

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS Y DE INGENIERÍA DE MINAS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA**



**ANÁLISIS ESTÁTICO Y SÍSMICO DE
UNA PRESA ARCO-GRAVEDAD.**

Titulación: Máster en Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos.

Alumno: Carlos Lázaro Méndez

Director: Luís Altarejos García

Cartagena, 2017

ÍNDICE GENERAL.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.

1	INTRODUCCIÓN.	3
1.1	Presa Janneh. Objetivos.	3
1.2	Motivación. International Commission on Large Dams (ICOLD).	6
2	GENERALIDADES. PRESAS ARCO.	8
2.1	Importancia socioeconómica y medioambiental.	8
2.2	Conceptos sobre seguridad de presas.	9
2.3	Clasificación de las presas.	10
2.4	Presas arco. Generalidades.	12
2.4.1	Tipos de presas arco.	15
2.5	Aplicación del Hormigón Compactado con Rodillo (RCC) a las presas arco.	16
2.5.1	Hormigón compactado con rodillo (RCC).	16
2.5.2	Presas arco de RCC.	18
3	ESTADO DEL ARTE.	19

CAPÍTULO 2. MODELO PARA EL ANÁLISIS NUMÉRICO.

4	DESCRIPCIÓN DE LA PRESA.	25
4.1	Geometría.	25
4.2	Materiales y leyes constitutivas.	27
5	MODELACIÓN NUMÉRICA DE PRESAS. MODELOS DETERMINISTAS.	29
6	INTRODUCCIÓN A ANSYS.	32
7	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.	34
7.1	Partes del modelo.	34
7.2	Mallado y elementos utilizados.	36
8	TIPOS DE PROBLEMAS.	38

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ESTÁTICOS.

9	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	43
10	ANÁLISIS ESTÁTICOS.....	46
10.1	Análisis lineal.....	47
10.1.1	Estado 1: Peso propio.....	49
10.1.2	Estado 2: Estado 1 + Empuje hidrostático.....	49
10.1.3	Estado 3: Estado 2 + Subpresión (funcionamiento correcto de drenes).....	52
10.1.4	Estado 4: Estado 2 + Subpresión (Fallo de drenes).....	56
10.1.5	Resumen y comparativa de resultados del análisis estático lineal.....	58
10.2	Análisis no lineal.....	60
10.2.1	Criterio de apertura de grieta en el contacto presa-cimiento. Modelización.....	62
10.2.2	Estado 1: Peso propio.....	64
10.2.3	Estado 2: Estado 1 + Empuje hidrostático.....	64
10.2.4	Estado 3: Estado 2 + Subpresión (funcionamiento correcto de drenes).....	66
10.2.5	Resumen y comparativa de resultados del análisis estático no lineal.....	70

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DINÁMICOS.

11	ANÁLISIS DINÁMICOS.....	75
11.1	Acción sísmica.....	75
11.2	Metodologías de análisis dinámico de presas.....	76
11.3	Ecuación del movimiento.....	78
11.4	Amortiguamiento.....	78
11.5	Interacción Presa-Embalse-Cimiento.....	79
11.6	Análisis realizados y resultados esperados.....	81
11.7	Análisis lineal pseudo-estático basado en la aceleración del espectro de respuesta. 83	
11.7.1	Análisis modal.....	84
11.7.2	Análisis pseudo-estático.....	88
11.7.2.1	Presión hidrodinámica de Westergaard.....	90
11.7.2.2	Estado 1: Fuerzas inerciales + Presión hidrodinámica + Presión hidrostática..	92
11.8	Análisis dinámico en el dominio del tiempo.....	93
11.8.1	Consideraciones para realizar un análisis en el dominio del tiempo en ANSYS..	96
11.8.2	Resultados. Análisis en el dominio del tiempo.....	96

CAPÍTULO 5. RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

12	14 th ICOLD INTERNATIONAL BENCHMARK WORKSHOP ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS. COMPARATIVA DE RESULTADOS.....	101
12.1	Análisis estático lineal.	102
12.2	Análisis estático no lineal.	103
12.3	Análisis dinámico: pseudo-estático basado en la aceleración del espectro de respuesta.	107
12.4	Análisis dinámico lineal en el dominio del tiempo.....	109
13	BIBLIOGRAFÍA.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1.1 Situación de la presa con Beirut como referencia.....	3
Figura 1.2 Vista 3D de Beirut con presa al fondo.....	3
Figura 1.3 Río Ibrahim a su paso por el valle de Adonis. Situación de las obras de la presa. ...	4
Figura 1.4 Situación del valle tras la creación del embalse.	4
Figura 1.5 Diseño como presa de gravedad (izquierda) y diseño final como presa arco-gravedad (derecha) con las secciones centrales correspondientes. (Fuente: ICOLD [21])	5
Figura 1.6 Modelo de cada uno de los casos de estudio.	7
Figura 2.1 Presa aldeadávila.....	12
Figura 2.2 Arcos horizontales.	13
Figura 2.3 Ménsula central de la presa.....	14
Figura 2.4 Alineación del empuje con los estribos. (Fuente: CASTILLO [16]).....	14
Figura 2.5 Presa arco con perfil de radio constante. Planta y sección transversal. (Fuente: CASTILLO [16]).....	15
Figura 2.6 Presa arco con perfil de ángulo constante. Planta y secciones. (Fuente: CASTILLO [16]).....	15
Figura 2.7 Presa la cañada. Bolivia.	16
Figura 2.8 Presa RCC Kotanli en construcción en Turquía. (Fuente: ARQ consulting engineers)	18
Figura 4.1 Vista en planta y sección transversal del bloque central de la presa. (Fuente: ANDRIAN [4])	25
Figura 4.2 Vista en planta de la excavación de la presa. (Fuente: ANDRIAN [4]).....	26
Figura 4.3 Vista 3D de la presa. (Fuente: ANDRIAN [4])	26
Figura 4.4 Vista 3D del modelo propio de la presa.....	26
Figura 5.1 Presa de Buendía.....	30
Figura 5.2 Prototipo de la presa de Buendía. Cedex. (Fuente: ALONSO Y MORENO [2]) ..	30
Figura 7.1 Modelo 2D de una presa de gravedad (Fuente: ALTAREJOS [3]).....	34
Figura 7.2 Dominio completo del modelo de la presa.	35
Figura 7.3 Condición de contorno en los laterales y la base del dominio. $\Delta x=\Delta y=\Delta z=0$	35

Figura 7.4 SOLID186. Sólido estructural 3D en ANSYS.....	37
Figura 7.5 Modelo tras la aplicación del mallado.	37
Figura 9.1 Proceso constructivo. Terreno con excavación y primera capa.....	43
Figura 9.2 Proceso constructivo. Segunda y tercera capas.	43
Figura 9.3 Proceso constructivo. Cuarta y quinta capas.	44
Figura 9.4 Proceso constructivo. Sexta y séptima capas.....	44
Figura 9.5 Proceso constructivo. Octava y novena capas.	44
Figura 9.6 Proceso constructivo. Presa completada.	45
Figura 10.1 Distribución de la línea piezométrica a través de la presa.	46
Figura 10.2 Bloques 0 (izquierda) y 5 (derecha) en el paramento de aguas arriba.....	47
Figura 10.3 Relación lineal del vector de cargas y de desplazamientos.	48
Figura 10.4 Valores de la presión hidrostática vs altura de la presa.	50
Figura 10.5 Presión hidrostática sobre el cauce y el paramento de aguas arriba en ANSYS. .	50
Figura 10.6 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.	51
Figura 10.7 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.	51
Figura 10.8 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.	52
Figura 10.9 Casos particulares de modelización de la subpresión. (Fuente: CASTILLO [16])	53
Figura 10.10 Valores de la subpresión con funcionamiento correcto de drenes vs ancho de la presa.	53
Figura 10.11 Subpresión con correcto funcionamiento de drenes sobre el contacto presa- cimiento en ANSYS.	54
Figura 10.12 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.	54
Figura 10.13 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.	55
Figura 10.14 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.	55
Figura 10.15 Valores de la subpresión con fallo de drenes vs ancho de la presa.	56
Figura 10.16 Valores de la subpresión con funcionamiento correcto de drenes vs ancho de la presa.	56
Figura 10.17 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.	57
Figura 10.18 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.	57
Figura 10.19 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.	58
Figura 10.20 Comparativa de desplazamientos B0.	58
Figura 10.21 Comparativa de tensiones arco B0.....	59
Figura 10.22 Comparativa de desplazamientos B5.	59
Figura 10.23 Relación no lineal del vector de cargas y de desplazamientos.	60
Figura 10.24 Método de Newton-Raphson de la rigidez tangencial. (Fuente: SÁNCHEZ [31])	61

Figura 10.25 Método de Newton-Raphson de la rigidez inicial. (Fuente: SÁNCHEZ [31])...	62
Figura 10.26 Zona de contacto donde se calcula la apertura de la grieta.....	62
Figura 10.27 Contacto presa-cimiento donde es evaluada la apertura.	62
Figura 10.28 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.	65
Figura 10.29 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.	65
Figura 10.30 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.	66
Figura 10.31 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.	67
Figura 10.32 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.	67
Figura 10.33 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.	68
Figura 10.34 Longitud de la proyección de la anchura de la presa sobre el eje horizontal.	68
Figura 10.35 Apertura de grieta en el contacto presa-cimiento entre los bloques B5 y B3.....	69
Figura 10.36 Posición deformada de la presa y el cimiento en el contacto donde se estudia la grieta.....	69
Figura 10.37 Comparativa de desplazamientos B0.....	70
Figura 10.38 Comparativa de tensiones arco B0.....	70
Figura 10.39 Comparativa de desplazamientos B5.....	71
Figura 11.1 Modelización del subsistema presa-cimiento 2D. (Fuente: ALTAREJOS [3])...	80
Figura 11.2 Modelización del subsistema presa 2D. (Fuente: ALTAREJOS [3]).....	80
Figura 11.3 Subsistemas presa-cimiento y embalse 3D. (Fuente: ALTAREJOS [3]).....	81
Figura 11.4 Puntos de la cresta donde se calcula el máximo desplazamiento. (Fuente: ANDRIAN [4])	82
Figura 11.5 Puntos del paramento de aguas abajo en la sección B-B donde se calcula la máxima tensión vertical. (Fuente: ANDRIAN [4]).....	82
Figura 11.6 Puntos del paramento de aguas arriba en la sección B-B donde se calcula la máxima tensión arco. (Fuente: ANDRIAN [4]).....	83
Figura 11.7 Principales modos de vibración. (Fuente: USACE [36]).....	85
Figura 11.8 Planta de la presa.	85
Figura 11.9 Primer modo de vibración. Deformaciones.	86
Figura 11.10 Segundo modo de vibración. Deformaciones.	86
Figura 11.11 Tercer modo de vibración. Deformaciones.....	87
Figura 11.12 Espectro de respuesta de aceleraciones para amortiguamiento del 5 %	88
Figura 11.13 Obtención de la aceleración horizontal a partir del espectro de respuesta.	89
Figura 11.14 Presiones hidrodinámica e hidrostática actuantes sobre la presa.....	91
Figura 11.15 Presión hidrodinámica de Westergaard sobre el paramento de aguas arriba de la presa en ANSYS.....	91
Figura 11.16 Desplazamientos del paramento de aguas arriba del bloque 0.	93
Figura 11.17 Acelerograma horizontal del episodio sísmico estudiado.....	95

