

Modelación numérica del comportamiento de la represa del proyecto hidroeléctrico El Guavio

Numeric modelling of the dam behavior at El Guavio hydroelectrical project

CARLOS FERNANDO PEÑA PINTO¹ - RICARDO SALAZAR FERRO²

1. Magíster en Ingeniería Geotécnica.

2. Magíster en Ingeniería Civil. Profesor titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

carlos.pena@mail.escuelaing.edu.co - ricardo.salazar@escuelaing.edu.co

Recibido: 12/03/2018 Aceptado: 15/04/2018

Disponible en http://www.escuelaing.edu.co/es/publicaciones_revista
<http://revistas.escuelaing.edu.co/index.php/reci>

Resumen

En el presente artículo se registran los resultados de la modelación numérica que se realizó del comportamiento, relativo a esfuerzos efectivos, presiones de poros y deformaciones, de la represa Alberto Lleras, dentro del proyecto hidroeléctrico El Guavio. Esta represa es del tipo ECRD (*Earth Core Rockfill Dam*), tiene una altura de 247 m y posee registros de instrumentación de más de 20 años. Lo anterior se logró mediante la implementación del *software* Abaqus, que utiliza el método de elementos finitos y el acoplamiento entre flujo y deformaciones, simulando las diversas etapas del proyecto, como la construcción (5 años), reposo (2,5 años), primer llenado (5 meses) y operación.

En la modelación se identifican factores importantes en la evolución del comportamiento de la represa en materia de la trayectoria de esfuerzos, deformaciones y condiciones de carga, suponiendo que el núcleo de arcilla se encuentra saturado. Se llega a apreciaciones valiosas, tales como que la geometría y los esfuerzos del núcleo se “cuelgan” de los espaldones en enrocado y se hace referencia a un potencial de almacenamiento de energía del núcleo hasta un punto culmen, determinado por las condiciones de frontera del modelo y las propiedades del material.

Palabras claves: condiciones de carga (drenada y no drenada), presiones de poros, compresibilidad, plasticidad, esfuerzo promedio efectivo, colgamiento.

Abstract

This article shows the results of a numeric modelling performed for the behavior, in terms of effective stress, pore pressure, and strains, of Alberto Lleras Dam at El Guavio hydroelectrical project. This is an ECRD (Earth Core Rockfill Dam), 247 meters high, and has instrumentation records over 20 years old. All of the above was achieved through the implementation of Abaqus software, which uses the finite element method and coupling between flow and strains, simulating each of the project stages, such as construction (5 years), settlement (2.5 years), first filling (5 months), and operation.

In the modelling, important factors in dam behavior evolution were identified regarding stress trajectories, strains, and load conditions, assuming the clay core is saturated. Meaningful conclusions were reached, e.g. the core geometry and stress depend on the rock dam shoulders and refers to core energy storage potential until a breaking point, determined by the frontier conditions of the model and material properties.

Keywords: load conditions (drained and undrained), pore pressure, compressibility, plasticity, effective average stress

Hoy en día, la simulación de problemas complejos mediante *software* especializado ayuda a entender mejor los procesos que se generan en la ingeniería, además de que permite diseñar y prever el comportamiento que las estructuras tendrán en su vida de servicio. Dado que la represa Alberto Lleras posee registros de instrumentación y es una estructura que se encuentra en una interacción compleja y acoplada entre redes de flujo de agua y deformaciones en el esqueleto sólido, se decidió realizar una idealización geométrica y modelación numérica de esta obra, asignando los parámetros geotécnicos hallados en ensayos de laboratorio, para luego comparar estos resultados con los que evidencia la instrumentación. Para el desarrollo y entendimiento del análisis se tomaron como base la teoría de flujo en medios porosos bajo deformación, los modelos constitutivos elástico (ley generalizada de Hooke) y elastoplástico (modelo Cam Clay modificado), y el método de los elementos finitos.

Se debió definir un sistema de unidades para el programa de elementos finitos (tabla 1), ya que éste no trae uno por omisión, de la siguiente manera:

Luego se caracterizaron los materiales de transición y espaldones mediante el modelo elástico, donde los parámetros relevantes son el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν), la fuerza de cuerpo está definida por la densidad y su propiedad hidráulica es la permeabilidad (tabla 2).

Para el material del núcleo se utilizó el modelo elastoplástico modificado Cam Clay. Los parámetros en esta

ocasión para la zona de plasticidad son la relación de esfuerzos en el estado crítico (M), la pendiente de la línea de consolidación normal en el plano e vs. $\ln p'$ (λ) y la relación de vacíos en la línea de consolidación normal, correspondiente a una presión unitaria (e_1). Las propiedades elásticas quedan definidas por la pendiente de la línea de recompresión en el plano e vs. $\ln p'$ (k) y la relación de Poisson (ν). Para finalizar, la fuerza de cuerpo está caracterizada por la densidad y el comportamiento hidráulico mediante la permeabilidad. Los parámetros anteriormente relacionados y sus respectivos valores para el núcleo se presentan a renglón seguido (tabla 3).

