en el plano de tensiones desviadoras (Figura 4.4) definido como:  $\cos(3\theta) = \left(\frac{r}{q}\right)^3$ .

$r$  = Tercer Invariante del tensor de tensiones desviadoras ( $S_3$ )

$p$  = Esfuerzo de tensión equivalente  $p = -\frac{1}{3}I_1$

$q$  = Tensión equivalente de Mises  $q = \sqrt{3S_2}$

$I_1$  = Primer Invariante del tensor de tensiones

$S_2$  = Segundo Invariante del tensor de tensiones desviadoras.

### 4.3 Modelo de Drucker-Prager

El modelo de Drucker-Prager es un criterio alternativo simple que permite capturar las características principales del material en estudio y en el cual influyen los tres esfuerzos principales. Es posible escribir este criterio en términos de los invariantes del tensor de tensiones (Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.) de acuerdo a la Ecuación (4.4), como:

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (4.4)$$

Donde:

$\beta$  = Ángulo de fricción del material para el modelo de Drucker-Prager.

$d$  = Cohesión del material para el modelo de Drucker-Prager.

$t$  = Esfuerzo de tensión equivalente

$$t = \frac{1}{2} q \left[ 1 + \frac{1}{K} - \left( 1 - \frac{1}{K} \right) \left( \frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad (4.5)$$

Donde  $K$  es un parámetro del material que controla la dependencia de la superficie de fluencia sobre el valor de la tensión principal intermedia ( $0.778 \leq K \leq 1$ ).

En este caso, el software de elementos finitos utiliza una expresión general para el esfuerzo de tensión equivalente que permite evaluar la dependencia del tercer invariante del tensor de tensiones desviadoras en ciertos problemas específicos sobre comportamiento de materiales. En el espacio principal de tensiones, el criterio de falla Drucker-Prager se representa como un cono circular recto cuyo eje corresponde a  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (eje hidrostático) por lo que no depende del tercer invariante del tensor de tensiones desviadoras. Entonces para poder utilizar la ecuación (4.5) es necesario adoptar  $K=1$ , por lo que resulta  $t = q$  como se muestra en la Figura 4.2.

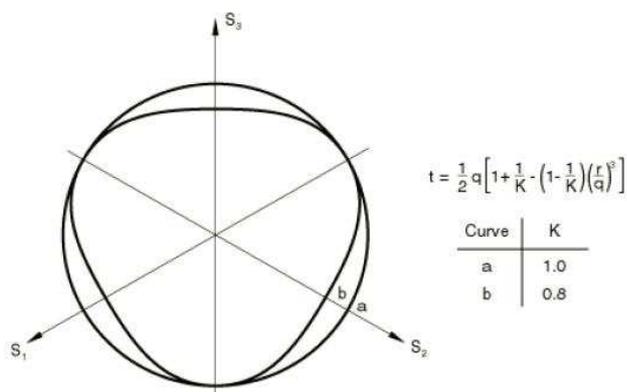


Figura 4.2: Superficie de Fluencia es el espacio de tensiones desviadoras

Cuando el estado de tensión alcanza la superficie de falla, el material experimenta deformaciones plásticas y un estado por fuera de la superficie no es permitido. Así mismo, el material podría sufrir deformaciones plásticas si las tensiones se están moviendo sobre la superficie de fluencia o superficie de falla.

El modelo de Drucker-Prager fue modificado posteriormente con la inclusión de una serie de superficies de fluencia que se mueven simétricamente, interceptando al cono de falla centrado en el eje de presión hidrostática. La serie de superficies de fluencia tienen una forma de elipse que cierra el cono de Drucker-Prager, este modelo es conocido como modelo Cap de Drucker-Prager o Drucker-Prager Modificado (Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.) y se muestra en la Figura 4.3 en el espacio de tensiones (en función de los invariantes del tensor de tensiones).

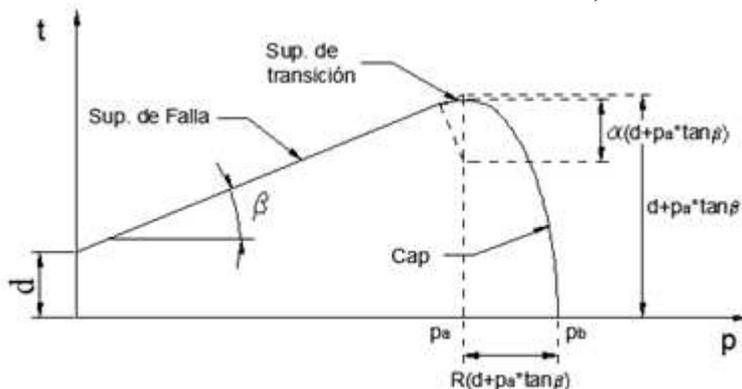


Figura 4.3: Criterio de Falla Drucker-Prager Modificado

Para salvar problemas generados durante la resolución del modelo por métodos numéricos, se genera una superficie de transición entre la superficie de falla y la superficie Cap. La forma de esta transición es controlada por un parámetro  $\alpha'$  definido por defecto en Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.. La curva de endurecimiento del CAP se puede obtener a partir del ensayo de consolidación isotrópica en base a la Ecuación (4.6) deformación volumétrica.

$$\epsilon^{vol} = \frac{\lambda - k}{1 + e_0} \ln \frac{p}{p_0^*} \tag{4.6}$$

Donde  $\lambda$  y  $k$  son el logaritmo del módulo volumétrico Plástico y Elástico, respectivamente, medidos en el diagrama consolidación isotrópica;  $e_0$  es la relación de vacíos inicial y  $p_0$  es la tensión inicial antes de la carga, es decir, corresponde al estado de tensión geostática.

#### 4.4 Transformación de Parámetros entre Mohr-Coulomb y Drucker-Prager

Para el presente trabajo, los parámetros del modelo de Drucker-Prager no están disponibles a partir de ensayos de laboratorio. Sin embargo, la superficie de fluencia puede adaptarse a la superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb en condiciones de carga específicas. Dicha comparación se basa en los puntos de coincidencia que ambas superficies de fluencia tienen en el plano desviador (como se muestra en la Figura 4.4). Escribiendo las funciones de fluencia de ambos en la misma Ecuación (4.7).