Figura 11.18 Acelerograma vertical del episodio sísmico estudiado.....	95
Figura 11.19 Desplazamientos horizontales en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el sismo.....	97
Figura 11.20 Desplazamientos horizontales en la cresta del bloque B5 a lo largo de todo el sismo.....	97
Figura 11.21 Tensión arco en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el sismo.....	98
Figura 11.22 Aceleraciones registradas en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el sismo.....	98
Figura 12.1 Desplazamientos del B0. Análisis estático lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).	102
Figura 12.2 Desplazamientos del B0. Análisis estático lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).	103
Figura 12.3 Desplazamientos del B0. Análisis estático lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).	103
Figura 12.4 Desplazamientos B0. Análisis estático no lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).	104
Figura 12.5 Desplazamientos B5. Análisis estático no lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).	104
Figura 12.6 Tensión arco B0. Análisis estático no lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).....	104
Figura 12.7 Apertura de la grieta. ICOLD (arriba) y elaboración propia (abajo).	105
Figura 12.8 Comparativa de resultados análisis lineal (negro) y no lineal (gris).....	106
Figura 12.9 Desplazamientos del B0 y B5 con fuerzas inerciales hacia aguas abajo.	107
Figura 12.10 Desplazamientos del B0 y B5 con fuerzas inerciales hacia aguas arriba.	107
Figura 12.11 Tensión vertical en los dos puntos a calcular con fuerzas inerciales hacia aguas abajo.	108
Figura 12.12 Tensión vertical en los dos puntos a calcular con fuerzas inerciales hacia aguas arriba.....	108
Figura 12.13 Máximo desplazamiento en la cresta en todo el episodio sísmico. B0 (izqda.) y B5 (dcha).....	109
Figura 12.14 Máxima tensión arco en la cresta de B0 en todo el episodio sísmico.....	110
Figura 12.15 Máxima tensión vertical en dos puntos del paramento de aguas abajo en todo el episodio sísmico.	110

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 4.1 Características geométricas de la presa Janneh.....	25
Tabla 4.2 Propiedades de los materiales constituyentes del modelo.....	28
Tabla 8.1 Tipos de problemas en el análisis de estructuras. (Fuente: Apuntes greg o libro)...	39
Tabla 11.1 Niveles de análisis sísmico. (Fuente: Altarejos)	76
Tabla 11.2 Niveles y metodologías de análisis sísmico. (Fuente: Altarejos).....	77
Tabla 11.3 Modos de vibración principales de la presa.	87
Tabla 11.4 Aceleraciones del espectro de respuesta.	88
Tabla 11.5 Máximo desplazamiento horizontal de la cresta.	92
Tabla 11.6 Máxima tensión vertical en dos puntos del bloque B0.	92
Tabla 11.7 Máxima tensión arco en un punto del bloque B0.....	92
Tabla 12.1 Características de los modelos de los participantes.	101

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN.

1.1 Presa Janneh. Objetivos.

La presa de Janneh es una presa de hormigón compactado con rodillo (RCC) de 157 m de altura. Se encuentra actualmente en fase de construcción en el Líbano, en el río Ibrahim a su paso por el valle de Adonis, a 40 km al noreste de Beirut.



Figura 1.1 Situación de la presa con Beirut como referencia.

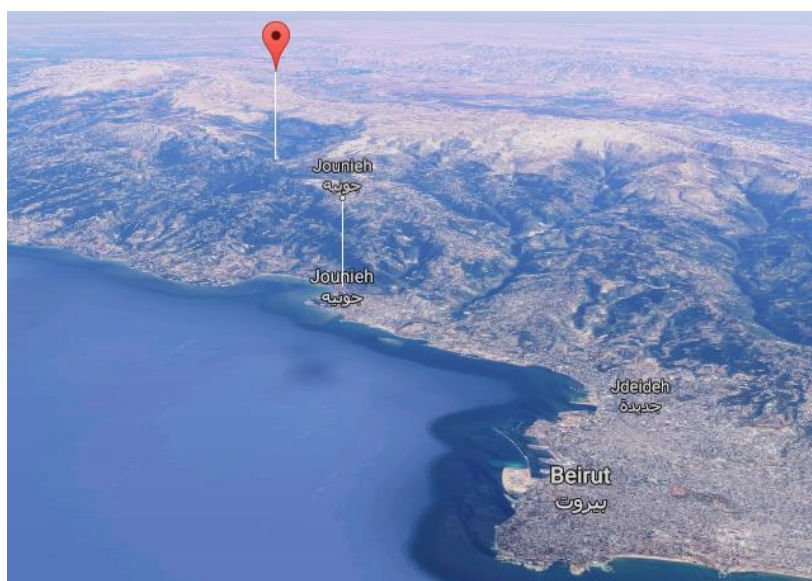


Figura 1.2 Vista 3D de Beirut con presa al fondo.

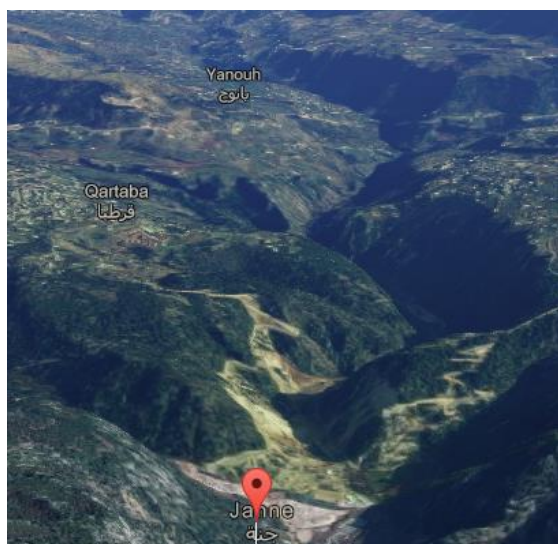


Figura 1.3 Río Ibrahim a su paso por el valle de Adonis. Situación de las obras de la presa.



Figura 1.4 Situación del valle tras la creación del embalse.

Los objetivos principales de su construcción son:

- Suministro de agua para el norte de la ciudad de Beirut,
- Suministro para el riego de áreas agrícolas del valle donde se encuentra,
- Generación de energía hidroeléctrica.

Inicialmente fue diseñada como una presa de gravedad de planta recta. Debido a consideraciones de estabilidad frente al sismo, la planta de la presa fue arqueada para aumentar la seguridad frente al deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Además, con el objetivo de reducir volumen de hormigón, el paramento de aguas abajo de la presa ha sido truncado verticalmente.

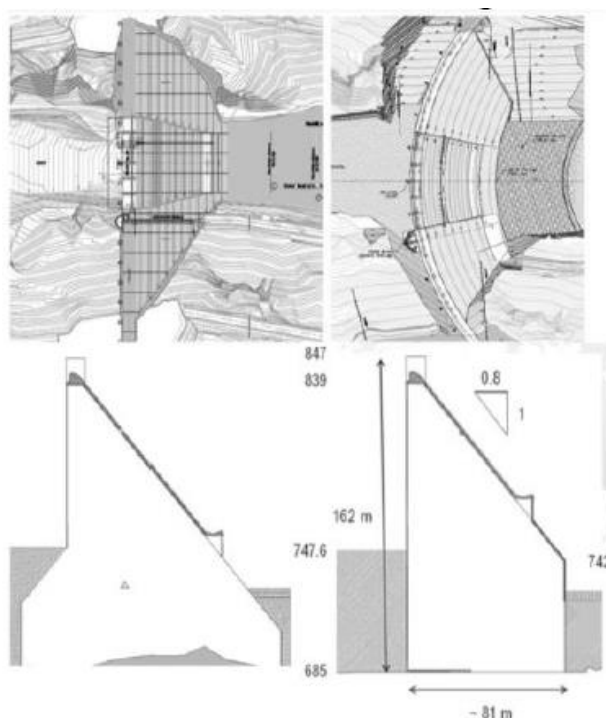


Figura 1.5 Diseño como presa de gravedad (izquierda) y diseño final como presa arco-gravedad (derecha) con las secciones centrales correspondientes. (Fuente: ICOLD [21])

El efecto arco se produce en la presa debido a su curvatura en planta, incluso para la carga correspondiente al Nivel Máximo Normal de embalse. Este efecto arco disminuye el nivel de carga sobre el bloque central de la presa e incrementa el nivel de carga sobre los bloques de los estribos. Por tanto, los bloques de los estribos muestran una tendencia a la apertura del contacto presa-cimiento en el pie de aguas arriba incluso para niveles de embalse moderados, lo que no es una situación deseable.

Además, la reducción de peso debida al truncamiento de la sección hace que no se verifique la condición de estabilidad al deslizamiento en el bloque central planteada en 2D. Por todo ello, la estabilidad de la presa depende de la movilización efectiva del comportamiento 3D.

Debido a esto, la excavación de la presa se ha realizado con una geometría convergente, para garantizar que las tensiones normales en los arcos son lo más perpendiculares posible al plano de apoyo en el terreno. Además, el diseño de otros elementos de la presa debe reconsiderarse. La galería de drenaje y la pantalla de impermeabilización deben desplazarse hacia aguas abajo, evitando así la zona con tendencia a la apertura del contacto entre presa y cimiento, ya que de otro modo hay riesgo de que los drenes se saturen y de que el agua pueda penetrar a través de la pantalla de impermeabilización. Sin embargo, al desplazar los drenes y la pantalla de impermeabilización hacia aguas abajo, pierden su eficacia.

El comportamiento sísmico de la presa también debe ser comprobado. La geometría de la excavación debe impedir el deslizamiento bajo la acción del Sismo de Evaluación de la Seguridad (SEE, Safety Evaluation Earthquake), para el que la aceleración pico es de 0,51g.

Además, la presa y sus estructuras anejas deben mantener su funcionalidad tras la ocurrencia del Sismo de Comprobación de la Operación (OBE, Operating Basis Earthquake), para el que la aceleración pico es de 0,37g.

Los cálculos se han realizado de forma progresiva, con un nivel de complejidad creciente. Para el análisis estático, la primera fase considera un análisis lineal con la subpresión incluida como un factor a posteriori. Para los análisis sísmicos, las fases van desde un análisis de tipo pseudo-estático hasta un análisis dinámico completo en el dominio del tiempo. Los análisis se realizan, además, con un nivel de complejidad creciente en el tratamiento de la interacción presa-embalse-cimiento.

El objetivo final es identificar y resaltar las ventajas que supone la aplicación de análisis avanzados basados en modelos numéricos en el diseño y evaluación de la seguridad de presas del tipo arco-gravedad.

1.2 Motivación. International Commission on Large Dams (ICOLD).

El diseño y mantenimiento de las presas existentes representan un desafío para toda la comunidad de ingeniería. En este contexto, el comité de ICOLD de “Aspectos computacionales de análisis y diseño de presas” ha realizado una notable contribución del conocimiento en el campo de los modelos numéricos. Durante su actividad, el comité ha organizado 14 Benchmark Workshops con el objetivo de ofrecer a los ingenieros de presas la oportunidad de compartir experiencias y conocimientos en el uso de análisis numéricos de presas.

El presente estudio es uno de los propuestos en el “14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams”, celebrado entre el 6 y el 8 de septiembre de 2017 en Estocolmo, Suecia. Para este workshop se propusieron cuatro estudios que representan temas de gran interés para la comunidad de las presas. Estos cuatro temas son:

- Tema A: “Cracking of a concrete arch dam due to seasonal temperature variations”.
- Tema B: Static and seismic analysis of an arch-gravity dam”.**
- Tema C: “Embankment dam behaviour. Prediction of arching and cracking potential”.
- Tema D: “Risk analysis. Assessment of reliability for concrete dams”.

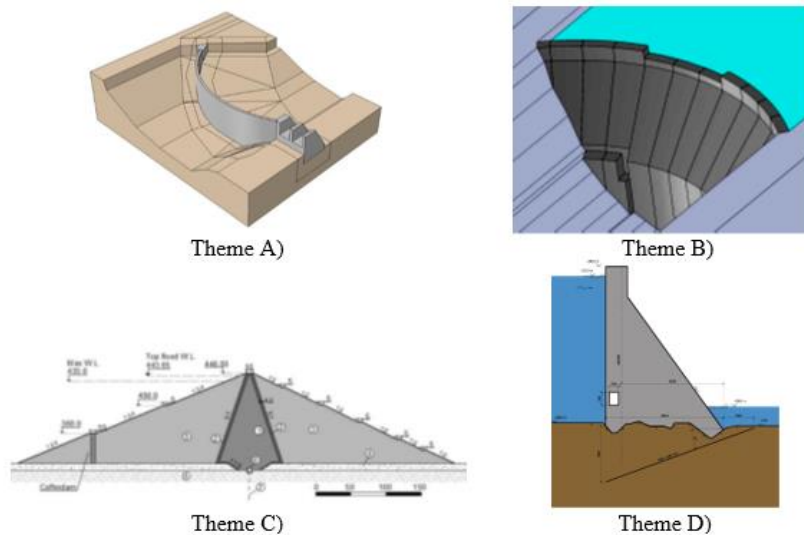


Figura 1.6 Modelo de cada uno de los casos de estudio.