Tabla 3
Parámetros del material elastoplástico

Parámetro	Núcleo
M	1
k	0,002
e_1	0,4
λ	0,02
ν	0,4
Densidad	0,001804
Permeabilidad	$1,1574 \times 10^{-8}$

Para la modelación de elementos finitos se emplearon elementos cuyos grados de libertad eran desplazamientos y presiones en condición de deformaciones en el plano. Además, se estableció como condición de frontera mecánica que en la base (fundación) se restringieran

Tabla 1
Sistema de unidades utilizado en el programa de elementos finitos

Longitud	Fuerza	Esfuerzo	Tiempo	Permeabilidad	Peso unitario	Densidad
m	MN	MPa	s	m/s	MN/m ³	Gg/m ³

Tabla 2
Parámetros de los materiales elásticos

Parámetro	Enrocado 3C Aguas arriba	Transición	Enrocado 3B	Enrocado 3C Aguas abajo
Módulo de Young (E)	70	70	124	87
Relación de Poisson (ν)	0,3	0,3	0,3	0,3
Densidad	0,0019	0,0018	0,0019	0,00185
Permeabilidad	5×10^{-1}	1×10^{-3}	3×10^{-1}	5×10^{-1}

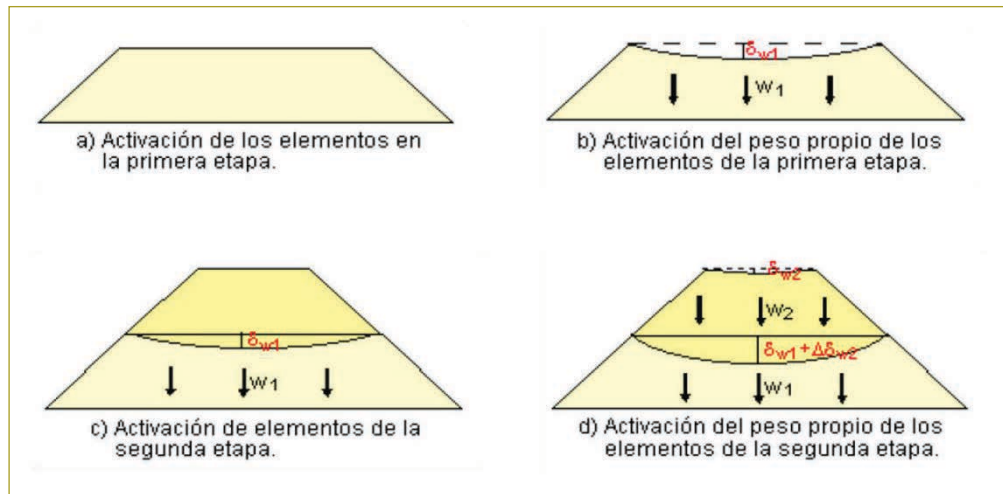


Figura 1. Modelación de capas sucesivas con material elástico únicamente.

los desplazamientos verticales y horizontales (Despl. $X =$ Despl. $Y = 0$) y como condiciones hidráulicas que los enrocados (3B y 3C) funcionaran como drenajes, es decir, que su presión de poros fuera igual a cero y que la fundación fuera impermeable.

Para la etapa de construcción, que va desde la colocación del primer relleno hasta el final de la construcción (EOC), se modeló el proceso de conformación del relleno en capas sucesivas ascendentes para zonas donde sólo se involucró el material elástico de la manera como se ve en la figura siguiente (figura 2).

Por el contrario, para modelar el proceso constructivo de capas sucesivas en zonas donde se involucraba el material elastoplástico, se determinó el siguiente desarrollo de superposición de estratos:

Se obtuvieron resultados específicos a lo largo del tiempo en zonas específicas de análisis, así como también resultados gráficos por contornos. Como primer foco de análisis se tienen los resultados de los puntos de control conseguidos (figura 3) y se comparan con los registros de presiones de poros (u), celdas de presión (CP) y sensores neumáticos de asentamiento (SNA).

Igualmente, se solicita al programa la realización de las gráficas de trayectoria de esfuerzos (esfuerzo promedio - p' vs. esfuerzo de distorsión Von Mises - q), de compresibilidad, de variación de p' y q en función del tiempo y la variación de las componentes ortogonales del esfuerzo promedio en el tiempo.

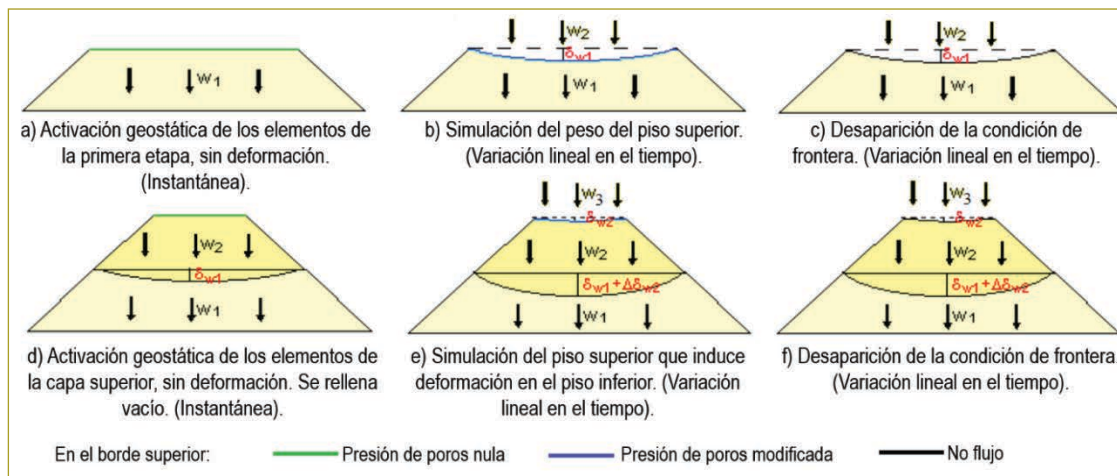


Figura 2. Modelación de capas sucesivas que poseen material elastoplástico.