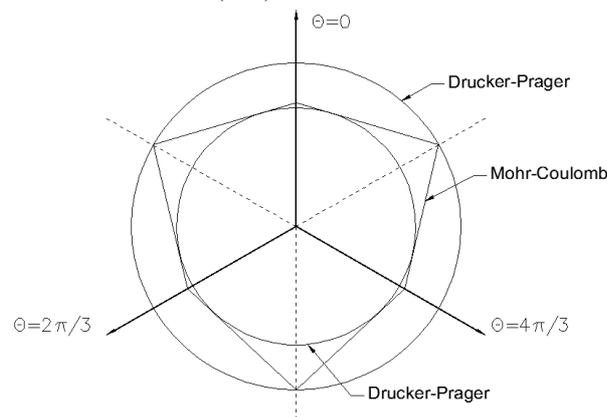


Figura 4.4: Superficies de Fluencia M-C y D-P

$$F = q - p \tan \beta - d = 0 \quad (4.7)$$

Donde  $\beta$  y  $d$  son dos constantes del material para cada modelo. En la Figura 4.4 se muestran dos casos extremos: uno con el círculo de Drucker-Prager coincidiendo con los vértices externos del hexágono de Mohr-Coulomb y el otro inscrito dentro del mismo hexágono. La primera corresponde a una condición de compresión triaxial, mientras que la última a una condición de deformación plana. Entonces los coeficientes  $\beta$  y  $d$  se pueden calcular con las expresiones (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**):

$$\text{Compresión (triaxial)} \left\{ \begin{array}{l} \tan \beta = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \\ d = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \end{array} \right. \quad (4.8)$$

$$(4.9)$$

$$\text{Estado de tensión plana} \left\{ \begin{array}{l} \tan \beta = \frac{\text{tg } \phi}{\sqrt{9 + 12 \text{tg}^2 \phi}} \\ d = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \text{tg}^2 \phi}} \end{array} \right. \quad (4.10)$$

$$(4.11)$$

#### 4.5 Modelo Porous Elastic

En (Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.) se define un modelo de elasticidad no lineal isotrópico que permite relacionar los cambios de volumen con la presión aplicada en el rango elástico. Se recomienda utilizar siempre el modelo de Porous Elastic junto con modelos de plasticidad que permitan cambios de volumen en el rango plástico, como por ejemplo Drucker-Prager Modificado.

El modelo se basa en las observaciones experimentales, realizadas sobre materiales porosos, entre la variación en la relación de vacíos ( $e$ ) y las variaciones en el logaritmo de las tensiones de compresión. En base a lo anterior se puede escribir:

$$d\varepsilon^{el} = -k * d[\ln(p)] \quad (4.12)$$

Donde  $p = -\frac{1}{3}I_1$  y  $k$  es el módulo de compresibilidad. Si el material tiene una resistencia a la tracción diferente de cero, entonces la ecuación anterior debe reescribirse:

$$d\varepsilon^{el} = -k * d[\ln(p + p_t^{el})] \quad (4.13)$$

Definiendo el cambio de volumen en función del cambio en la relación de vacíos como:

$$J = \frac{1 + e}{1 + e_0} \quad (4.14)$$

Donde  $e_0$  es la relación de vacíos inicial. Integrando la Ecuación (4.13), se puede hallar la relación de elasticidad volumétrica:

$$\frac{k}{1 + e_0} \ln \left( \frac{p + p_t^{el}}{p_0 + p_t^{el}} \right) = J_{el} - 1 \quad (4.15)$$

Donde  $p_0$  es la presión inicial y  $p_t^{el}$  es la presión límite a tracción del material. Para hallar la relación entre la presión y el cambio de volumen, se puede reescribir la Ecuación (4.15) como:

$$p = -p_t^{el} + (p_0 + p_t^{el}) \exp \left[ \frac{1 + e_0}{k} (1 - \exp \varepsilon_{vol}^{el}) \right] \quad (4.16)$$

La Figura 4.5 muestra una curva típica del comportamiento volumétrico de un material poroso expresada por la Ecuación (4.16).

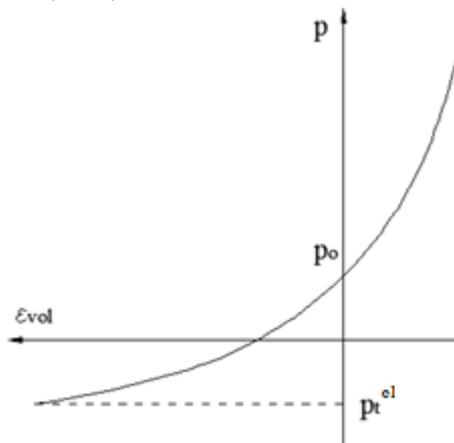


Figura 4.5: Comportamiento Volumétrico de un Material Poroso

Por otro lado, el comportamiento elástico al corte se debe definir eligiendo un módulo de corte constante ( $G = cte$ ) de modo que la rigidez elástica sea independiente de presión o eligiendo una constante de Poisson  $\nu$  de modo que la rigidez elástica aumente a medida que lo hace la presión. En ese último caso, el módulo de corte resulta:

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{2(1 + \nu)k} (p + p_t^{el}) \exp(\varepsilon_{vol}^{el}) \quad (4.17)$$

La relación entre el módulo de elasticidad tangente y la tensión  $p$  se da por lo tanto como

$$E = 2G(1 + \nu) = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{k} (p + p_t^{el}) \left[ 1 + \frac{k}{1 + e_0} \ln \left( \frac{p + p_t^{el}}{p_0 + p_t^{el}} \right) \right] \quad (4.18)$$

A partir de las expresiones de la ley de Hooke generalizada las tensiones desviadoras ( $\mathbf{S}$ ) se relacionan con la parte desviadora de la deformación elástica ( $e^{el}$ ) según la expresión

$$d\mathbf{S} = 2Gde^{el} \quad (4.19)$$

Luego, esta ecuación debe ser integrada para obtener la relación entre tensiones y deformaciones elásticas. Las Ecuaciones (4.15) y (4.18) muestran que  $(p_0 + p_t^{el})$  no debe ser igual a cero para que el modelo funcione. Idealmente, para sólidos granulares secos sin cohesión, el límite elástico de tensión de tracción  $p_t^{el}$  debe ser cero. Como uno de los dos valores debe ser distinto de cero, en los cálculos de suelo cemento realizados en este estudio,  $p_0$  se estableció como cero y  $p_t^{el} = 200000$  Pa.

Como se observa en la Ecuación (4.18), el módulo elástico  $E$  tiene un comportamiento lineal para un rango de presiones. La tasa de cambio del Módulo elástico con respecto a la presión  $p$  se puede incrementar de acuerdo a los parámetros de entrada  $k, v$  y  $e_0$ , mientras que se mantiene constante para el parámetro  $P_{t_{el}}$ .

Por otro lado, la tasa de cambio de la deformación volumétrica  $J_{el} - 1$  con respecto a la presión  $p$  varía en función de los parámetros de entrada  $k, e_0$  y  $P_{t_{el}}$ . La relación de Poisson  $v$ , no afecta el valor de  $J_{el} - 1$  de acuerdo a la Ecuación (4.15).

## 5. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

En función de optimizar y racionalizar el diseño en esta nueva tipología de presas, resulta necesario profundizar en el estudio de las técnicas de cálculo empleadas. En el presente trabajo se estudia la influencia del proceso constructivo en la distribución de las tensiones al fin de la construcción y se la compara con las obtenidas en las técnicas de cálculo clásicas. Para ello se desarrollan dos modelos computacionales en el software multipropósito de elementos finitos ABAQUS v6.13 (2013). En el primero (Modelo 1) se simula el proceso constructivo en capas del cuerpo principal de la presa, excluyendo de la simulación el llenado del embalse y cargas extraordinarias. En el segundo (Modelo 2) se sigue la recomendación de (JDEC) en cuanto al método de cálculo de presas CSG donde se considera que el cuerpo principal está constituido por un único material homogéneo elástico.