El tema seleccionado para ser resuelto en el presente estudio es el tema B, que consiste en un análisis estático y dinámico de una presa arco-gravedad.

La participación en este Workshop es libre, por lo que la variedad de soluciones es amplia lo que permite observar como las diferentes suposiciones y aspectos tenidos en cuenta en el modelo influyen en el resultado y realizar una comparación.

2 GENERALIDADES. PRESAS ARCO.

Una presa es cualquier estructura artificial que, limitando en todo o en parte el contorno de un recinto enclavado en el terreno, esté destinada al almacenamiento de agua dentro del mismo, entendiéndose incluidas las balsas de agua.

2.1 Importancia socioeconómica y medioambiental.

Debe recordarse que toda actividad u obra debe juzgarse por el conjunto de sus consecuencias y no sólo por algunas tomadas de forma aislada y negativa. Social y económicamente las presas son las construcciones que más beneficios dan. Y es porque el regular el agua, el darla cuando falta mientras se contiene cuando puede dañar, es un bien inmenso del que se derivan varios otros: riegos, energía, protección de campos y ciudades, abastecimiento de aguas, etc.

Las presas son quizás las obras más grandes e importantes. Sus dimensiones, las enormes cargas que han de soportar y la necesidad de hacerlas en terrenos naturales complejos y a veces con dificultades geológicas, contribuyen a que los problemas a resolver exijan una elevada tecnología y especialización. El especialista en presas requiere conocimientos amplios de varias ciencias y técnicas: mecánica de materiales, reología, geología, mecánica del suelo y de las rocas, hidráulica, hidrología, etc. Además, se requiere la necesidad de disponer de varios especialistas en las distintas materias en un trabajo en equipo.

Otra característica de las presas es su gran utilidad económica y social. Cada vez más, las presas sirven para varios usos, pero incluso cuando se destinan a uno solo, el efecto de un embalse se extiende automáticamente a otros beneficios, aunque sean indirectos, como la contención de avenidas.

En el aspecto medioambiental es claro que las presas producen una modificación del medio natural, cuyo efecto más importante es la inundación del valle y la existencia de la propia presa. Los cambios en la biota natural son inevitables, pero salvo excepciones no suelen ser importantes, e incluso pueden compensarse con inserción de nuevas especies.

Respecto a la inundación que se produce en el valle, podemos decir que cambia el paisaje, pero no forzosamente a peor. Realizar un planteamiento sensible e inteligente puede llevar a mejorarlo en la mayoría de los casos, aprovechando la creación de un lago, con valores estéticos y deportivos.

En algunos casos muy concretos pueden ocasionarse pérdidas del valor ambiental de difícil reparación o sustitución, lo que obligará a analizar en profundidad la posibilidad de minimizar estas pérdidas, desistir de los beneficios de la presa o buscar posibles alternativas. (Fuente: VALLARINO [38])

2.2 Conceptos sobre seguridad de presas.

La seguridad absoluta es un concepto inalcanzable. Una obra debe tener garantizada su permanencia frente a las solicitaciones previsibles, incluso extremas, pero esa previsión ha de tener un límite, por lo que hay que llegar a un límite razonable en las hipótesis, cuya superación sea tan poco probable, que se acepte ese riesgo. (Fuente: VALLARINO [38])

El grado de seguridad fijado para una obra (el límite de riesgo aceptable), no depende solo de las circunstancias externas a ella, sino también de su importancia, su utilidad y de las condiciones que su destrucción o deterioro producirían.

Al plantearse el grado de seguridad exigible hay que tener en cuenta que toda presa tiene un triple valor:

- Coste de construcción, que suele ser elevado, así como el tiempo de ejecución. Su destrucción significaría la pérdida de ese dinero y tiempo, si se quisiera reconstruir.

- Lucro cesante. La presa se hace para servir a uno o más usos, si desaparece, cesa la utilización. Incluso una avería o destrucción parcial que obligase a bajar el nivel del embalse temporalmente supondría una limitación y pérdida en la explotación durante el tiempo necesario para la reparación. Las pérdidas suelen ser muy importantes económica y socialmente.

- Daños a terceros. La destrucción total o parcial de una presa supone el vaciado brusco del agua contenida y su vertido al cauce. La onda formada se transmite hacia aguas abajo con una altura y velocidad de alto poder destructivo, que puede afectar a varios kilómetros, hasta que su expansión amortigüe su altura y velocidad. Los daños pueden superar, con mucho margen, el coste de la presa y, sobre todo, pueden producirse víctimas humanas.

Cuanto mayor sean las componentes del daño, tanto menor es el riesgo aceptable. En las presas operan también condicionantes psicológicos y políticos, pues causa mayor efecto una catástrofe originada por una presa que otra de número similar de víctimas producido por un accidente aéreo.

Otro concepto relacionado con la seguridad de las presas es el envejecimiento. Las presas van envejeciendo y sus materiales se deterioran. Esto plantea varios problemas, además de su deterioro.

- Cada presa ha sido proyectada y construida según los conocimientos de la época. Una presa considerada segura hace 50 años puede plantear dudas según los conocimientos actuales.

-Después de algunos años construida, los materiales que componen una presa pueden deteriorarse, con lo que puede verse menguada su capacidad resistente.

-El cauce aguas abajo de la presa puede haber cambiado sustancialmente, con nuevas viviendas, fábricas, cultivos, etc. Este problema puede haber llegado a ser tan importante que obligue por sí solo a una reconsideración de la seguridad existente.

-Los epígrafes anteriores se refieren a cada presa individual. Hay que añadir la importancia del colectivo, ya que cuantas más presas existan, mayor es el riesgo de fallo de alguna de ellas.

Una presa debe durar 200 años o más, pero bien mantenida y con eventuales obras de reparación y refuerzo. Se puede suponer que, a partir de los 50 años construida, una presa requiere atenciones especiales, y esta es la edad fijada como umbral de envejecimiento.

2.3 Clasificación de las presas.

A los efectos de aplicación del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses, las presas se clasifican de acuerdo con los criterios que se señalan en las siguientes categorías:

1- En función de sus dimensiones.

-Grandes presas.

Tendrán esta consideración las presas que cumplan, al menos, una de las siguientes condiciones:

- Altura superior a 15 metros, medida desde la parte más baja de la superficie general de cimentación hasta la coronación.
- Altura comprendida entre 10 y 15 metros, siempre que tengan alguna de las siguientes características:
 - Longitud de coronación superior a 500 metros.
 - Capacidad de embalse superior a 1.000.000 de metros cúbicos.
 - Capacidad de desagüe superior a 2.000 metros cúbicos por segundo.

Podrán clasificarse igualmente como “*grandes presas*” aquellas que, aun no cumpliendo ninguna de las condiciones anteriores, presenten dificultades especiales en su cimentación o sean de características no habituales.

-Pequeñas presas.

Serán todas aquellas que no cumplan ninguna de las condiciones señaladas en la clasificación anterior.

2- En función del riesgo potencial derivado de su posible rotura.

- Categoría A: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- Categoría B: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- Categoría C: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas.

3- En función de su tipología.

La tipología oficial que se recoge en el reglamento es la siguiente:

- Presas de materiales sueltos, tanto de tierra como de escollera.
- Presas de gravedad.
- Presas de contrafuertes.
- Presas bóveda.
- Presas de bóvedas múltiples.
- Presas mixtas.
- Presas móviles.

Ampliando esta clasificación podemos definir:

- Presas de materiales sueltos.

Llamamos presas de materiales sueltos a aquellas cuyos elementos no están ligados entre sí por conglomerantes hidráulicos. Estas resisten por gravedad y los taludes son muy extendidos. Estas pueden ser, dependiendo del material constituyente:

- De tierra [T].
- De escollera [E].

Aunque se pueden clasificar también en función de la clase y posición del material impermeabilizante:

- Homogéneas.
- Heterogéneas.
- Con pantalla.

-Presas de fábrica.

Se entiende por presas de fábrica las construidas por hormigón o mampostería. Se puede ampliar la clasificación anterior del reglamento de las presas de fábrica, atendiendo a la manera que tienen de resistir el empuje hidrostático:

- Gravedad
 - Macizas [P]
 - Contrafuertes o aligeradas [F]
- En arco
 - De radio constante o curvatura horizontal [VRC]
 - De ángulo constante o doble curvatura o bóveda [VAC]
- **Arco-gravedad [VA-P]**
- Bóvedas múltiples [VM]

2.4 Presas arco. Generalidades.

El arco es la forma resistente por excelencia, pues no solo resulta muy adecuada para las cargas hidrostáticas, sino que, además se adapta a resistir una gran variedad de cargas, lo que garantiza la seguridad ante eventuales imprevistos.

En las presas arco la forma cobra toda su importancia. El peso existe, obviamente, pero no es una necesidad fundamental como en las de gravedad.

El arqueamiento de la presa se da sobre todo en las secciones horizontales, las secciones verticales pueden tener sus paramentos rectos, aunque lo más frecuente es que sean curvos también (aunque con menor curvatura). Por ello es usual la denominación de presa bóveda, ya que la mayoría de las presas arqueadas lo son tanto horizontal como verticalmente.



Figura 2.1 Presa aldeadávila.

Las presas arco y bóveda transfieren una importante parte de la carga hidráulica a los estribos, por lo que, en general, conceptos de estabilidad a vuelco y deslizamiento tienen poca relevancia en presas arco y bóveda, pues un arco representa una forma estructural estable y, si se asegura la integridad estructural de estribos, el fallo puede únicamente ocurrir como resultado de las sobretensiones.

En este caso, en el que la presa ha sido truncada aguas abajo, esta estabilidad se consigue con el efecto combinado del peso propio y del arco que transmite los efectos a los estribos. Es, por lo tanto, una presa **arco-gravedad**.

Estas son un tipo intermedio entre las presas arco y las presas de gravedad. Estas presas tienen menor curvatura, por lo que es insuficiente para resistir el empuje hidrostático por sí sola, y hay que dar a la presa un cierto peso para complementar ese defecto. Al ser más gruesas, no es necesario adoptar curvaturas variables. Por ello, la suma de taludes suele ser de 0,35 a 0,6, intermedios entre las de gravedad y las bóveda.

El diseño de presas arco se centra en el análisis tensional y en la definición de una geometría del arco que evite concentraciones de esfuerzos de tracción local y excesivos esfuerzos de compresión.

Además, este tipo de presas, generalmente producen una gran economía en cuanto a volumen de hormigón, como en el caso de una presa bóveda, donde el ahorro puede sobrepasar el 80 % de volumen respecto a una presa de gravedad. En el caso objeto de estudio, la reducción de volumen se ha conseguido mediante el truncamiento vertical del pie de aguas abajo, y el ahorro conseguido ha supuesto un 20 %.

Una presa arco puede dividirse en dos elementos estructurales, arcos horizontales y ménsulas verticales, como puede observarse a continuación.