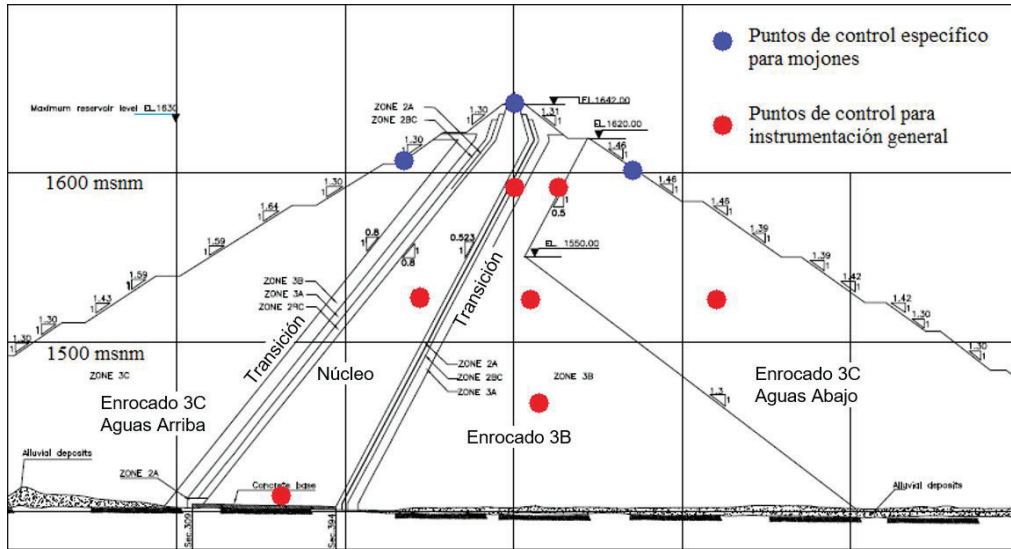


Figura 3. Zonificación y puntos de análisis de la simulación numérica.

Para el punto en el núcleo a la elevación 1520 msnm se obtuvieron las siguientes gráficas (figura 4), en las que se puede observar que mediante la modelación no se alcanzan las presiones de poros que la instrumentación registra durante construcción, los valores son bajos (del orden de 0,2 MPa) y hacen que los esfuerzos efectivos sean cercanos a los esfuerzos totales. Durante el periodo de reposo (desde el final de la construcción hasta el inicio del llenado), en la modelación se obtienen tendencias horizontales de esfuerzos, mientras que para la instrumentación se observa un notorio descenso de la

presión de poros (0,5 MPa de disipación) y los esfuerzos totales tienen una tendencia similar. Lo anterior se puede explicar mediante un colgamiento del núcleo en los espaldones, que hace que el agua fluya y se intente producir un proceso de consolidación en el núcleo, pero como hay restricción de movimiento del esqueleto de éste (casi empotramiento en la interfase suelo- espaldones), no se deformará y por lo tanto no habrá incremento en el esfuerzo efectivo. Como el esfuerzo total es la sumatoria del esfuerzo efectivo y la presión de poros, los esfuerzos efectivos prácticamente tendrán el mismo

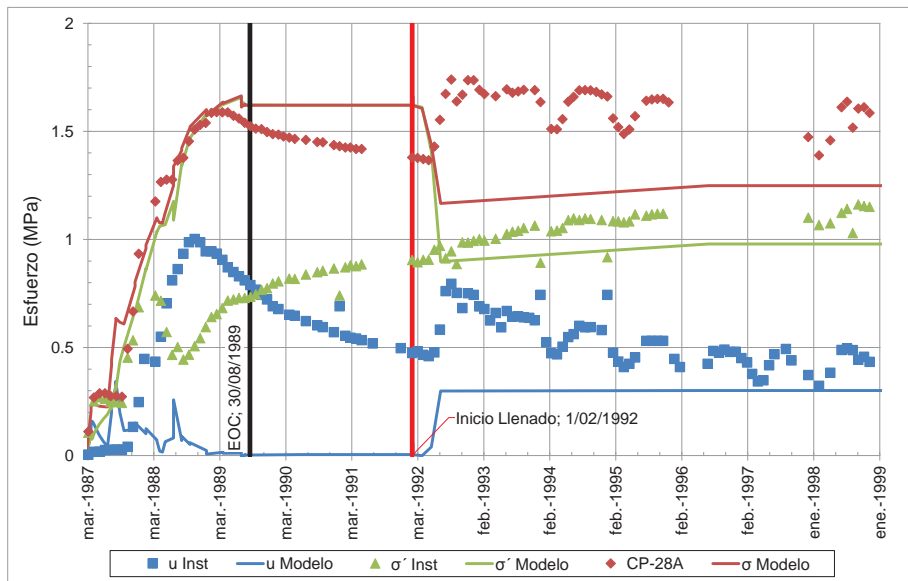


Figura 4. Comportamiento de esfuerzos en dirección vertical y presiones de poros, núcleo EL.1520 msnm.

comportamiento de la presión de poros, porque los esfuerzos efectivos permanecen constantes. Para poder llegar a este punto de disipación de energía, el núcleo tuvo que haber acumulado una presión de poros considerable hasta el final de la construcción y luego dejarla perder. Mediante el programa de elementos finitos se verificó que para una combinación de condiciones de frontera y de carga, y con las propiedades hidráulicas del material, se llega a un punto culmen de acumulación de energía, que como se puede observar en la simulación llegó a un máximo de 0,35 MPa, y parece como si se transformara en una propiedad inherente del material a una altura determinada.

Un fenómeno notorio en el periodo del primer llenado mediante la modelación numérica es que, por medio del proceso de carga hidráulica (ascenso del nivel del embalse), la presión de poros repercute en una disminución de los esfuerzos totales; se observa que el decremento de esfuerzo efectivo es mayor que el incremento de la presión de poros, lo que da como resultado un descenso en los esfuerzos totales. El comportamiento de los registros de instrumentación en este periodo para los esfuerzos totales es contrario, ya que aumentan muy parecido a como aumentan las presiones de poros con los esfuerzos efectivos constantes, similar a un proceso de carga no drenado dentro del rango elástico.