### 5.1 Modelo 1

Para estudiar el comportamiento de una presa de materiales CSG se considera la sección típica de una pequeña presa trapezoidal de 29.00m de altura, 56.00m de ancho de base y 7.00m de ancho en el coronamiento, con una inclinación aproximada de  $50^\circ$  para ambas caras laterales y que apoya sobre una fundación rígida.

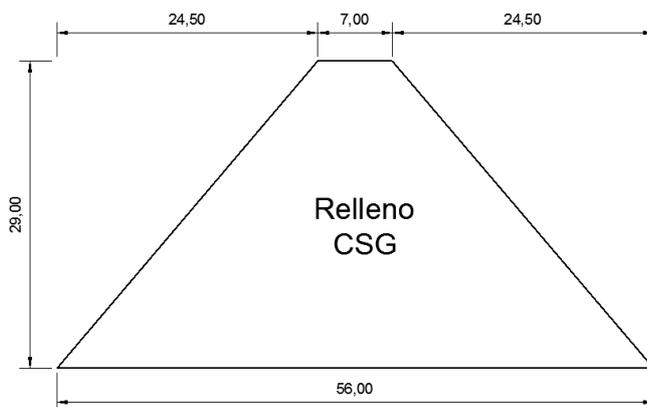


Figura 5.1: Sección Transversal Presa CSG

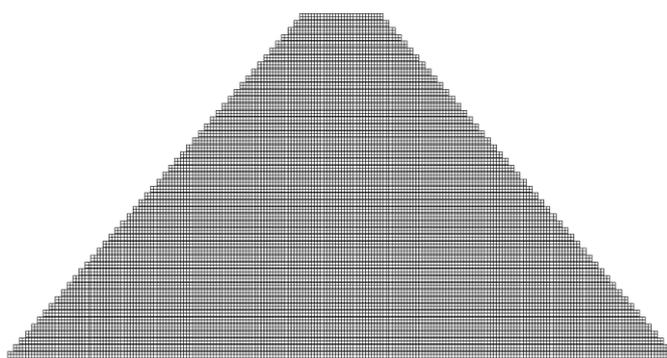


Figura 5.2: Malla de Elementos Finitos en la Sección Típica

La Figura 5.1 muestra la geometría de la presa hasta la altura final de los rellenos en la elevación +29.00m. En la Figura 5.2 se muestra la densidad de la malla de elementos finitos del cuerpo de la presa que consta de 18900 elementos de 0.25m x 0.25m y 19275 nodos. La sección transversal típica de una presa se modela como un problema de deformación plana, con elementos tipo CPE4 (Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.).

#### 5.1.1 Condiciones de Borde

A los nodos inferiores de los elementos que constituyen la primera capa (base) de material se les restringe el desplazamiento en dirección vertical, representando una fundación rígida. A los nodos ubicados sobre las caras de la presa se les restringen los desplazamientos en dirección horizontal, representando la protección de hormigón prefabricado colocado en ambas caras de la presa a medida que se van ejecutando las capas de acuerdo a (JDEC).

#### 5.1.2 Modelo Constitutivo

Para modelar las propiedades mecánicas del material durante la compactación producida por el rodillo, se emplea el modelo constitutivo Porous Media para la parte elástica y Drucker-Prager Modificado para la parte plástica.

#### 5.1.3 Parámetros Adoptados

En función a lo desarrollado en las secciones anteriores y de acuerdo a ensayos triaxiales llevados a cabo por (Limusa, 2004

) para suelos cohesivos, se adoptan los siguientes parámetros para el modelo de Elementos finitos mostrados en la Tabla 5.1. Los valores de  $\beta$  y  $d$  se calculan a partir de los valores adoptados para  $\phi$  y  $c$  de acuerdo a las ecuaciones (4.8) y (4.9).

Parámetro		Valor	Unidad
Densidad (suelto)	$\rho$	1.80	Tn/m <sup>3</sup>
Densidad (compacto)	$\rho$	2.36	Tn/m <sup>3</sup>
Módulo Elástico	$E$	3300	MPa
Relación de Poisson	$\nu$	0.30	-
Relación de Vacíos Inicial	$e_0$	0.30	-
Presión Límite	$p_t^{el}$	0.20	MPa
Presión Inicial	$p_0$	0	MPa

Log. Del Módulo Vol.	$\kappa$	0.020	-
Áng de Fricción - MC	$\phi$	35	°
Cohesión - MC	c	0.35	MPa
Áng de Fricción - DP	$\beta$	50	°
Cohesión - DP	d	0.50	MPa

Tabla 5.1: Parámetros Adoptados

#### 5.1.4 Secuencia Constructiva

La definición del modelo debe incluir varios aspectos a tener en cuenta para la simulación de la secuencia constructiva. En primer lugar se debe definir la geometría completa de la sección transversal de la presa, luego se deben desactivar todos los elementos que representan el relleno, menos la primer capa. El desarrollo del proceso constructivo se modela considerando que las sucesivas capas de material CSG en estado suelto se apoyan en una superficie rígida y se asientan por el efecto del peso y de las cargas de compactación.

El análisis se inicia con la inclusión del peso de los elementos de la primer capa por medio de la aplicación de un esfuerzo de peso propio definido por el programa. Luego se aplica la carga de compactación en la primera capa. Luego se activan los elementos de la segunda capa, donde se vuelve a repetir el proceso de carga/activación de elementos en las sucesivas capas.

De especial importancia es el modo en que se acumulan los asentamientos por deformación durante el proceso constructivo. Al aplicar las cargas correspondientes a una nueva capa, se obtendrán los asentamientos debidos a las cargas de la capa y a la deformación de las capas inferiores. Al activarse una nueva capa de material, ésta deberá ajustarse al espacio dejado por la deformación de la capa inferior, sin que ello genere esfuerzos. Esto se logra definiendo elementos “libres de tensiones” (Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.). Para que se respete la geometría de ésta nueva capa, la altura de la primer fila de nodos debe ser tal que sumada a la deformación de la capa inferior, resulte en un espesor igual a los elementos del resto de la capa. En la [Figura 5.3](#) y [Figura 5.4](#) se esquematiza como se debería definir la geometría de la nueva capa para que se adapte a la deformación de la capa inferior.

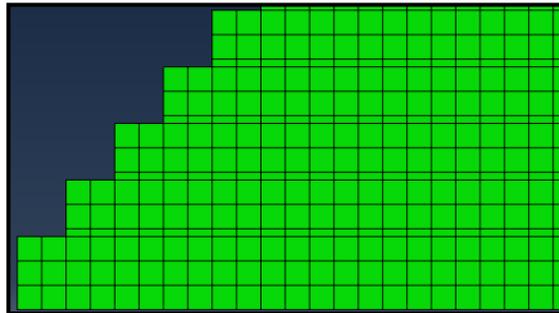


Figura 5.3: Geometría de las Capas antes de la Deformación

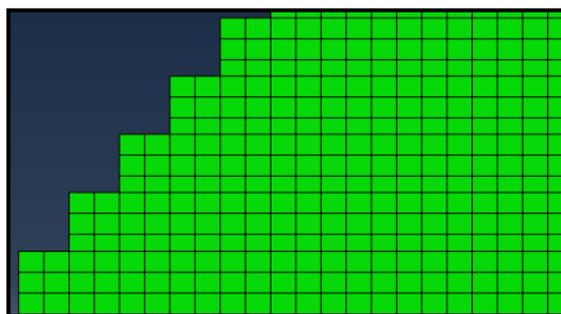


Figura 5.4: Geometría de las Capas luego de la Deformación

### 5.1.5 Determinación del Número de Pasadas de Rodillo

De acuerdo a las recomendaciones de (JDEC), el material CSG se extiende y nivela usualmente en tres (3) capas de 25 cm de espesor, conformando una capa de 75 cm de espesor. Las primeras dos pasadas se realizan sin vibración y luego se continúa con rodillo vibrante hasta alcanzar el peso específico aproximado al establecido en laboratorio. La compactación que se produce en los suelos se ve influida por el número de veces que los equipos pasan sobre el material extendido. Para las primeras pasadas la compactación crece rápidamente, pero después de varias pasadas, el efecto de una pasada posterior disminuye.