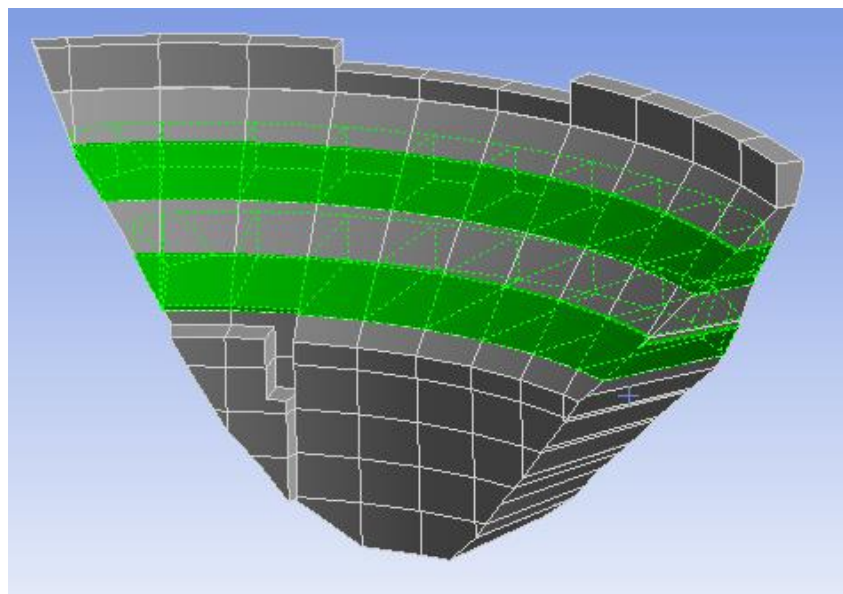


Figura 2.2 Arcos horizontales.

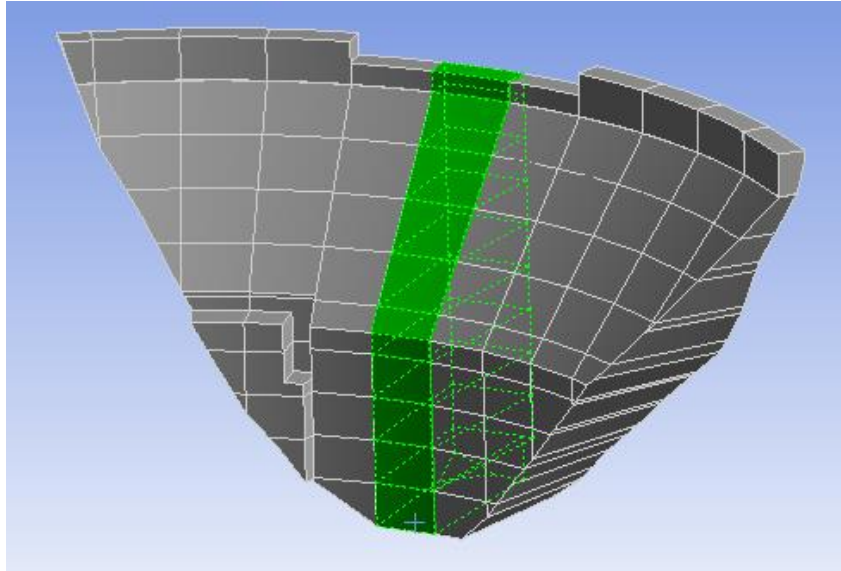


Figura 2.3 Ménsula central de la presa.

Para que no se produzca inestabilidad en los estribos, la componente horizontal del empuje de un arco debe transmitirse al estribo con un ángulo seguro. Para que se cumpla la sentencia anterior, el empuje no debe alinearse muy próximo con el contorno del valle o ninguna discontinuidad en el estribo.

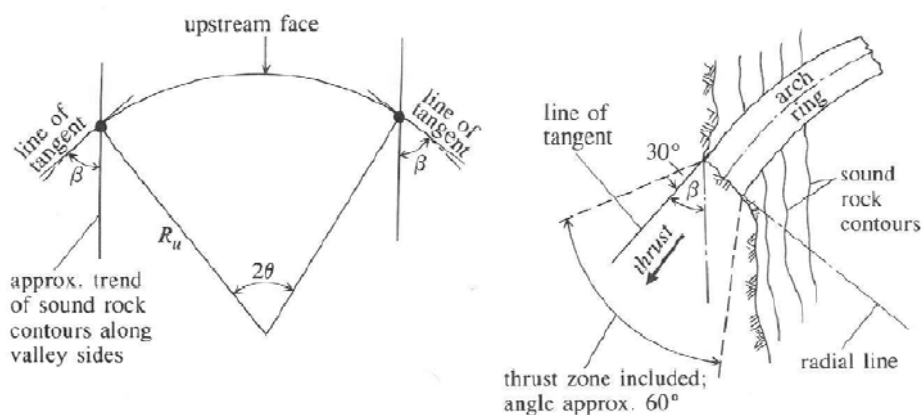


Figura 2.4 Alineación del empuje con los estribos. (Fuente: CASTILLO [16])

El ángulo de entrada “ β ” debe estar comprendido entre 45° y 70° .

Además de lo ya mencionado sobre la incidencia de los estribos, los arcos han de empotrarse perfectamente en la roca sana. No debe contarse con la roca superficial, pues del buen apoyo de una presa arco depende fundamentalmente su capacidad resistente.

2.4.1 Tipos de presas arco.

Como se ha comentado en el apartado de tipología de las presas, las presas arco pueden ser de dos tipos dependiendo del perfil de la misma, y estos son:

-Perfil de radio constante.

Este perfil constituye la geometría más simple. Combina una cara vertical aguas arriba de radio constante, con una pendiente radial uniforme aguas abajo.

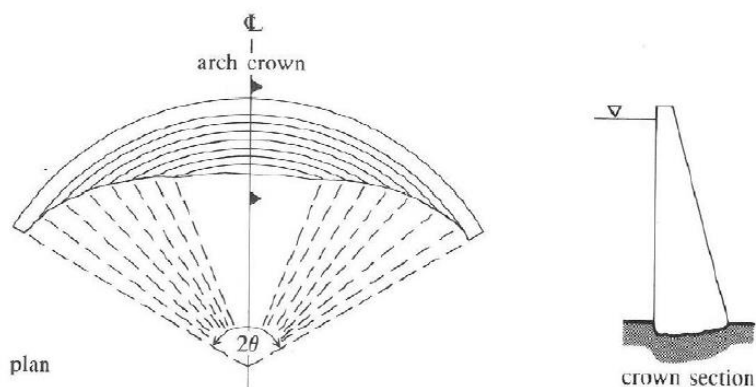


Figura 2.5 Presa arco con perfil de radio constante. Planta y sección transversal. (Fuente: CASTILLO [16])

El radio de la cara de aguas abajo varía con la elevación. El ángulo 2θ alcanza su valor máximo en la cresta y mínimo en el pie de aguas abajo. En el caso de tener un valle simétrico, el volumen mínimo de presa teórico ocurre con un ángulo $2\theta = 133^\circ$ en todas las elevaciones. Este perfil es idóneo para valles relativamente simétricos con forma de U.

Un perfil de este tipo no es el más económico en volumen, pero se caracteriza por tener simplicidad analítica y de construcción.

-Perfil de ángulo constante.

Este perfil es un desarrollo del perfil de radio constante de volumen mínimo.

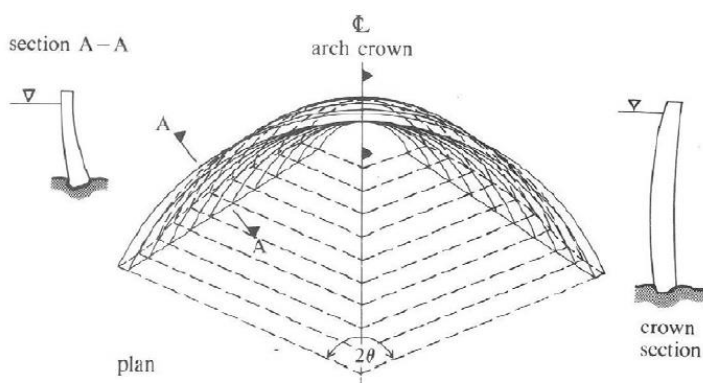


Figura 2.6 Presa arco con perfil de ángulo constante. Planta y secciones. (Fuente: CASTILLO [16])

Esta geometría es más compleja y provoca que se produzca un desplome hacia aguas arriba en las secciones más cercanas a los estribos (sección A-A) y uno hacia aguas abajo en la sección central. Un desplome excesivo es indeseable, pues durante el periodo constructivo y en la situación de embalse vacío, puede llegar a producirse inestabilidad.

Esta situación puede corregirse engrosando las secciones conflictivas o aumentando el ángulo de revolución 2θ . Este perfil se ajusta mejor en valles estrechos y con pendientes fuertes en forma de V.

2.5 Aplicación del Hormigón Compactado con Rodillo (RCC) a las presas arco.

2.5.1 Hormigón compactado con rodillo (RCC).

Las presas de hormigón compactado con rodillo RCC (Roller-Compacted Concrete) están diseñadas como las presas de hormigón convencionales, pero las técnicas de construcción se parecen más a las empleadas para las presas de materiales sueltos.

Estas presas RCC contienen un hormigón relativamente seco, pobre, de asiento nulo, que se coloca de forma continua y su consolidación se realiza con un rodillo vibrante.

La idea básica de esta tipología de construcción es fabricar un hormigón con muy bajo contenido de cemento, reduciendo así el calor de fraguado, complementando con cenizas. Este se extiende y compacta de forma continua, sin separación entre bloques o con juntas verticales muy distantes que a veces se hacen a priori.

Los encofrados se limitan a los paramentos, e incluso puede suprimirse el del paramento de aguas abajo, dejando el hormigón con su talud y escalonado, aprovechando así esta característica para la disipación de energía.



Figura 2.7 Presa la cañada. Bolivia.

La primera presa de hormigón compactado con rodillo fue construida en Japón (presa de Simagigowa) en 1980. Después la técnica se extendió con tecnologías algo diferentes, como puede ser el caso de la técnica japonesa, denominada RCD (Roller-Compacted dam), la cual trata de conseguir la misma calidad que con un hormigón convencional, reduciendo la dosificación y simplificando la puesta en obra. Otra técnica es la norteamericana, denominada RCC (Roller-Compacted Concrete), trata de simplificar la puesta en obra y en el uso de conglomerantes de bajo calor de fraguado.

Las propiedades y condiciones de proyecto del hormigón compactado con rodillo se pueden resumir en los siguientes puntos:

- El hormigón fresco debe ser lo suficientemente seco para permitir el paso de maquinaria en un periodo de tiempo corto después de realizar el vertido.

- Se requiere una adecuada trabajabilidad para que la pasta rellene todos los huecos. Con este fin se utilizan cenizas volantes, las cuales aumentan la trabajabilidad y consiguen un aumento de resistencia a largo plazo.

- La uniformidad de la mezcla es esencial.

- El hormigón fresco se extiende formando subtongadas de 30 – 35 cm, esta se compacta y se echa otra encima inmediatamente hasta 3 o 4 subtongadas, hasta un espesor máximo de una tongada de 1 m. Después, se trata la superficie para que pegue la tongada superior después del periodo de enfriamiento.

- Entre dos tongadas consecutivas no debe transcurrir un tiempo superior al de la iniciación del fraguado, que es del orden de 12 horas.

- La compactación se realiza con rodillo vibrante, preferiblemente autopropulsor.

- No existen juntas verticales longitudinales a la coronación de la presa. Las únicas juntas verticales que se dejan son las transversales, para permitir la oscilación térmica.

2.5.2 Presas arco de RCC.

La tipología de presa arco construida mediante la técnica de RCC, se ha ido desarrollando de manera creciente, principalmente en China, donde más del 25 % de las presas RCC construidas, son presas arco. (Fuente: SHAW [33])

Aunque esta técnica no está tan extendida en presas arco, presenta ciertas ventajas frente a la técnica convencional del hormigón vibrado, como son:

- Menor tiempo necesario para su construcción.
- Mayor simplicidad constructiva.
- En consecuencia, menor coste.

En cuanto al contenido de cemento, las presas arco RCC no suponen una ventaja significativa frente a las presas arco de hormigón vibrado. (Fuente: SHAW [33])

Los elementos más característicos en el diseño de las presas arco RCC son derivados de la velocidad con la que se construyen estas presas. En particular, los efectos de origen térmico llegan a ser más acusados que en las presas arco convencionales, pues el calor generado en los procesos de hidratación del conglomerante no se disipa tan fácilmente como en aquellas. Hecho aún más crítico cuando se considera la necesidad de puesta en carga antes de que se haya conseguido descender la temperatura interna hasta niveles próximos a la temperatura final de estabilidad de la presa. Este ha sido el caso más frecuente en las presas arco RCC construidas hasta la fecha en China, y que han alcanzado alturas superiores a los 100 m.