Sin embargo, el valor del incremento de presión de poros de la instrumentación es muy cercano al del modelo, del orden de 0,3 MPa, lo que indica que las propiedades

hidráulicas escogidas del modelo están de acuerdo con los datos *in situ* y que se está presentando una reducción de energía cercana al 70 % dentro del núcleo.

Por último, durante la operación, la instrumentación sigue mostrando un proceso de “consolidación” fallida, producida por el colgamiento del núcleo en los espaldones, mientras que con el modelo se llega a un equilibrio hidráulico sin incremento de presiones de poros.

De las figuras siguientes (figuras 5 y 6), que contienen únicamente datos proveniente de la modelación numérica, se puede observar que durante el proceso de construcción existe una tendencia ascendente del esfuerzo promedio p' y del esfuerzo de distorsión q , lo que indica un proceso de carga parcialmente drenado en la zona elastoplástica, debido a que el suelo se implementó en una condición inicial normalmente consolidada, junto con el mayor decremento de relación de vacíos. En el periodo de reposo, hay un equilibrio sin incrementos de esfuerzos. Luego, en el tiempo correspondiente al primer llenado, se aprecia que el esfuerzo promedio tiene una tendencia descendente, producida por el incremento de presión de poros en función de las ecuaciones constitutivas y las de acoplamiento. También sobresale un punto de inflexión (o quiebre) en la gráfica de q , que diferencia el paso de un proceso de descarga parcialmente drenado dentro de la zona elástica a un proceso de carga no drenado en la zona elastoplástica (decremento de p' y aumento de q); en ambos procesos no se percibe una variación mayor en la relación de

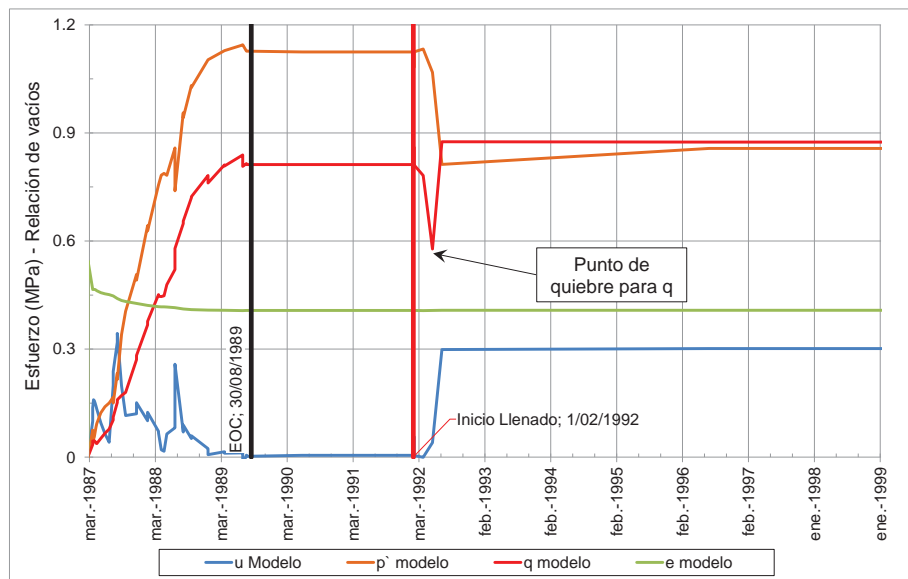


Figura 5. Variación p' y q en función del tiempo. Núcleo EL. 1520 msnm.

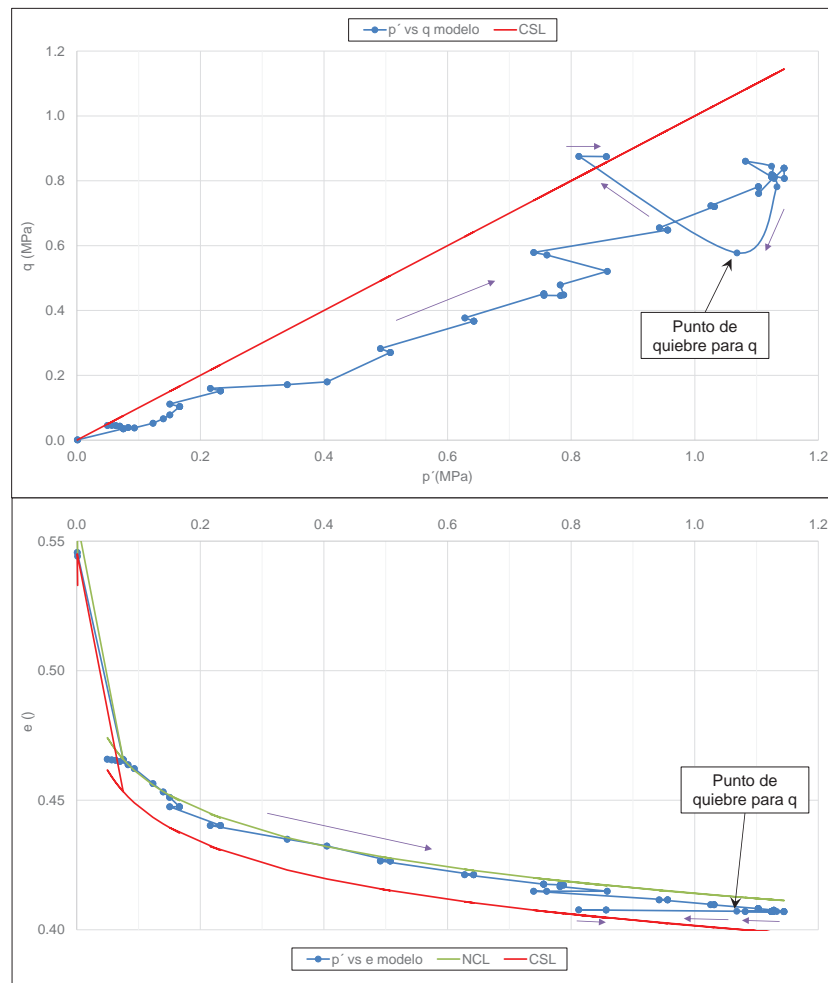


Figura 6. p' vs. q y p' vs. Relación de vacíos (e). Núcleo EL. 1520 msnm.