Los requisitos de compactación en el campo se establecen a partir de un peso específico seco de proyecto, obtenido en el laboratorio mediante un ensayo Proctor. Resulta lógico que en obra no se logre precisamente el peso específico seco máximo, entonces debe definirse un grado de compactación, como la relación entre el peso específico obtenido durante el proceso ( $\gamma_d$ ) y el máximo especificado en el laboratorio ( $\gamma_{d \text{ máx.}}$ ), de acuerdo a la Ecuación (5.1):

$$G_c(\%) = 100 * \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \text{ máx.}}} \quad (5.1)$$

Sin embargo, esta expresión puede dar un alto porcentaje aún para suelos en estado suelto, resultando inconveniente para evaluar la compactación lograda por un cierto equipo. En base a esto, (**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) adopta una relación diferente, denominada “Compactación Relativa” definida por la Ecuación (5.2):

$$C. R. (\%) = 100 * \left( \frac{\gamma_d - \gamma_{d \text{ mín}}}{\gamma_{d \text{ máx}} - \gamma_{d \text{ mín}}} \right) * \frac{\gamma_{d \text{ máx}}}{\gamma_d} \quad (5.2)$$

Donde  $\gamma_{d \text{ máx}}$  y  $\gamma_d$  tienen el mismo significado que en la Ecuación (5.1) y  $\gamma_{d \text{ mín}}$  el mínimo peso específico seco del material. En esta relación, ahora un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa.

Si se considera el volumen de una porción de suelo de  $1\text{m}^2$  por una altura  $H$ , es posible calcular cuánto se debe compactar el suelo para alcanzar un cierto valor de C.R. conociendo el peso específico del material en estado suelto y en estado compacto, obtenido en laboratorio. En la [Tabla 5.2](#) se muestran los distintos grados de Compactación Relativa para distintas deformaciones partiendo de una altura inicial de 0.75 m para una capa de material.

$\gamma_d \text{ mín}$ [tn/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d \text{ máx}$ [tn/m <sup>3</sup> ]	H [m]	$\Delta H$ [m]	Vol [m <sup>3</sup> ]	m [tn]	$\gamma_d$ [tn/m <sup>3</sup> ]	C.R. [%]
1.80	2.36	0.75	0.00	0.75	1.35	1.80	0.00
		0.70	-0.05	0.70	1.35	1.93	28.10
		0.65	-0.10	0.65	1.35	2.08	56.19
		0.64	-0.11	0.64	1.35	2.11	61.81
		0.63	-0.12	0.63	1.35	2.14	67.43

	0.62	-0.13	0.62	1.35	2.18	73.05
	0.61	-0.14	0.61	1.35	2.21	78.67
	0.60	-0.15	0.60	1.35	2.25	84.29
	0.59	-0.16	0.59	1.35	2.29	89.90
	0.58	-0.17	0.58	1.35	2.33	95.52

Tabla 5.2: C.R. Para Distintas deformaciones por Compactación

Si se establece una exigencia de compactación Relativa mayor o igual al 90%, entonces se puede suponer que la misma se alcanza cuando la deformación por compactación es igual  $\Delta H = 0.17$  m.

A partir de los parámetros del material se realizó la modelación de una muestra de suelo simulando una capa de material compactada por una presión vertical. En la Figura 5.5 se muestra la geometría y el mallado en elementos finitos, así como también las condiciones de borde y de carga de los elementos. El modelo resultante consta de 60 elementos y 84 nodos.

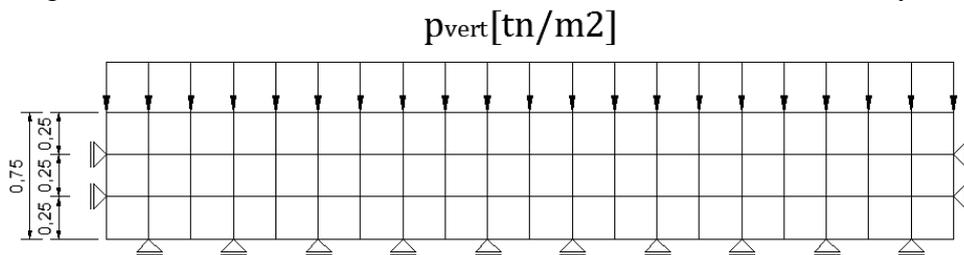
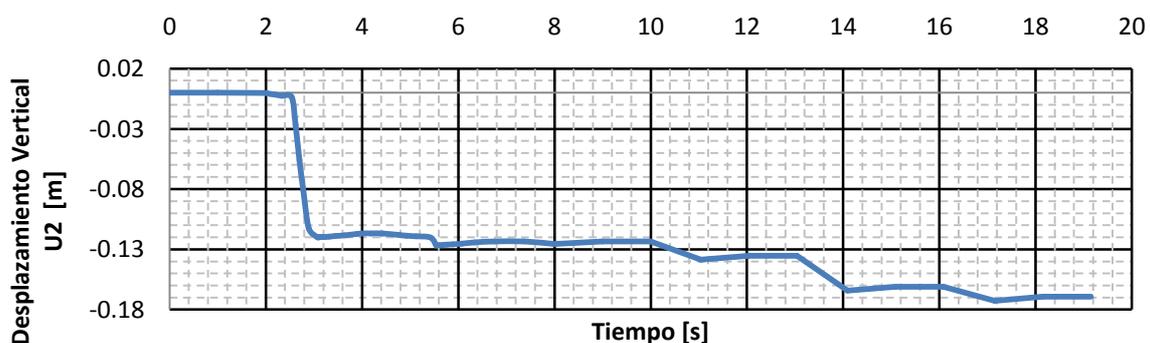


Figura 5.5 – Modelo de Prueba – N° de pasadas del rodillo

Se puede suponer que los desplazamientos del suelo no dependen de la coordenada en la dirección del eje del rodillo. Por lo tanto, para el modelo numérico se aplica la condición de deformación plana. Se supone que una capa de material CSG de 0.75m de espesor (que se compacta) descansa sobre una base rígida. Para poder establecer el número de pasadas de rodillo o la cantidad de veces que se debe activar la carga de presión, es necesario determinar la deformación requerida para alcanzar el grado de compactación exigido. La pasada del rodillo neumático se simula como una presión estática de 800000Pa actuando en un determinado intervalo de tiempo.