Respecto al control térmico y al análisis térmico-tensional es necesario que se disponga no solo de potentes instrumentos de cálculo numérico sino también del adecuado conocimiento de la variación con el tiempo de las propiedades tensionales del RCC y del entorno en que se construye la presa. Los modelos tridimensionales de elementos finitos son obligados para el cálculo de este tipo de presas.



Figura 2.8 Presa RCC Kotanli en construcción en Turquía. (Fuente: ARQ consulting engineers)

3 ESTADO DEL ARTE.

La introducción del diseño estructural por ordenador generó una revolución al posibilitar la realización de cálculos inabordables con anterioridad, además ha permitido automatizar notablemente los procesos de análisis y abordar problemas de complejidad creciente.

En términos numéricos, se formula el problema de análisis de presas como la determinación del estado tenso-deformacional en cada punto de una presa de hormigón, pero se plantean una serie de problemas secundarios, tales como el ser capaz de reproducir aspectos teóricos como el comportamiento real de los materiales constitutivos, o aspectos prácticos tales como modelar adecuadamente la geometría de la estructura. Todos estos problemas son abordados en los apartados posteriores.

El modelo analítico es complejo, ya que las presas no son estructuras aisladas, si no que interactúan con el terreno y el agua del embalse, por lo que el problema se extiende a uno de interacción fluido-presa-terreno. La representación completa de esto es inviable, por lo que se recurre a unos contornos ficticios que deben adoptar las medidas oportunas para que no se produzca una perturbación en los resultados.

Por tanto, se trata de un problema a diferentes escalas, una de pequeñas dimensiones, como puede ser el estado de micro-fisuración del hormigón, una intermedia, que incluye a la presa, el aliviadero y las juntas, por ejemplo, y otra de grandes dimensiones al tener que representar una buena porción del terreno y de embalse.

Por otra parte, la representación de las cargas actuantes también es importante. Las cargas como el peso propio o el empuje hidrostático están bien establecidas, sin embargo, una de las cargas más importantes que puede actuar sobre una estructura y una de las más complicadas de analizar es la acción sísmica. Así, el problema se ve extendido con una serie de incógnitas propias de la ingeniería sísmica.

De cualquier forma, todas las incógnitas que rodean al estudio del comportamiento estructural hacen imposible pretender hacer un análisis completo. Se deben adoptar una serie de simplificaciones que permitan obtener respuestas razonables. El desafío consiste en encontrar el equilibrio entre el coste numérico asociado a la representación de estos fenómenos y el error que conlleva cualquier simplificación introducida en el sistema.

Los métodos de cálculo que se han ido utilizado para el análisis de presas y su evolución son los siguientes.

-Análisis estático.

Antes de la aparición de los ordenadores y de utilizar el análisis numérico, las presas eran diseñadas haciendo un análisis estático de fuerzas. Frente a acciones sísmicas, se realizaba de forma aproximada mediante cálculos pseudo-estáticos. El buen comportamiento estructural se garantizaba a través de grandes coeficientes de seguridad contra el deslizamiento o vuelco.

La aparición de los primeros ordenadores junto con el desarrollo de métodos numéricos como es el Método de los Elementos Finitos (MEF), hizo que el análisis tenso-deformacional de estructuras tridimensionales empezara a tener relevancia. Esto ha permitido realizar estudios más realistas del comportamiento que los llevados a cabo anteriormente.

-Análisis dinámico.

Los primeros avances que se produjeron en este campo fueron pequeños cambios conceptuales en los cálculos tales como considerar los efectos de la flexibilidad de las presas y la compresibilidad del agua. Más tarde se incluyeron los efectos de interacción presa-fluido-terreno, asentamiento de la cimentación y amortiguamiento entre otros.

Las grandes presas estuvieron entre las primeras obras para las cuales los criterios del proyecto sísmico fueron tenidos en cuenta desde la década de 1930. Hasta la publicación del boletín 72 de ICOLD, en 1989: “*Elección de los parámetros sísmicos para grandes presas*”, era corriente proyectar las presas para resistir los terremotos utilizando una aproximación pseudo-estática, en general, para una aceleración horizontal de 0,1 g. Hoy se sabe que los sismos pueden provocar aceleraciones de suelo mucho más elevadas que los valores estimados en el momento del proyecto en numerosas presas existentes. (Fuente: BLÁZQUEZ [15])

Además, a mayor parte de los análisis se hacían en el dominio de la frecuencia, ya que resultan más baratos y sencillos. Para incluir efectos sísmicos se construían espectros de diseño o respuesta, método que tiene la ventaja de ser muy simple.

Incluso en la actualidad, el estudio de respuestas de los sistemas a excitaciones sísmicas requiere grandes simplificaciones. La tendencia actual es la de utilizar programas que permiten simular los movimientos sísmicos, o al menos acercarse a la respuesta con un nivel de detalle superior al que se tenía anteriormente, ya sea con el análisis en el dominio de la frecuencia, o en el dominio del tiempo, donde se plantea el problema en términos de las ecuaciones generales del movimiento para el sistema completo. La excitación sísmica se introduce mediante acelerogramas.

-Análisis no lineal.

Los modelos constitutivos destinados a simular el comportamiento de materiales friccionales como puede ser el hormigón han tenido un destacado desarrollo. En general se han formulado diversos tipos de modelos que van desde reproducir procesos elásticos y lineales o no lineales, hasta inelásticos dependientes del tiempo. Además, estos modelos han sido formulados teniendo también en cuenta leyes de compatibilidad en pequeñas y grandes deformaciones, y en configuraciones de equilibrio para pequeños y grandes desplazamientos, introduciendo de esta manera las no linealidades geométricas.

Para resolver este tipo de problemas no lineales, se han desarrollado técnicas de análisis numérico basados en modificaciones del método de Newton-Raphson, que introducen una modificación iterativa del nivel de carga (o métodos con control de carga), además de métodos con control de desplazamientos, lo que permite analizar situaciones no lineales con elevada complejidad.

Capítulo 2

MODELO PARA EL ANÁLISIS NUMÉRICO

4 DESCRIPCIÓN DE LA PRESA.

4.1 Geometría.

Las principales características geométricas de la presa son las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.1 Características geométricas de la presa Janneh.

Parámetro	Valor
Altura máxima sobre excavación	157 m
Ancho en la cresta	10 m
Ancho máximo en la base	66 m
Longitud de la cresta	300 m aprox.
Radio de curvatura de la cara de aguas arriba	240 m
Cota de la cresta	847 m
Cota del aliviadero	839 m
Cota de la base	690 m
Pendiente de la cara de aguas abajo	0,8H/1V

Las figuras que se muestran a continuación muestran la algunas vistas de la geometría de la presa:

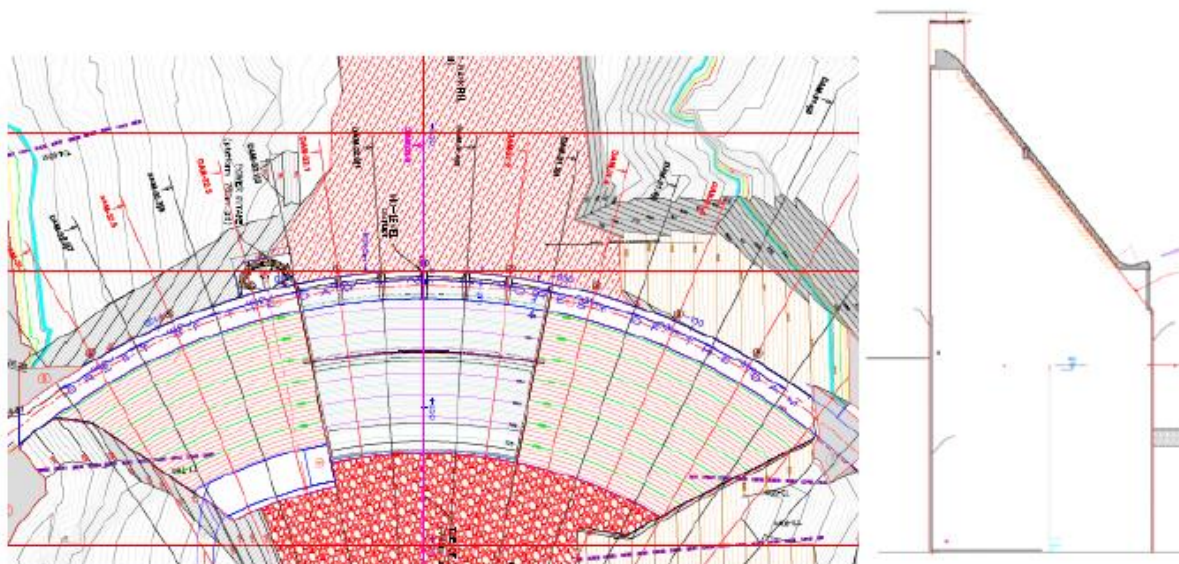


Figura 4.1 Vista en planta y sección transversal del bloque central de la presa. (Fuente: ANDRIAN [4])

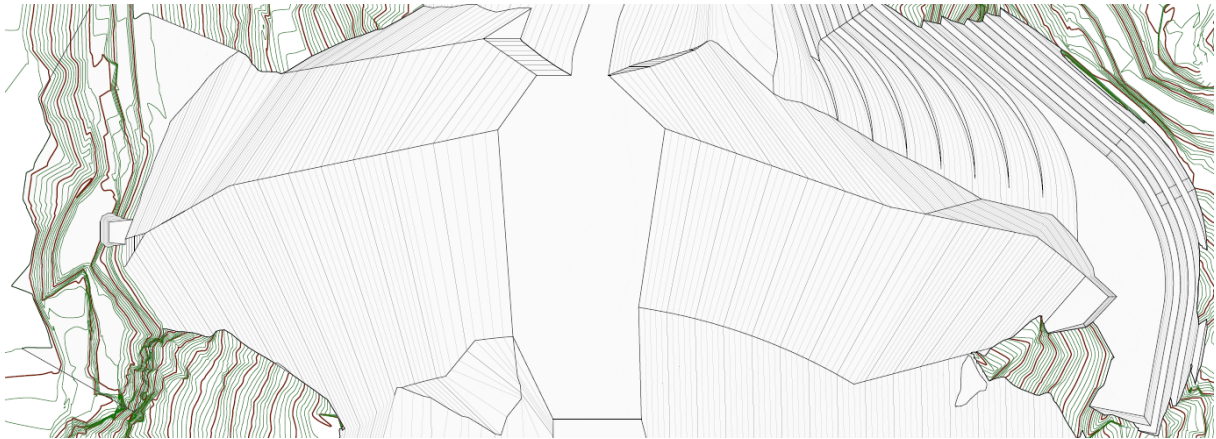


Figura 4.2 Vista en planta de la excavación de la presa. (Fuente: ANDRIAN [4])

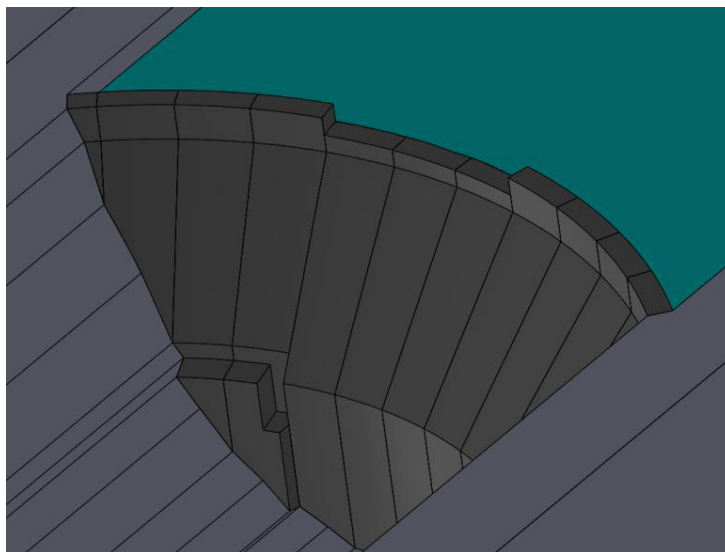


Figura 4.3 Vista 3D de la presa. (Fuente: ANDRIAN [4])