vacíos del suelo debido al valor bajo del parámetro de expansión (k), por lo que se señala que antes y después del quiebre en q , es la presión de poros la que intenta conducir al suelo a la falla, generando distorsiones pero pocos cambios volumétricos. Ya en el periodo de operación se observa que la presión de poros y q permanecen constantes, pero p' aumenta un poco su valor, lo que se puede atribuir a una acomodación del esqueleto.

Durante la construcción se observa un incremento de esfuerzo axial en todas las direcciones (vertical, horizontal y perpendicular al plano de análisis), lo que indica que el suelo se está comprimiendo por el proceso de carga de superposición de estratos (figura 7). Luego, en el periodo de reposo, se tiene una distribución horizontal sin variación de esfuerzos. En la etapa de llenado, el decremento de presión se distribuye en las componentes direccionales de esfuerzos (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ_{12}) en función de la condición de carga y de la

dirección y magnitud de la velocidad de infiltración del agua, que puede repercutir en un aumento de los esfuerzos efectivos verticales si la dirección de flujo es hacia abajo; su magnitud es considerable, en especial si se presume que no hay lavado de material; lo mismo ocurre en la componente horizontal, donde es posible que la velocidad de infiltración debilite o fortalezca el contacto entre las partículas del esqueleto. Los picos y cambios de pendiente en las gráficas durante el llenado coinciden con el punto de quiebre encontrado en la gráfica de q , mostrando que antes había una condición de carga drenada (alta influencia de la velocidad de flujo) y después es una condición no drenada, donde el efecto de la velocidad de flujo se reduce. Específicamente en este caso se observa que el esfuerzo horizontal es el que aumenta en la condición de carga drenada, lo que muestra que el flujo lo está “fortaleciendo” en su configuración sólida.

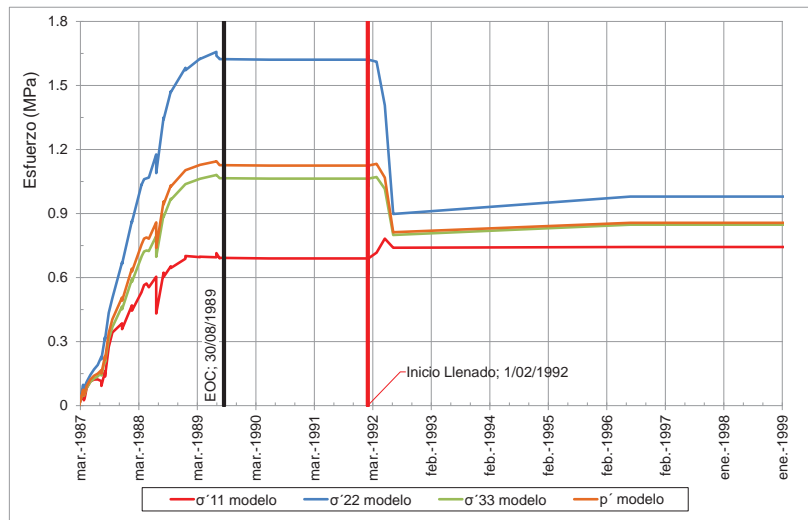


Figura 7. Componentes direccionales (σ'_{11} horizontal, σ'_{22} vertical, σ'_{33} perpendicular y σ_{12}) del esfuerzo promedio (p'). Núcleo EL. 1520 msnm.

Ahora, tomando como punto de análisis los esfuerzos efectivos horizontales durante la construcción (figura 8), que en un comienzo se calcularon como una fracción de los efectivos verticales, se observa que su evolución es cercana a la de los calculados por la instrumentación, señalando una buena distribución de la tensión hidrostática (p') en cada uno de sus componentes de dirección (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ_{12}). En esta ocasión, nuevamente, influye la posesión de una distribución de presión de poros distinta e inferior a la encontrada en campo, que repercute en la obtención de valores de esfuerzos totales diferentes y menores que los encontrados en sitio. En esta ocasión, durante el primer llenado, hay aumento del esfuerzo total en la dirección

horizontal, apoyado por el incremento del esfuerzo axial en esa dirección, que vino de la repartición de p' en componentes direccionales. En la instrumentación durante operación se mantiene la disipación de presión de poros sin que las tome el esfuerzo efectivo y haciendo que los esfuerzos totales bajen, mientras que en la modelación ya todo se encuentra en equilibrio.