En el Gráfico 5.1 se puede observar la evolución de la deformación Vertical en el material CSG vs Tiempo cuando actúa una carga una determinada cantidad de veces. En este caso, cuando la carga se aplica en 6 (seis) oportunidades, el Desplazamiento alcanzado en el material se aproxima a la requerida para que la Compactación Relativa alcance al 95% o más requerido. Además se comprueba que durante la primera pasada del rodillo la compactación es la mayor de todas y luego de varias pasadas el efecto de compactación del rodillo disminuye.



## Gráfico 5.1: Número de Pasadas – Desplazamiento Vertical

**5.2 Modelo 2**

Para el desarrollo de este modelo se considera la misma sección transversal que el caso anterior. Para modelar las propiedades mecánicas del material, se emplea el modelo elástico lineal con los parámetros ya indicados en la [Tabla 5.1](#).

Al tratarse de una sección uniforme compuesta por un material elástico y homogéneo se decide emplear una malla de elementos finitos más simple que se genera automáticamente por el programa, partiendo de un tamaño promedio de elemento de  $0.75\text{m} \times 0.75\text{m}$ . En la [Figura 5.6](#) se muestra la densidad de la malla de elementos finitos del cuerpo de la presa

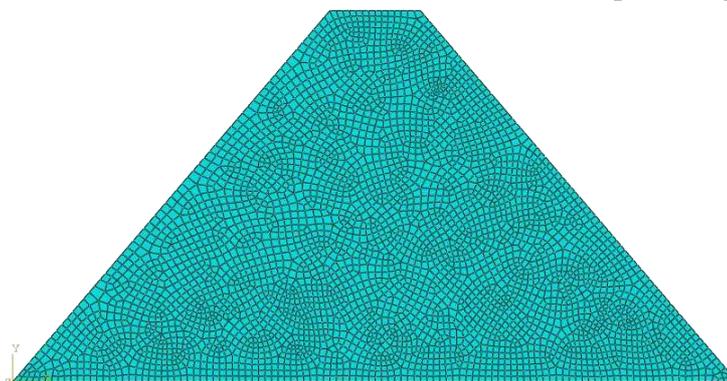


Figura 5.6: Malla de Elementos Finitos sobre la Sección Típica

A los nodos que se encuentran en el contacto roca - presa se les restringe el desplazamiento vertical representando una roca de fundación rígida. A los restantes nodos en los taludes de la sección de la presa no se les restringe el desplazamiento en dirección horizontal a diferencia del modelo anterior.

**5.3 Resultados**

La convención de signos de los diagramas de distribución de campos vectoriales o tensoriales es la utilizada en la mecánica de medios continuos donde la compresión es de signo negativo y la tracción de signo positivo. Salvo para la distribución de presiones donde (Hibbit, Karlson&Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.) adopta  $p = -I_1/3$ . Las unidades de las tensiones o presiones son en Pascales (Pa) mientras que los desplazamientos son en metros (m).

En la [Figura 5.7](#) y [Figura 5.8](#) se muestran los desplazamientos de los nodos en dirección horizontal para el Modelo 1 y 2 respectivamente. Para el primero se evidencia la restricción impuesta en los nodos sobre los laterales de la sección, además los desplazamientos se concentran en el tercio superior de la sección. Mientras que en el segundo se observa un comportamiento típico para una sección trapezoidal que es sometida a una carga de peso propio sin restricción de desplazamiento en las caras de la presa, donde los desplazamientos horizontales se ubican en el tercio inferior de la sección.

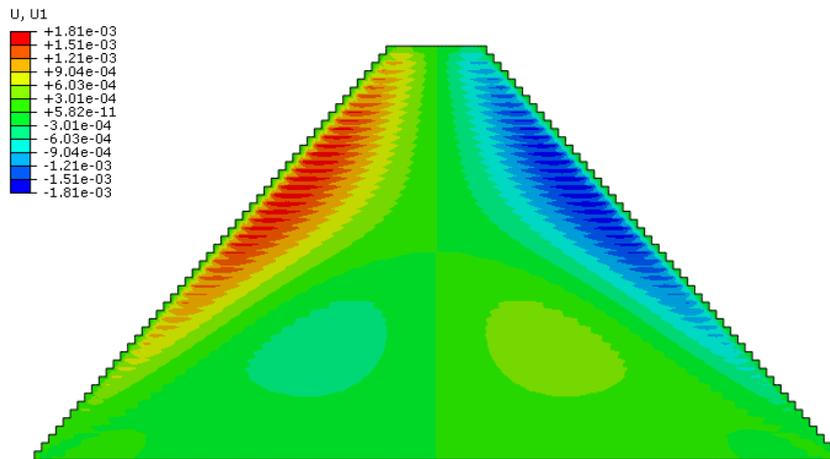


Figura 5.7: Modelo 1 –Desplazamientos en dirección horizontal

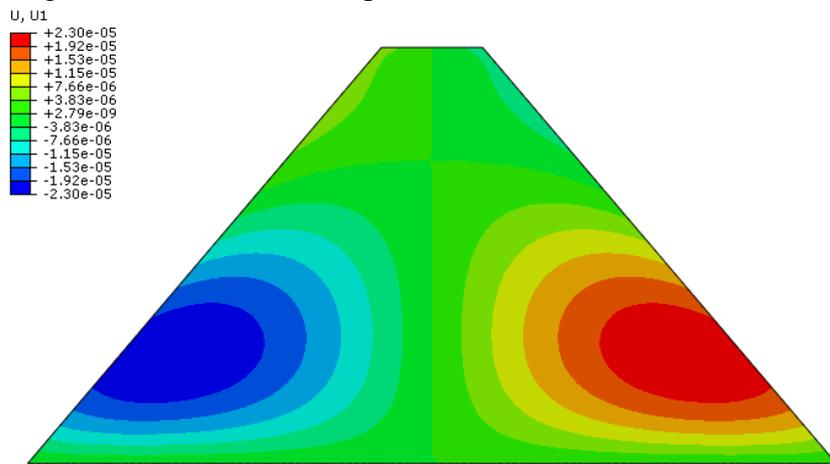


Figura 5.8: Modelo 2 –Desplazamientos en dirección horizontal

En la [Figura 5.9](#) y [Figura 5.10](#) se muestran los desplazamientos de los nodos en dirección vertical para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En el primero se hace visible el proceso constructivo por capas, donde se someten a los elementos de una capa a una deformación permanente por aplicación de carga vertical. Para el segundo es posible observar el comportamiento típico para una sección trapezoidal que es sometida a una carga de peso propio. En este caso no son comparables ambos modelos ya que en el primer modelo además de los desplazamientos por peso propio, se incluyen los desplazamientos permanentes del proceso constructivo, los cuales son de mayor magnitud.