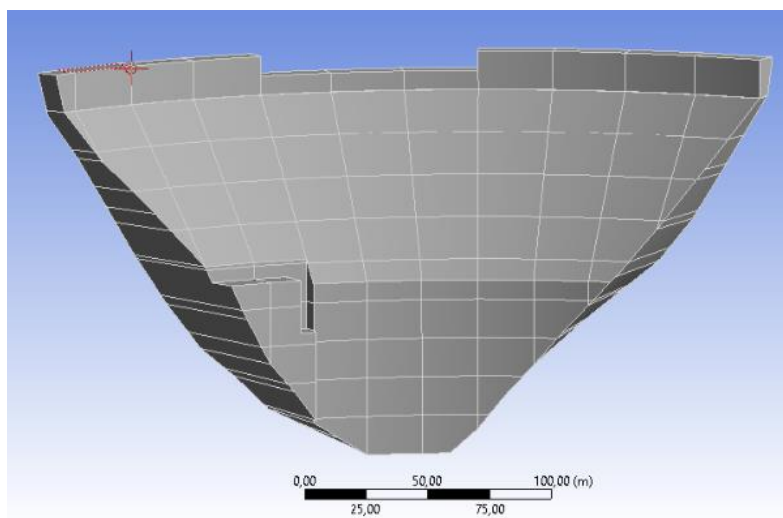


Figura 4.4 Vista 3D del modelo propio de la presa.

4.2 Materiales y leyes constitutivas.

Como se ha definido en apartados anteriores, la presa es de hormigón compactado con rodillo (RCC). Tanto el hormigón como la roca del cimiento siguen una ley elástica lineal.

Dependiendo de la etapa de cálculo del presente análisis, la interfaz presa-cimiento puede seguir una ley constitutiva no lineal. En este caso, la interfaz debe ser capaz de representar la apertura de la grieta que pueda producirse. La modelización de esta apertura se explica en el apartado correspondiente.

Las leyes constitutivas de un material son las ecuaciones que expresan la relación entre las tensiones aplicadas sobre un cierto cuerpo y las deformaciones que las mismas provocan. Dentro de todos los tipos de modelos constitutivos existentes, los materiales del presente análisis van a seguir un modelo elástico lineal isótropo homogéneo. Un material sigue este modelo si en cada instante, las tensiones son función únicamente de la deformación local. Estas deformaciones para un material elástico lineal son reversibles.

Las expresiones de las deformaciones en función de los desplazamientos para un estado tridimensional de deformación son las siguientes.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u_x}{\partial x}, & \varepsilon_{yy} &= \frac{\partial u_y}{\partial y}, & \varepsilon_{zz} &= \frac{\partial u_z}{\partial z} \\ \varepsilon_{xy} &= \varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_{xz} &= \varepsilon_{zx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_{yz} &= \varepsilon_{zy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right)\end{aligned}$$

Las leyes de Hooke generalizadas permiten obtener el estado de deformaciones en el entorno de un punto de un sólido elástico a partir de su estado tensional. Las ecuaciones inversas, es decir, las que permiten obtener el estado de tensiones a partir del estado de deformaciones son las ecuaciones de Lamé. Estas se obtienen invirtiendo las leyes de Hooke y son las siguientes.

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \lambda e + 2G\varepsilon_x \\ \sigma_y &= \lambda e + 2G\varepsilon_y \\ \sigma_z &= \lambda e + 2G\varepsilon_z\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{xy} &= G\gamma_{xy} \\ \tau_{xz} &= G\gamma_{xz} \\ \tau_{yz} &= G\gamma_{yz}\end{aligned}$$

$$\gamma_{ij} = 2\varepsilon_{ij}$$

Los parámetros G y λ se relacionan con los parámetros de elasticidad, módulo de Young o módulo de deformación longitudinal, E , y coeficiente de Poisson, ν , mediante las siguientes expresiones.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

En la interfaz entre la presa y el cimiento, sigue un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, con las características recogidas en la tabla que se muestra a continuación, junto con el resto de propiedades del hormigón y del terreno que constituye el cimiento.

Tabla 4.2 Propiedades de los materiales constituyentes del modelo. (Fuente: ANDRIAN [4])

Material	Densidad [kg/m³]	Módulo de deformación longitudinal [GPa]	Coefficiente de Poisson	c [kPa]	ϕ [°]	Resistencia a tracción [MPa]
Hormigón	2.400	20	0,2	-	-	-
Cimiento	2.800	25	0,25	-	-	-
Interfaz	-	-	-	0	45	0

5 MODELACIÓN NUMÉRICA DE PRESAS. MODELOS DETERMINISTAS.

El aumento de potencia de los ordenadores y el consiguiente abaratamiento de los cálculos ha hecho que en la actualidad no se conciba el proyecto de ninguna presa sin ir acompañado de cálculos suficientemente precisos.

Los tipos de modelos que se pueden realizar son:

- Deterministas, los cuales están basados en la experiencia y las leyes físicas para obtener fórmulas sencillas y modelos matemáticos.
- Estadísticos, que buscan correlaciones con datos de auscultaciones.
- Probabilísticos, se basan en realizar una caracterización de la fiabilidad de la presa y análisis de riesgos.
- Adaptativos, basados en inteligencias artificiales, sistemas expertos y redes neuronales (en fase de investigación).

Los modelos deterministas permiten simular la respuesta de un sistema ante acciones externas mediante modelos matemáticos basados en principios físicos, por lo que son los que se va a utilizar. En función de las técnicas de análisis utilizadas se tienen distintos tipos de métodos, como son:

- Métodos de elementos de contorno.
- Métodos de elementos del dominio.
- Métodos híbridos de los dos anteriores.

De todos estos, nos interesan más los métodos de elementos del dominio. En ellos se realiza una discretización en recintos o elementos no solapados conectados con otros elementos mediante nodos. Las ecuaciones diferenciales se plantean para cada uno de estos nodos. Para que se puedan resolver se necesitan unas condiciones iniciales y unas condiciones de contorno en los nodos que delimitan los elementos de interés.

Dentro de los métodos de elementos del dominio están incluidos el método de elementos finitos y el método de las diferencias finitas.

Para el caso del método de las diferencias finitas, el sistema de ecuaciones diferenciales se sustituye por un sistema equivalente de expresiones algebraicas, donde las incógnitas son las variables en los nodos.

En el Método de los Elementos Finitos, dentro de cada elemento se definen unas “funciones de forma”, que determinan el valor de las variables en el interior del elemento en función de los valores de las variables en los nodos.

En el campo del análisis estructural (además de otras ramas de la ingeniería), el método más utilizado, es el Método de Elementos Finitos. Este es un procedimiento numérico que se basa en considerar la estructura dividida en elementos discretos con determinadas condiciones de vínculo entre sí, generándose un sistema de ecuaciones que se resuelve numéricamente y que proporciona el estado de tensiones y deformaciones (en el caso de realizar un análisis estructural).

Este método permite la resolución de casos que hace poco eran casi imposibles de abordar mediante métodos matemáticos tradicionales. Este hecho obligaba a la realización de prototipos para ensayarlos, lo que hacía que aumentara el coste económico y temporal.



Figura 5.1 Presa de Buendía.



Figura 5.2 Prototipo de la presa de Buendía. Cedex. (Fuente: ALONSO Y MORENO [2])

El Método de Elementos Finitos permite realizar un modelo matemático del sistema real, el cual se puede modificar de manera mucho más sencilla que un prototipo, aunque su comportamiento y la precisión de la solución dependen de las hipótesis utilizadas y, por lo tanto, del conocimiento que tenga el calculista del comportamiento real de la estructura.

La calidad de los resultados depende del tipo de elemento, la configuración y el tamaño de la malla. Una mayor precisión se consigue con una malla más fina, pero los tiempos de cálculo aumentan, por lo que hay que encontrar un equilibrio entre el tamaño de la malla y la precisión de la solución.

6 INTRODUCCIÓN A ANSYS.

Como se ha comentado anteriormente, los ingenieros de presas se apoyan cada vez más en el uso de los ordenadores y de programas para diseñar o para tomar decisiones. Estas herramientas son una gran ayuda en la resolución de los diferentes problemas.

En este caso se ha utilizado el software ANSYS para la modelación y resolución de los elementos finitos.

ANSYS es un programa comercial que permite el manejo de modelos de materiales desarrollados por el usuario y combina en su sistema de resolución las posibilidades de pre y postprocesamiento. Dispone de diferentes módulos para la resolución de los distintos tipos de problemas, siendo estos, problemas de análisis estructural dinámicos y estáticos (ambos para problemas lineales y no lineales), análisis de transferencia de calor y fluidodinámica, y también problemas de acústica y electromagnetismo.

Como es habitual en todos los programas de cálculo de elementos finitos ANSYS dispone de tres módulos de trabajo, los cuales son comunes a cualquier tipo de análisis que se vaya a realizar, desde un elástico y lineal a un dinámico no lineal. Estos tres módulos son:



Preproceso:

Definición del problema. Consta de la creación del modelo, de los tipos de elementos a utilizar y la geometría, así como la creación del mallado de los elementos. Además, se definen los materiales que se van a utilizar, que pueden ser definidos por el usuario u obtenerse mediante librerías.

Corresponde a este módulo la asignación de cargas y la aplicación de las condiciones de contorno sobre los nodos y elementos.

Solución:

Es la parte donde el programa donde realiza todo el cálculo y genera las soluciones. Los pasos que abarca son los siguientes:

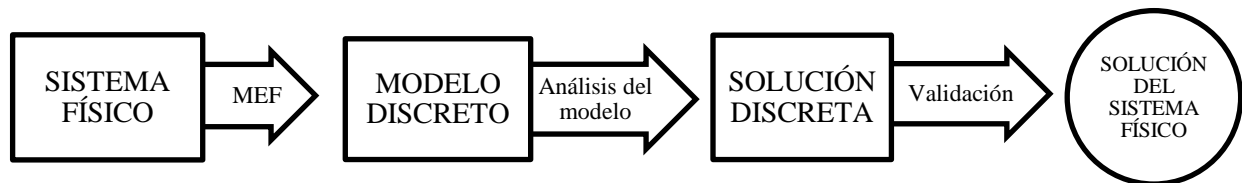
- Selección del tipo de cálculo a realizar, por ejemplo, si es un análisis transitorio, en régimen armónico, estático, de pandeo, etc.
- Configuración de los parámetros de cálculo. Selección de intervalos de tiempo, norma del error, número de iteraciones, etc.

Postproceso:

Una vez realizada la solución, se obtienen los resultados deseados, como desplazamientos, deformaciones, tensiones, etc.

Pese a la potencia computacional aportada por el programa, el factor principal para conseguir una aceptable aproximación de los resultados finales con los reales pasará inevitablemente por la aplicación de unos conocimientos mínimos por parte del usuario en cuanto a los métodos empleados por el programa, y sobre todo, en cuanto a las posibles fuente de error.

El siguiente esquema resume el proceso a seguir en la utilización de cualquier tipo de programa de cálculo basado en el Método de Elementos Finitos (MEF) como el que no ocupa en este caso.



7 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.

Las presas con una geometría continua, como las presas de gravedad, consisten en general en una sección transversal constante con las correspondientes juntas de dilatación. Para estos tipos de presas, es común utilizar un análisis con modelos 2D basados en la teoría de la deformación plana generalmente.