Se observa que los valores específicos de asentamiento arrojados por el programa son menores que los registrados en campo, pero la tendencia de comportamiento es similar (figura 9). Esto se puede deber a la adopción de bajos valores para los parámetros de deformación plásticos (λ). Se supone que al realizar una modelación con valores más altos de las pendientes de

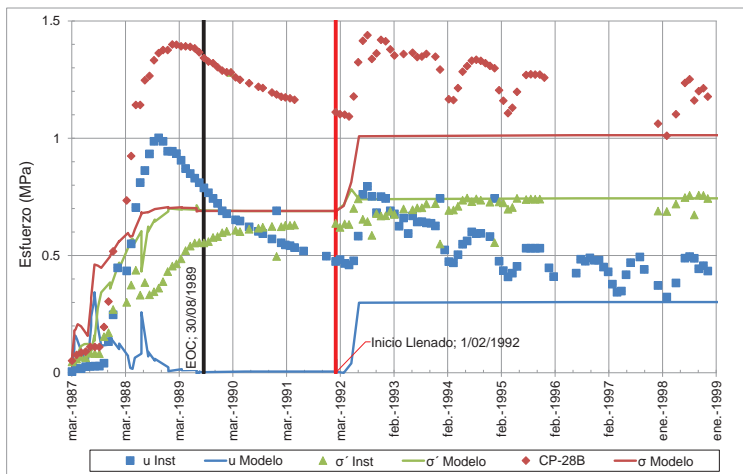


Figura 8. Comportamiento de esfuerzos en dirección horizontal y presiones de poros. Núcleo EL. 1520 msnm.

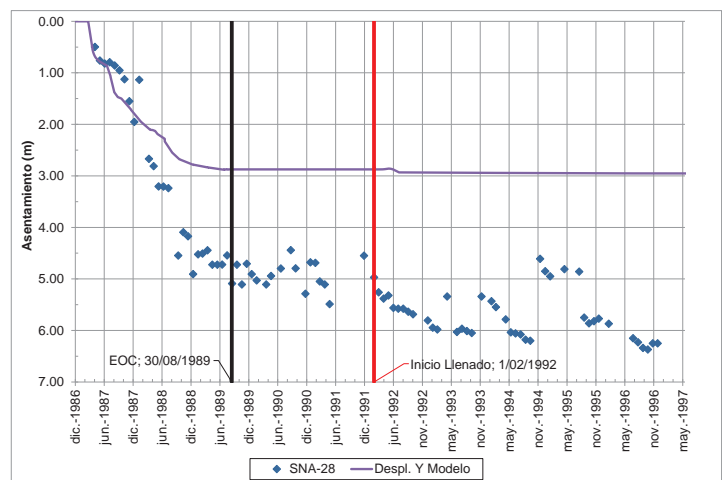


Figura 9. Asentamientos. Núcleo EL. 1520 msnm.

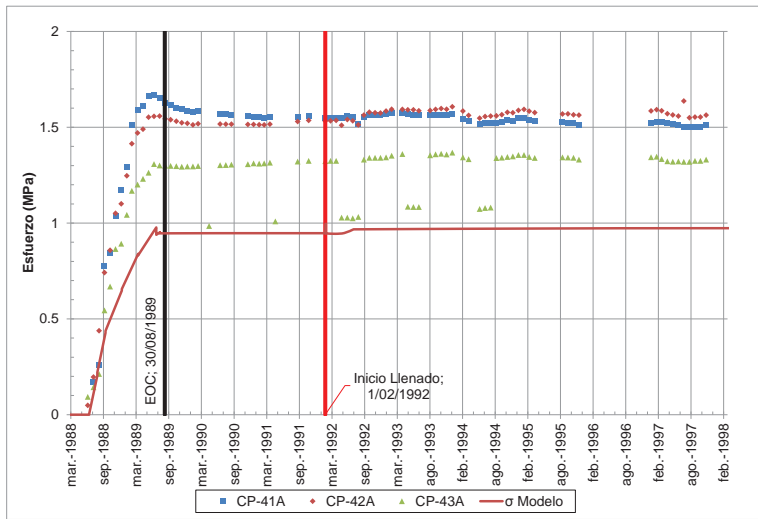


Figura 10. Esfuerzos en dirección vertical. Transición EL. 1590 msnm.

las líneas de recompresión y consolidación normal, la tendencia seguirá siendo la misma, pero los valores se aproximarán más a los “reales”, sin olvidar que se puede incurrir en problemas de convergencia debido al incremento de deformación que se generará y al respectivo acople con el medio líquido.

Los resultados anteriores se presentan de manera similar para el otro punto de análisis dentro del núcleo de la presa.

Con respecto al punto de análisis ubicado en la transición, se observa que los valores de esfuerzo obtenidos por el modelo están por debajo de los de instrumentación, pero con una tendencia bastante similar. Con respecto a las deformaciones, la tendencia de simulación

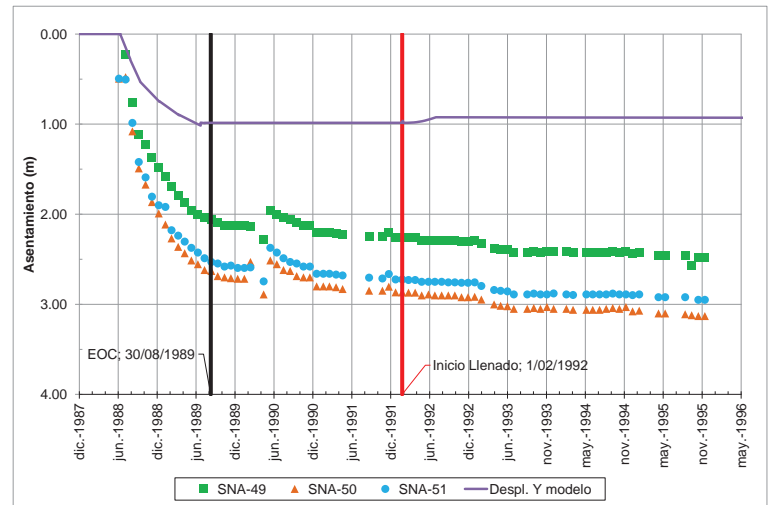


Figura 11. Asentamientos. Transición EL. 1590 msnm.

es muy similar a la de campo, pero las deformaciones tienen menor valor (figuras 10 y 11).

Este comportamiento también se evidenció en los puntos de análisis del enrocado 3C aguas abajo.