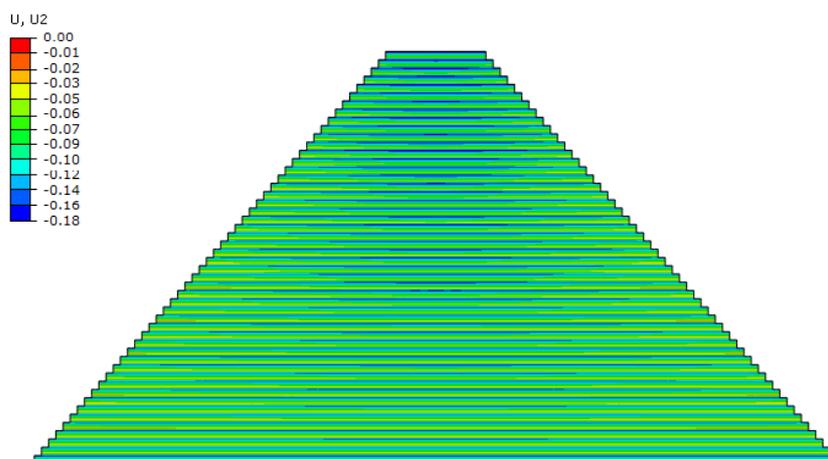


Figura 5.9: Modelo 1 –Desplazamientos en dirección vertical

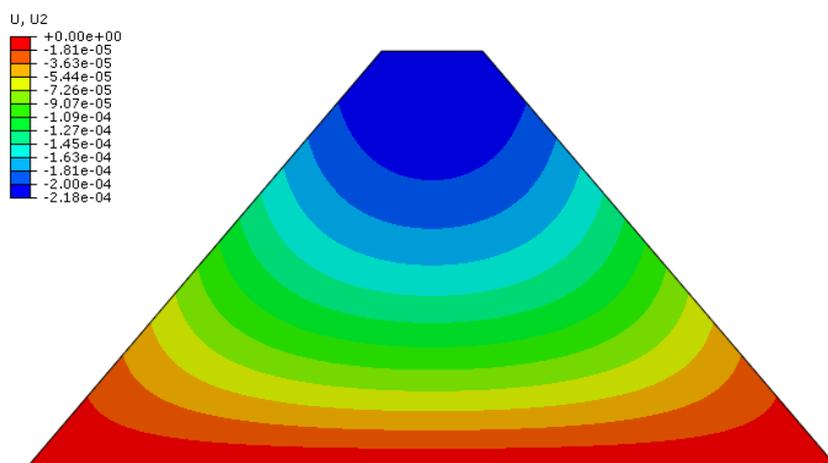


Figura 5.10: Modelo 2 –Desplazamientos en dirección vertical

En la [Figura 5.11](#) y [Figura 5.12](#) se muestra la distribución de presiones para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En ambos casos se observa que las presiones máximas se alcanzan en el núcleo de la presa, disminuyendo a medida que se acercan a las caras de la sección transversal.

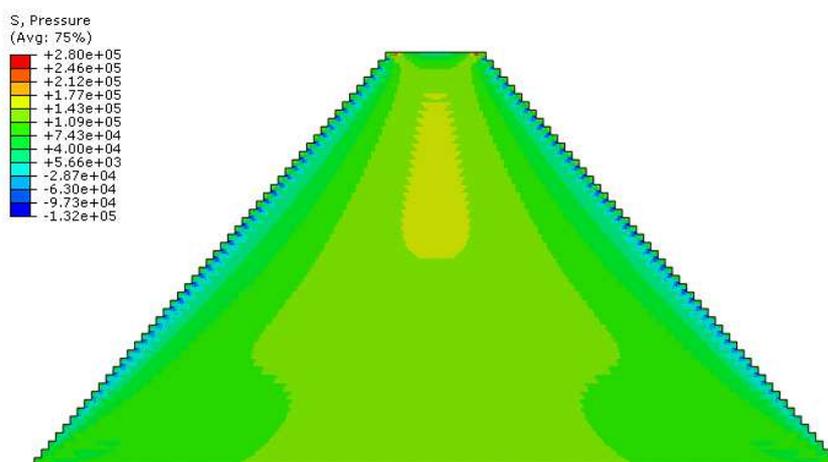


Figura 5.11: Modelo 1 - Distribución de Presiones ( $p = -I_1/3$ )

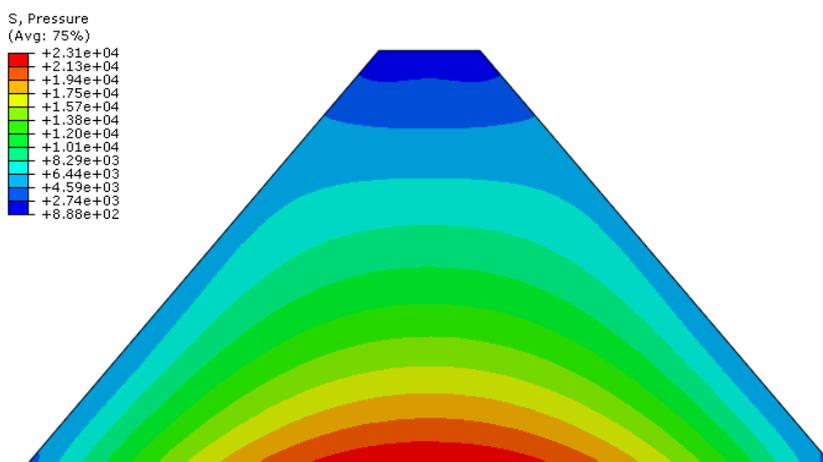


Figura 5.12: Modelo 2 - Distribución de Presiones ( $p = -I_1/3$ )

Para el Modelo 1 (Figura 5.11) se puede apreciar que sobre los faldones de la presa se desarrollan tensiones de tracción, mientras que para el Modelo 2 (Figura 5.12) toda la sección se mantiene en compresión. Este fenómeno puede radicar en las condiciones de borde impuestas sobre el primer modelo para poder simular el proceso constructivo. Esta restricción se efectiviza en obra a través de las protecciones de hormigón pre-moldeado que se colocan en los bordes de cada capa al inicio de la construcción, de acuerdo a las recomendaciones de (JDEC).

En el Modelo 2 se observa una distribución variable de presiones, donde las mayores se concentran en el centro de la base y luego disminuyen hacia los faldones, dicho fenómeno no es típico en este tipo de presas donde se espera que el esfuerzo de corte (y por lo tanto las presiones) sean constantes a lo largo de la base (JDEC). Por otro lado, se observa que el Modelo 1 presenta una distribución de presiones prácticamente uniforme tanto en la base como en todo el cuerpo, lo cual es esperado en presas trapezoidales.

En la Figura 5.13 y Figura 5.14 se observan las distribuciones de Tensiones Máximas en el cuerpo de la presa para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En el Modelo 1 (Figura 5.13) las tensiones máximas de compresión se alcanzan en el centro de la sección de la presa, y disminuyen hacia los faldones, donde aparecen tensiones de tracción, antes mencionadas. En el Modelo 2 (Figura 5.14) también se observan una distribución variable de tensiones, figurando las máximas en el centro de la base y disminuyendo hacia los laterales y coronamiento de la sección de la presa.