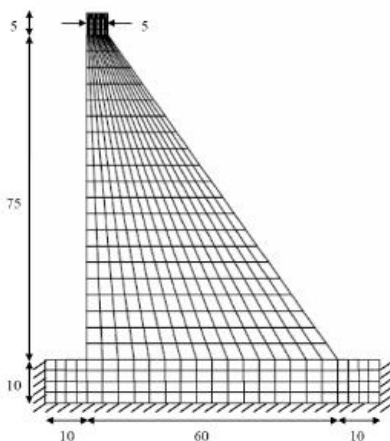


Figura 7.1 Modelo 2D de una presa de gravedad (Fuente: ALTAREJOS [3])

En los casos donde se produzca una variación en la sección transversal a lo largo de la presa y/o se transfiera carga en dirección lateral, se utilizan principalmente análisis con modelos 3D. Estos casos son principalmente el de los distintos tipos de presas arco, e incluso se puede hacer con presas de contrafuertes en algunos casos. Para el caso de estudio, se utiliza un modelo 3D para el análisis.

7.1 Partes del modelo.

Para la elaboración del presente estudio, no se ha trabajado con un único modelo, sino con uno distinto para cada tipo de análisis realizado. Todos estos modelos comparten muchos elementos en común, como el dominio, muchas de las condiciones de contorno y acciones, pero en cada uno de ellos se introducen diferencias significativas, que van aumentando la complejidad del mismo en cada etapa de cálculo y, por consiguiente, el coste computacional y temporal. Los elementos generales de cada modelo pueden resumirse en los expuestos a continuación.

-Dominio: Espacio geométrico donde se va a analizar el sistema. En este caso, el modelo geométrico está compuesto por la presa y una porción de terreno, con una anchura de valor $4,75 H$, y un espesor y altura de $2,5 H$ cada uno. Siendo H la altura de la presa.

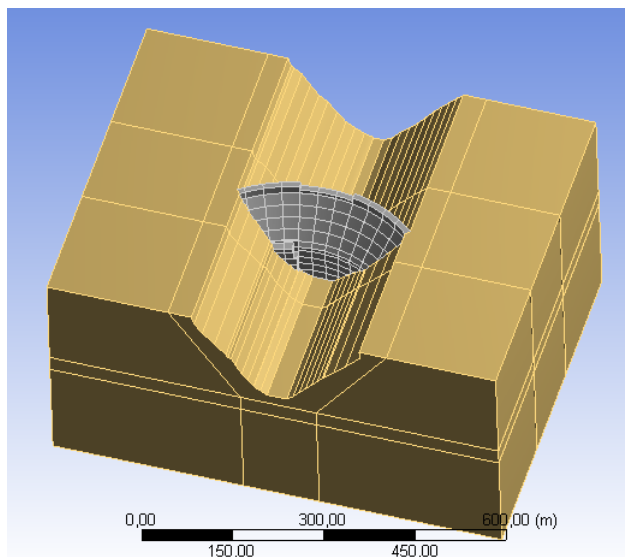


Figura 7.2 Dominio completo del modelo de la presa.

-Condiciones de contorno: Variables conocidas que condicionan el cambio del sistema: Cargas, desplazamientos, temperatura, etc. En el caso de estudio, las acciones se describen en cada caso, pues se han realizado distintos análisis, tanto estáticos como dinámicos (por ejemplo, empuje hidrostático, hidrodinámico, aceleración de la gravedad, acelerogramas, etc). En cuanto a las condiciones en los límites del dominio, para todos los análisis realizados se han considerado las paredes del terreno como indeformables, es decir, no hay desplazamientos en los contornos del dominio, el vertical está impedido en la base del terreno y el horizontal también lo está en los límites laterales.

En cuanto a la zona de la interfaz presa-cimiento, en cada caso se explica cómo se ha considerado, ya que en función del tipo de análisis que se vaya a realizar se tienen diferentes necesidades a la hora de tratar esta interfaz.

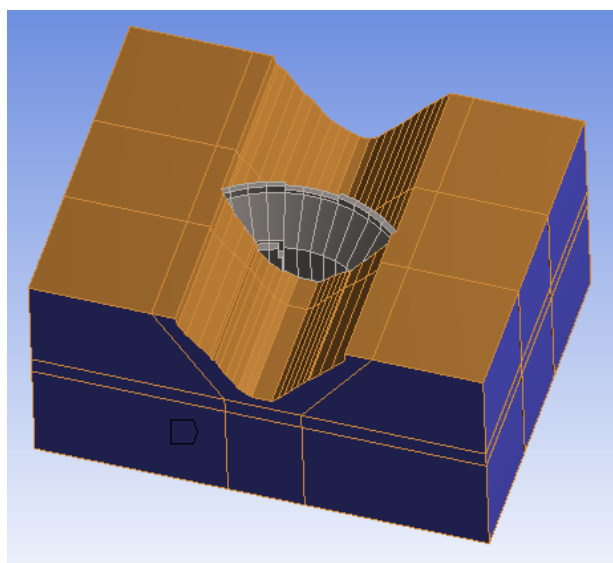


Figura 7.3 Condición de contorno en los laterales y la base del dominio. $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 0$.

-Incógnitas: Son las variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno hayan actuado sobre el sistema. Estamos hablando de las deformaciones, tensiones, temperaturas, etc. Éstas van a ser evaluadas para cada análisis, al igual que las condiciones de contorno.

7.2 Mallado y elementos utilizados.

El dominio se divide en una serie de elementos conectados por nodos, como se ha comentado anteriormente. Sobre estos nodos es donde se van a materializar las incógnitas del sistema, por lo que los resultados se calculan en estos puntos. Se pueden definir como los puntos del espacio donde se considera que existen grados de libertad y acciones.

El conjunto de estos puntos del espacio o nodos, es lo que conocemos como “malla”. Para la materialización de esta malla en ANSYS se ha utilizado el método “*Hex dominant*”, con lo que se crea una malla cuyos elementos son hexaedros. Se ha decidido utilizar este método porque el mallado hexaédrico arroja mejores resultados para cuerpos con gran cantidad de volumen interior, como es el caso.

Los elementos son la representación matricial de la interacción entre los grados de libertad de un conjunto de nodos. Existen distintos tipos de elementos, pero en este caso vamos a trabajar con elementos de volumen, los cuales están formados por 4 o más nodos, y se utilizan para la representación de sólidos tridimensionales.

Como ya se ha comentado, se utilizan elementos hexaédricos, concretamente cubos. Dentro de los distintos elementos que podemos encontrar en ANSYS, se han utilizado los elementos **SOLID186** para el cuerpo de la presa y el terreno.

Estos son elementos sólidos 3-D de 20 nodos con tres grados de libertad por nodo: desplazamientos en las direcciones nodales x, y, z. El elemento permite la correcta modelización de plasticidad, fluencia, rigidez por tensión, grandes desplazamiento y grandes deformaciones (Fuente: ANSYS 16.2 [13]).

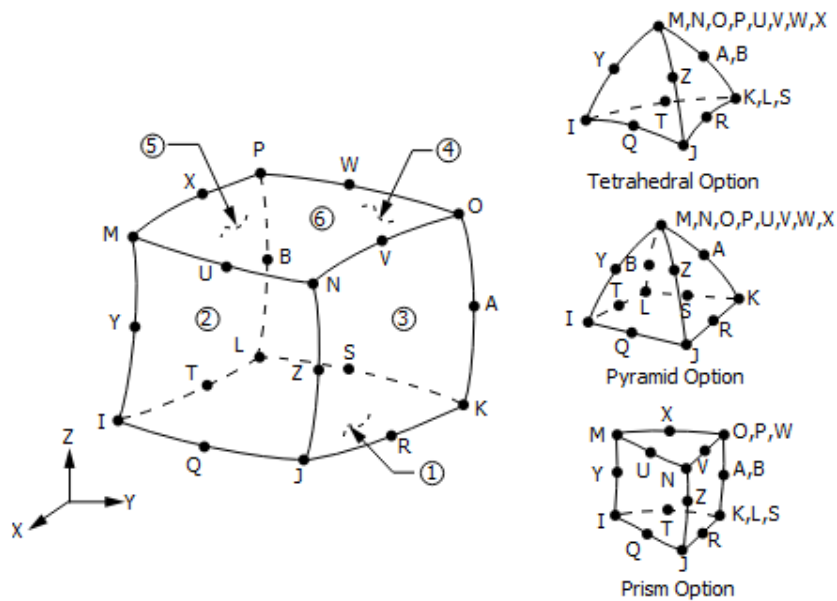


Figura 7.4 SOLID186. Sólido estructural 3D en ANSYS.

El modelo utilizado, consta de 41.937 elementos y 1878.798 nodos, con tres grados de libertad en cada nodo, como ya se ha comentado, desplazamiento en las direcciones x, y, z.

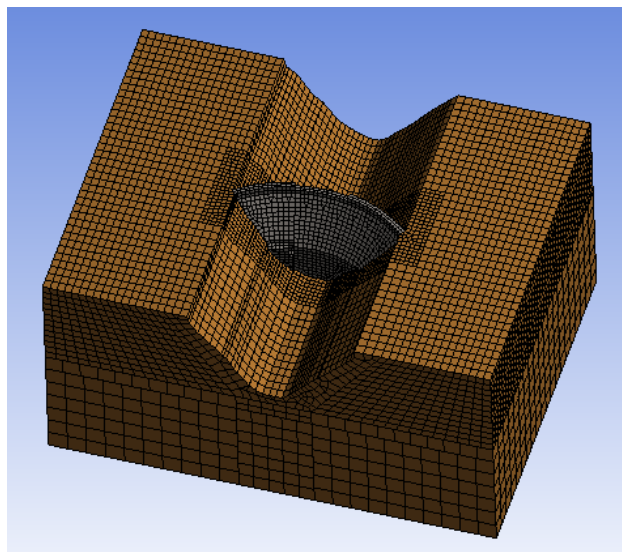


Figura 7.5 Modelo tras la aplicación del mallado.

Así, se consigue pasar de un sistema continuo, caracterizado por un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela mediante un sistema de ecuaciones, lineales o no.

Por último, la solución a este sistema consiste en encontrar los desplazamientos de los nodos considerados, y a partir de ellos, las deformaciones y las tensiones del sistema. Estamos aplicando por tanto, el método de los desplazamientos, cuya principal diferencia con el otro método de discretización de la estructura, el método de las fuerzas, radica en las variables que se toman como incógnitas y en la secuencia de aplicación de las relaciones de equilibrio, compatibilidad y comportamiento.

8 TIPOS DE PROBLEMAS.

Dependiendo del tipo de análisis que se vaya a realizar, se utiliza un tipo de sistema de ecuaciones u otro. Las relaciones entre las acciones externas y las deformaciones se tienen en cuenta en la rigidez del elemento y en sus relaciones constitutivas. Por ejemplo, para un problema elástico y lineal, las ecuaciones que definen el sistema pueden expresarse de forma matricial mediante la siguiente expresión:

$$\{Q\} = [K]\{D\}$$

Donde el término $[K]$ es la matriz de rigidez global de la estructura, $\{Q\}$ es el vector global de cargas de la estructura y $\{D\}$ es el vector de desplazamientos globales.

Cuando las condiciones del problema cambian, también lo hacen las ecuaciones que definen el sistema y que se utilizan para su resolución (problemas estáticos no lineales, problemas dinámicos, etc.)

Cuando las cargas son variables en el tiempo, estamos ante un problema de tipo dinámico, donde la aplicación de las relaciones fundamentales da lugar al siguiente sistema de ecuaciones lineales:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q(t)\}$$

Donde el primer término de la ecuación anterior constituye las fuerzas inerciales debidas a la aceleración de la masa de la estructura ($[M]\{\ddot{u}\}$), el segundo representa las fuerzas de amortiguamiento ($[C]\{\dot{u}\}$), mientras que el tercero representa las fuerzas mecánicas debidas a las deformaciones que tienen lugar en la estructura ($[K]\{u\}$).

Estas ecuaciones pueden resolverse por el método de superposición modal o por el método de integración directa paso a paso, dependiendo del tipo de problema que se esté resolviendo. En los apartados correspondientes a cada tipo de análisis se profundiza más en los conceptos que aquí se presentan.