Por su parte, en los puntos de análisis en el enrocado 3B, los esfuerzos modelados se acoplan perfectamente a los valores y tendencia de aquellos registrados por los instrumentos; sin embargo, los asentamientos sí siguen subvalorados (figuras 12 y 13).

Como puntos de análisis para la deformación en superficie, se tomó el punto de control topográfico en la cresta, arrojando los valores mostrados en la figura siguiente (figura 14), en la que, según la instrumentación, existe asentamiento durante el periodo de reposo hasta

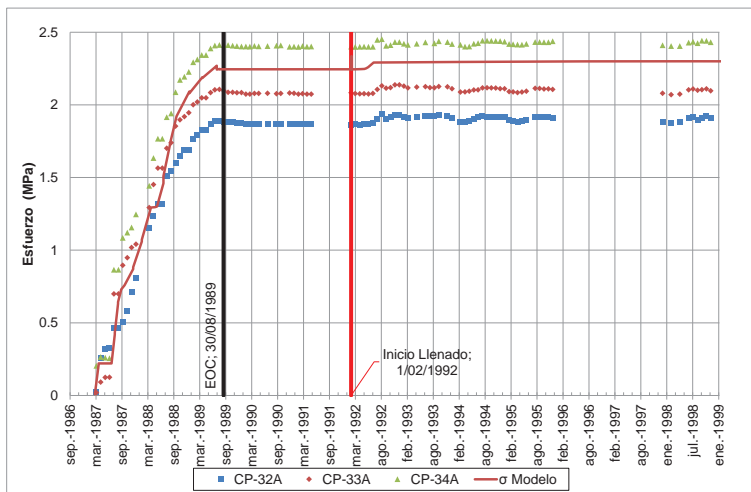


Figura 12. Esfuerzos en dirección vertical. Enrocado 3B EL. 1520 msnm.

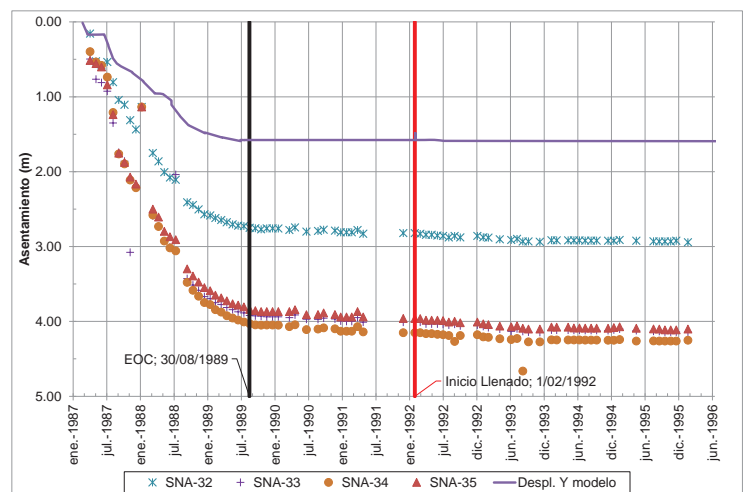


Figura 13. Asentamientos. Enrocado 3B EL. 1520 msnm.

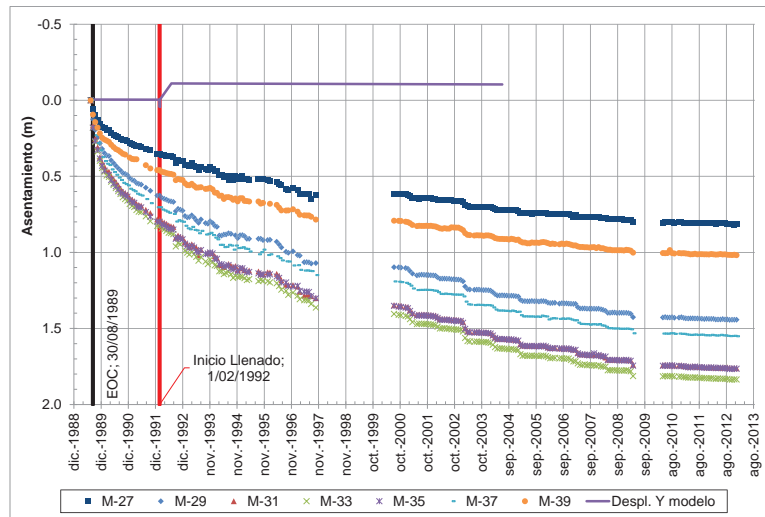


Figura 14. Asentamientos cresta. EL. 1642 msnm.

la operación, mientras que con la modelación numérica se presenta un “hinchamiento” del suelo generado por la carga hidráulica.

Ahora, en referencia a los resultados por contornos, se puede apreciar una línea de infiltración superior acorde con las pérdidas que se generan en el núcleo y con las condiciones de frontera del modelo (figura 15), un col-

gamiento de los esfuerzos en el núcleo con respecto a los espaldones pronunciados en el contacto aguas arriba núcleo - transición (figura 15).

Los desplazamientos se concentran en el núcleo, por ser un material menos rígido, en ambas direcciones; hacia la mitad de la presa en dirección vertical, con valores pico de 4,3 m (figura 17).