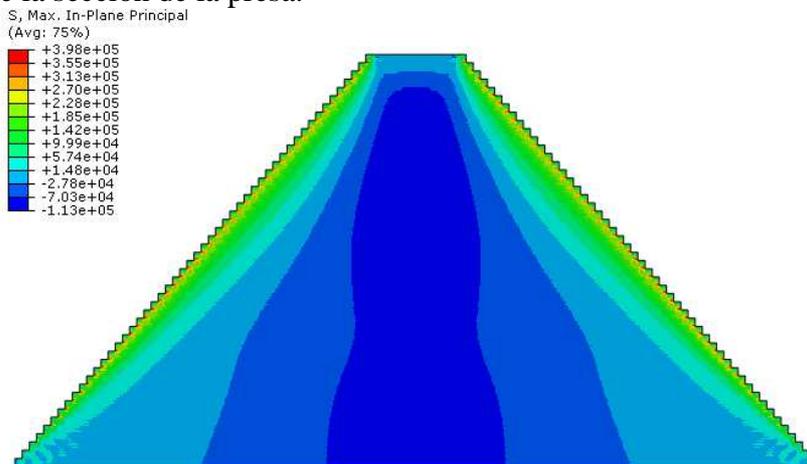


Figura 5.13: Modelo 1 – Distribuciones de Tensiones principales Máximas

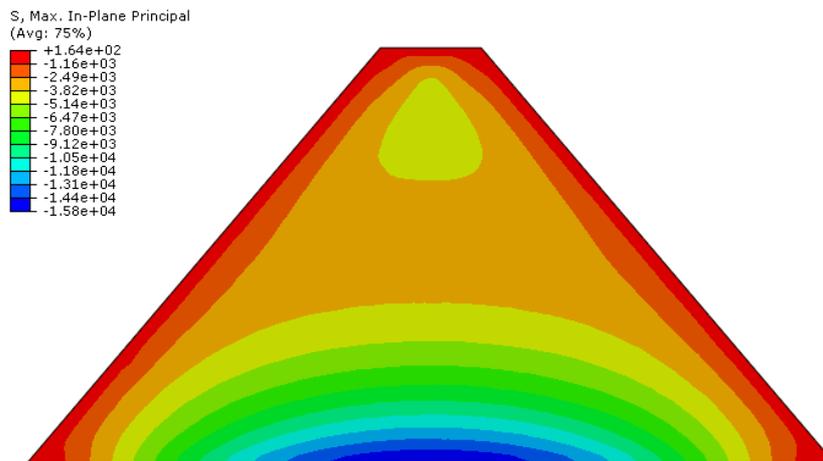


Figura 5.14: Modelo 2 – Distribuciones de Tensiones principales Máximas

En la [Figura 5.15](#) y [Figura 5.16](#) se observan las distribuciones de Tensiones Mínimas en el cuerpo de la presa para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En el Modelo 1 ([Figura 5.15](#)) las mínimas tensiones alcanzadas son de compresión presentando una distribución homogénea en toda la sección, salvo en los vértices de los faldones, debido posiblemente a las restricciones impuestas en los nodos laterales. En el modelo 2 ([Figura 5.16](#)) se observan una distribución variable de tensiones, figurando las máximas en el centro de la base y disminuyendo hacia los laterales y coronamiento de la sección de la presa.

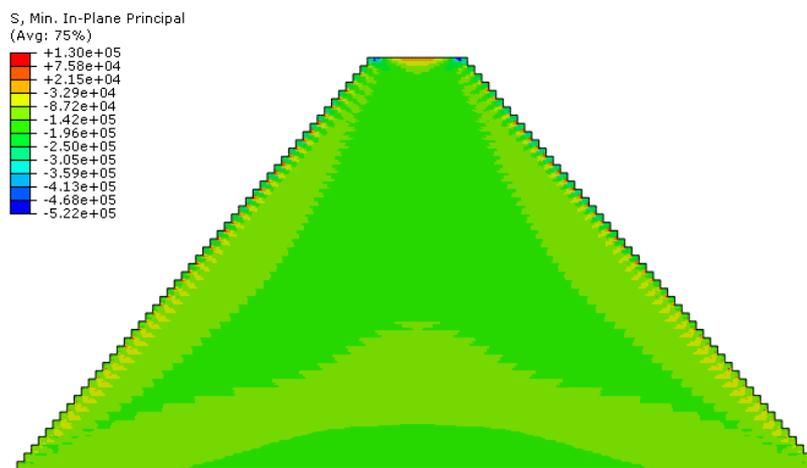


Figura 5.15: Modelo 1 – Distribuciones de Tensiones principales Mínimas

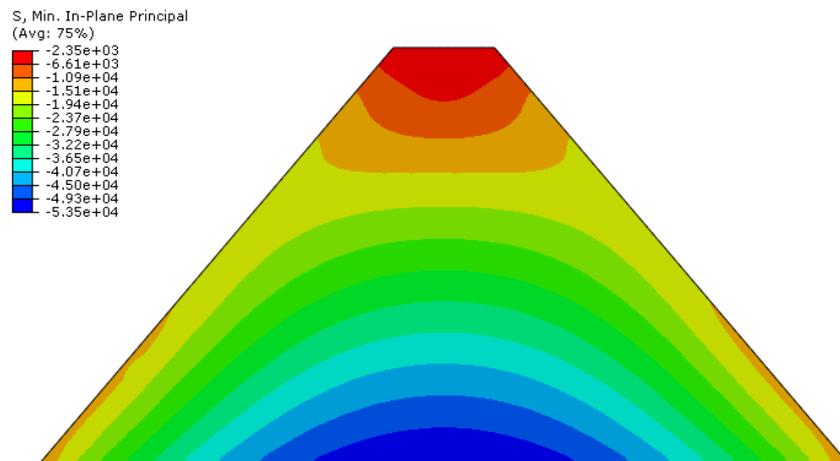


Figura 5.16: Modelo 2 – Distribuciones de Tensiones principales Mínimas

En la [Figura 5.17](#) y [Figura 5.18](#) se muestran las distribuciones de las tensiones normales horizontales para el Modelo 1 y 2 respectivamente. Las tensiones horizontales observadas son consistentes con la distribución de tensiones mínimas ([Figura 5.11](#) y [Figura 5.12](#)) ya que la única carga considerada en este caso es gravitatoria.