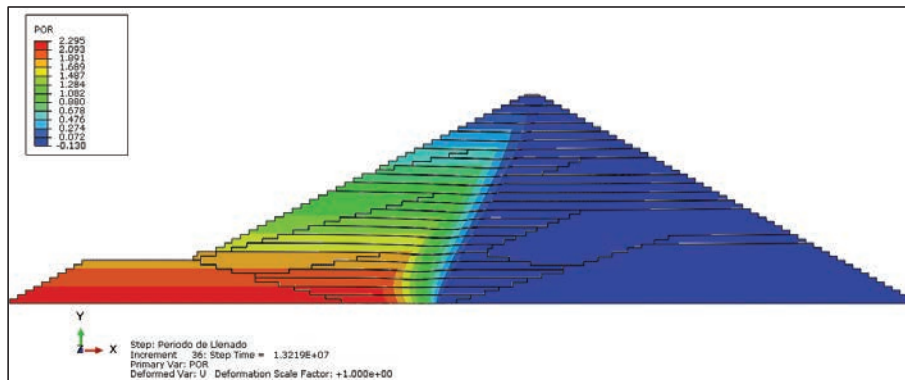


Figura 16. Esfuerzos efectivos verticales. Periodo de llenado.

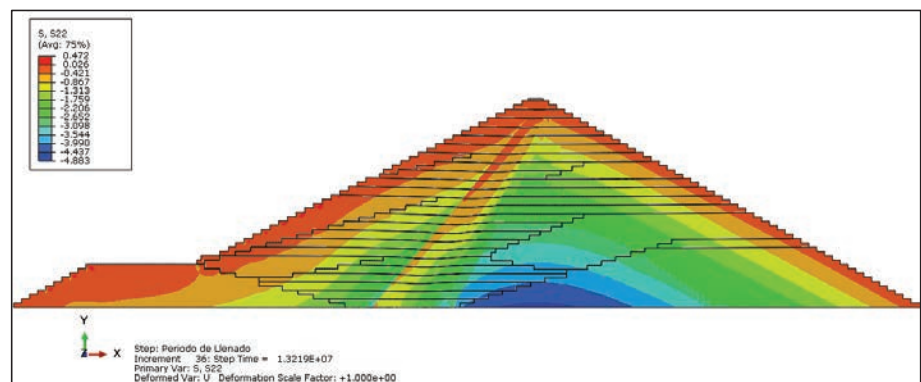


Figura 15. Presión de poros. Periodo de llenado.

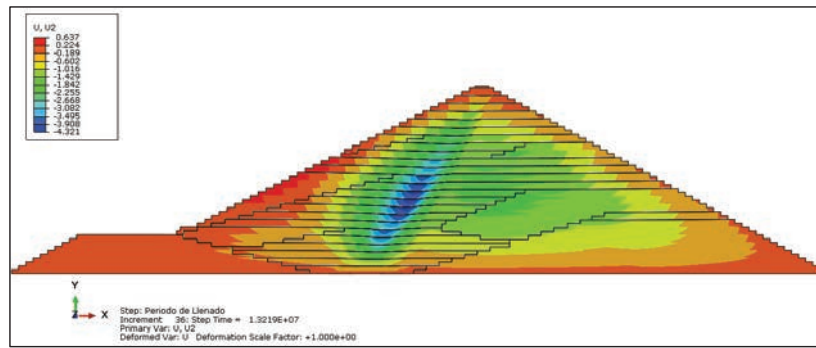


Figura 17. Desplazamiento vertical. Periodo de llenado.

Para los desplazamientos en dirección horizontal (figura 18) se ve una repartición de desplazamientos en dirección hacia aguas arriba, concentrados en el núcleo (1,23 m), y aguas abajo en la cresta y en el enrocado 3C (0,99 m).

Por último, se puede observar en la deformada de la presa un colgamiento geométrico del núcleo con respecto a los espaldones, sobresaliente en el contacto aguas debajo del núcleo con la transición (figura 19).

Como conclusión se tiene que la simulación es un proceso bastante sensible a los parámetros escogidos para los materiales, los procesos de carga y las condiciones de borde. Se aprecia que, según la modelación, no se garantiza que el esfuerzo total de un diferencial de suelo permanezca constante, así no se construyan más estratos sobre él, porque si existe un proceso de carga o descarga hidráulica se puede alterar el estado de reposo de los esfuerzos totales, que finalmente se ve reflejado en un colgamiento geométrico y de esfuerzos

del núcleo con respecto a los espaldones, en función también de la geometría inclinada del núcleo.

Se supone que el colgamiento mostrado por la instrumentación en el periodo de reposo se podría simular, siempre y cuando se definan unas propiedades hidráulicas para que al final de la construcción se tenga la suficiente energía para disipar, es decir, posiblemente disminuir los coeficientes de permeabilidad para que el suelo tenga un punto culmen mayor de acumulación de presión de poros. También es posible acercarse más a las deformaciones evidenciadas por los instrumentos mediante una reducción de los parámetros de rigidez elástica y plástica. Como propuesta final, se podría implementar una simulación con dos tipos de elementos finitos: unos que consideren sólo el desplazamiento en las zonas de enrocados y transición, y otros (como los utilizados en esta simulación) que tengan como grados de libertad desplazamiento y presiones de poros para el núcleo.

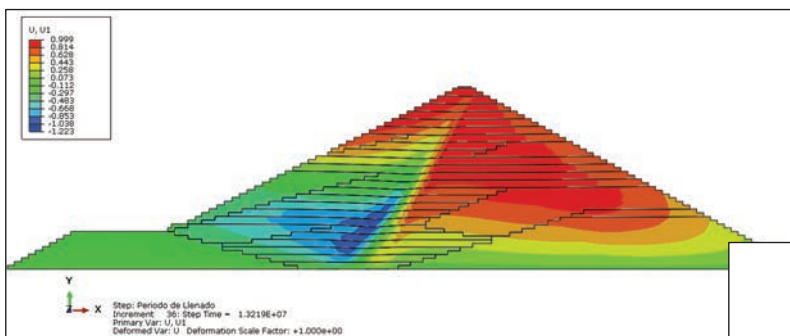


Figura 19. Deformada. Periodo de llenado.

Figura 18. Desplazamiento horizontal. Periodo de llenado.