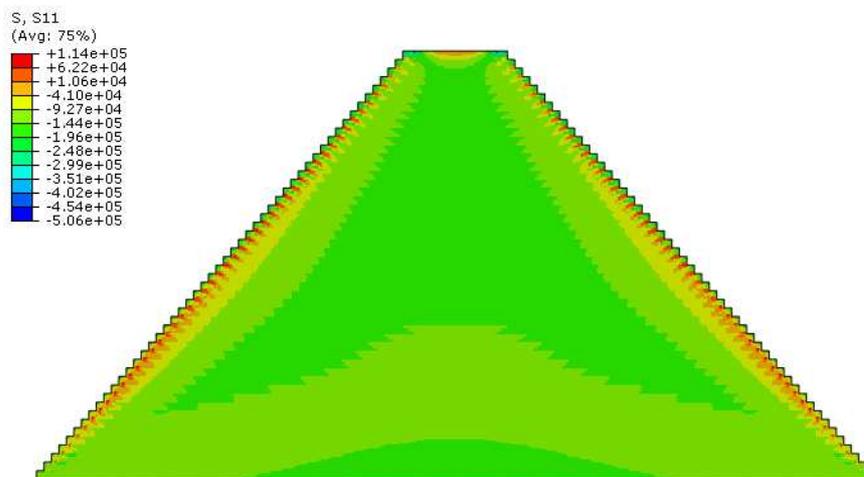


Figura 5.17: Modelo 1 – Distribución de Tensiones normales Horizontales

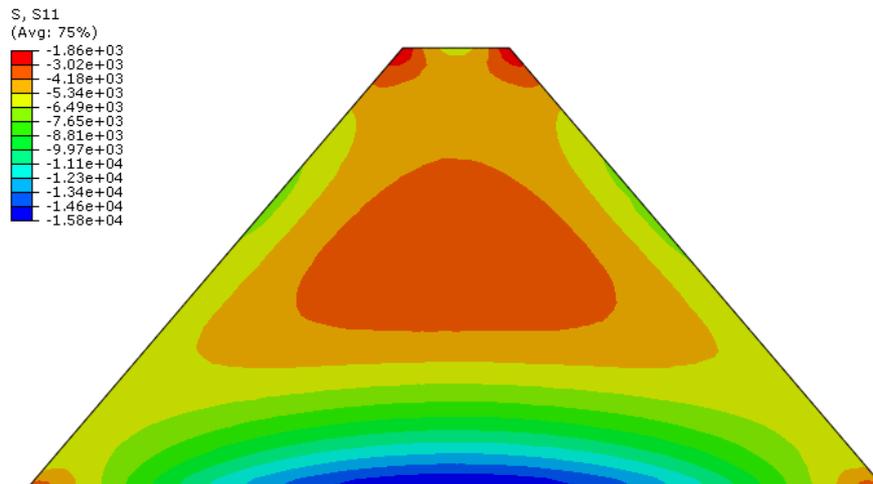


Figura 5.18: Modelo 1 – Distribución de Tensiones normales Horizontales

En la [Figura 5.19](#) y [Figura 5.20](#) se muestran las distribuciones de las tensiones normales verticales para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En este caso las tensiones verticales observadas se corresponden con la distribución de tensiones máximas ([Figura 5.13](#) y [Figura 5.14](#)) al considerar al peso propio como única carga.

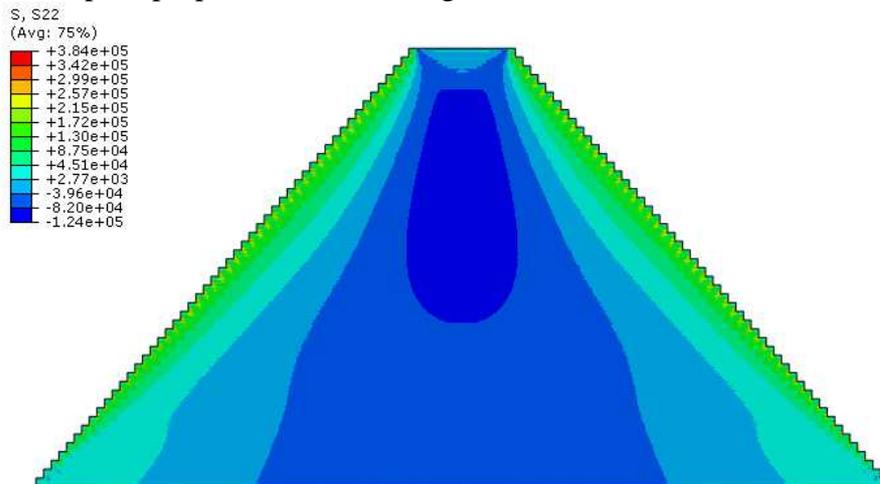


Figura 5.19: Modelo 1 – Distribución de Tensiones normales Verticales

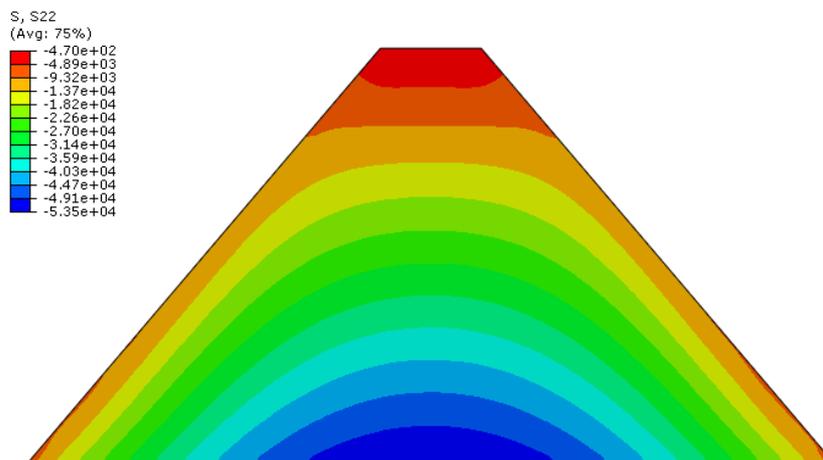


Figura 5.20: Modelo 2 – Distribución de Tensiones normales Verticales

## 6. CONCLUSIONES

Para proceder a la simulación del proceso constructivo de una presa CSG es necesario relacionar los cambios de volumen con la presión aplicada. Para ello se ha aplicado un modelo elasto-plástico para el material, compuesto por el modelo Porous Media para la parte elástica y Drucker-Prager para la parte plástica, calculado por el método de Elementos Finitos.

A partir de la obtención de los diagramas de distribución de presiones se puede concluir que la restricción de los desplazamientos horizontales de los nodos del faldón en el Modelo 1 produce un confinamiento del material en el cuerpo de la presa en comparación al Modelo 2 y genera en los faldones tensiones de tracción. Así mismo se concluye que incluir en la simulación el proceso constructivo de una presa CSG mejora la estimación de la distribución de presiones en la sección de la misma, acercándose a lo esperado en presas de sección trapezoidal, pudiendo reproducir con mayor precisión el comportamiento de la misma.

Por otro lado se pudo comprobar a través de ensayos de laboratorio las propiedades de las CSG con materiales provenientes de la zona del Alto Valle de Río Negro y Neuquén, los cuales mostraron un comportamiento favorable tanto en estado suelto (trabajabilidad) como en estado compacto (resistencia y módulo de elasticidad). El reemplazo de un porcentaje de cemento por arcilla no produce una gran variación en la resistencia final del material compacto y aumenta la trabajabilidad en el material suelto. Por lo tanto es posible reducir la cantidad de cemento por unidad de volumen, reduciendo los costos de fabricación, el impacto ambiental y el calor de hidratación.

## REFERENCIAS

- Hibbit, Karlson&Sorensen, Inc. 1998, *Abaqus Theory Manual*, Abaqus Version 6.6-4, 1998.
- Buil J.M., Berga L., Jofré C., Chonggang S. *Roller Compacted Concrete Dams*, CRC Press, 2003.
- Desai, C., Siriwardane, H. *Constitutive Laws for Engineering Materials. With Emphasis on Geologic Materials*. Prentice Hall, 1984.
- JDEC 2007, *Engineering Manual for Construction and Quality Control of Trapezoidal CSG Dam*, Japan Dam Engineering Center, 2017.
- Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A. *Mecánica de Suelos. Tomo 1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Limusa, 2004
- Mostafa K. (2010). *Numerical Modeling of Dynamic Compaction in Cohesive Soils*, PHD Thesis University of Akron, 2010