Es habitual encontrarse ante un problema no lineal, donde la aplicación de las relaciones fundamentales da lugar a sistemas de ecuaciones no lineales. Entonces estas ecuaciones pueden resolverse por métodos incrementales o iterativos (Newton-Raphson por ejemplo). En el caso de que las cargas sean variables en el tiempo, no es válido el método de superposición modal y hay que recurrir al método de integración directa paso a paso. Este tipo de problemas son costosos de resolver, ya que debe resolverse un problema no lineal para cada incremento de tiempo.

Como se ha comentado, en cada apartado se profundizará más en cada tipo de análisis.

A continuación, se resumen los distintos tipos de problemas de análisis de estructuras (sin tener en cuenta los análisis de estabilidad estructural).

Tabla 8.1 Tipos de problemas en el análisis de estructuras. (Fuente: SÁNCHEZ [31])

ANÁLISIS	LINEAL	NO LINEAL (geometría o material)
ESTÁTICO	ESTÁTICO LINEAL $-\{Q\} = [K]\{D\}$	ESTÁTICO NO LINEAL -Métodos incrementales o iterativos
	DINÁMICO	MODOS PROPIOS $-\{[K] - \omega^2[M]\}\{\phi_i\} = \{0\}$ RESPUESTA DINÁMICA $-\{M\}\{\ddot{u}\} + \{C\}\{\dot{u}\} + \{K\}\{u\} = \{Q(t)\}$ -Superposición modal -Integración directa paso a paso

Capítulo 3

ANÁLISIS ESTÁTICOS

9 PROCESO CONSTRUCTIVO.

La presa está compuesta por hormigón compactado con rodillo (RCC), por lo que el proceso constructivo se simula mediante la superposición de 10 capas del mismo espesor hasta formar la presa completa. Cada capa tiene un espesor de 15,7 m, formando así una altura de presa total de 157 m.

El modelo realizado para el cálculo del peso propio durante el período constructivo considera el contacto presa-cimiento como “pegado”, con los desplazamientos horizontal y vertical impedidos: $\Delta x = \Delta y = 0$

Esto se ha modelizado en Ansys mediante la introducción de un contacto tipo “bonded”, el cual, hace que las dos regiones en contacto se consideren pegadas, sin permitir el deslizamiento ni la separación entre ambas. De esta manera se evita cualquier problema de convergencia numérica en esta primera etapa de cálculo.

Los resultados que aquí se presentan, están basados en un modelo donde se considera una combinación del cálculo del peso propio y de la etapa considerada.

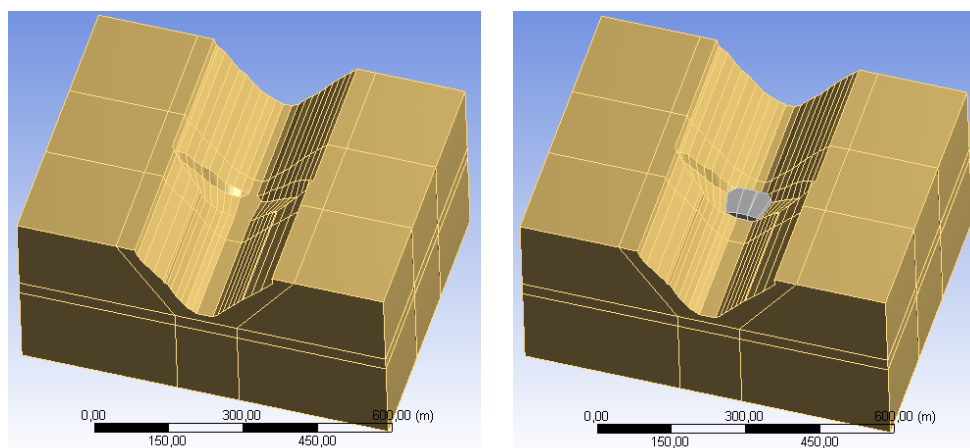


Figura 9.1 Proceso constructivo. Terreno con excavación y primera capa.

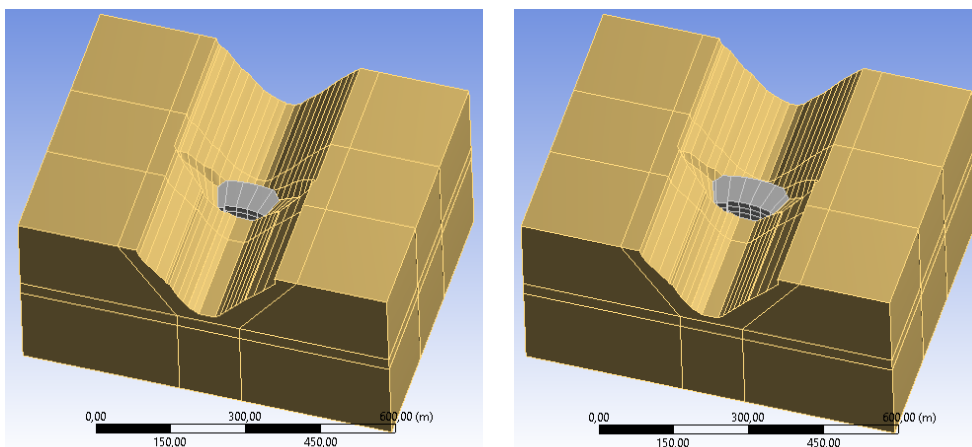


Figura 9.2 Proceso constructivo. Segunda y tercera capas.

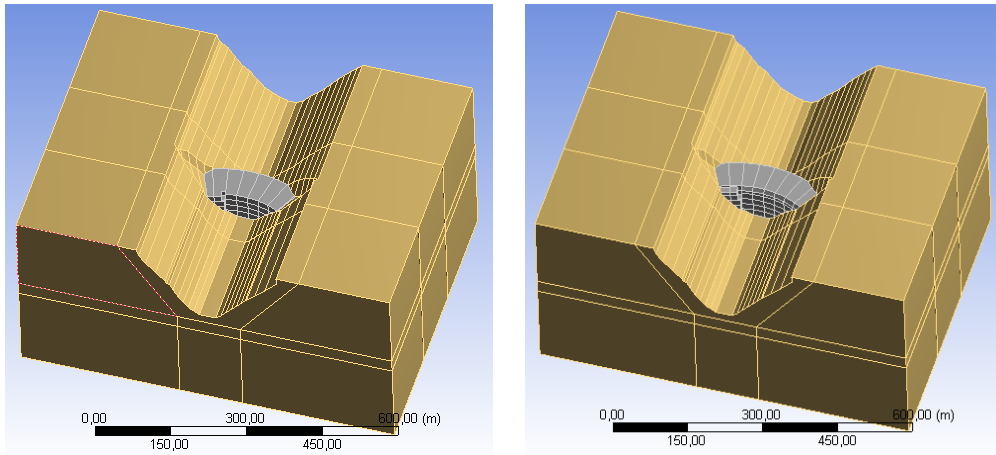


Figura 9.3 Proceso constructivo. Cuarta y quinta capas.

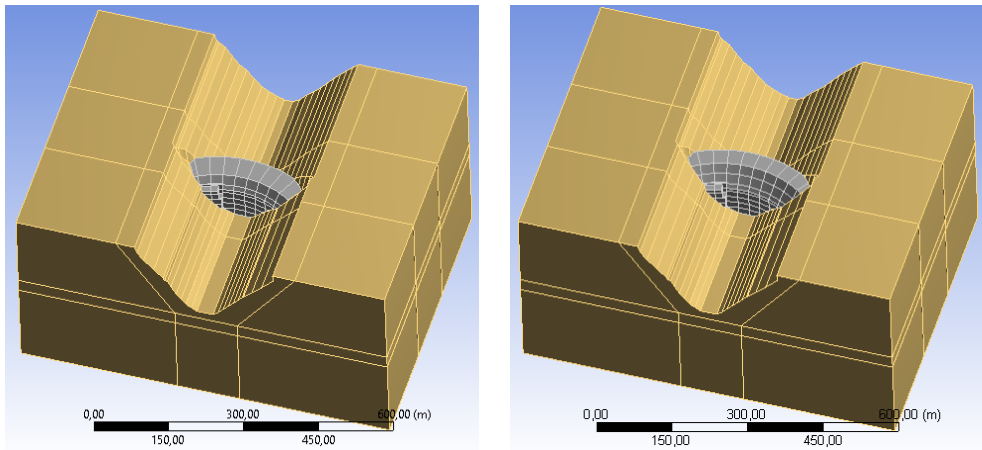


Figura 9.4 Proceso constructivo. Sexta y séptima capas.

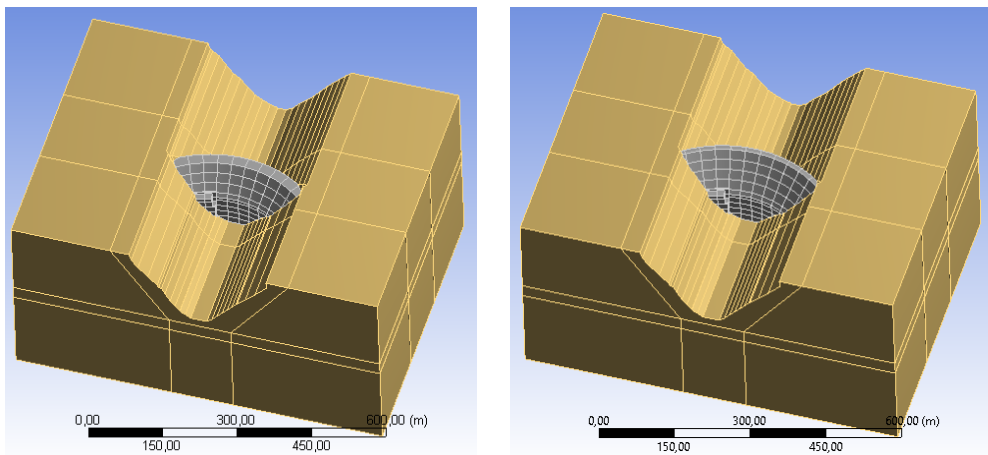


Figura 9.5 Proceso constructivo. Octava y novena capas.

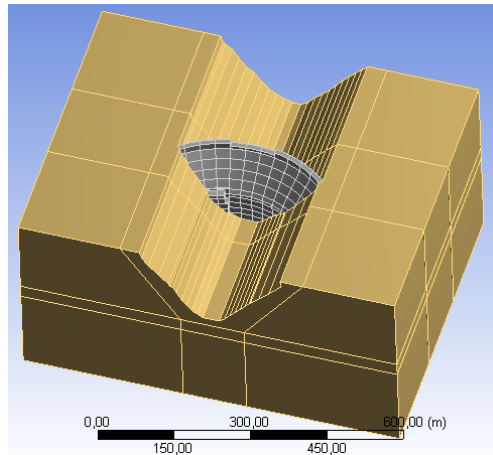


Figura 9.6 Proceso constructivo. Presa completada.

Los resultados obtenidos de esta etapa de proceso constructivo, se utilizan como situación inicial para los análisis realizados posteriormente, combinando esta etapa con la etapa considerada en cada momento. Así, esta etapa constituye una etapa previa a las sucesivas.

No se ha tenido en cuenta el proceso de generación de calor durante la etapa constructiva, únicamente las deformaciones provocadas por el peso propio del conjunto.

10 ANÁLISIS ESTÁTICOS.

Los análisis estáticos realizados son:

1. Análisis lineal
2. Análisis no lineal

Para la realización de todos los modelos de análisis estáticos se ha considerado el embalse a nivel máximo normal (NMN), correspondiente a 839 m, mientras que el nivel en la cara de aguas abajo se fija en 690 m, equivalente al nivel del lecho del río, por lo que no hay empuje hidrostático aguas abajo de la presa.

Las solicitaciones a considerar para los distintos análisis son:

- Peso propio de la presa
- Presión hidrostática a NMN
- Subpresión (funcionamiento correcto de los drenes)
- Subpresión (fallo de drenes)

La distribución de la subpresión es la que puede observarse en la siguiente figura, en la que la línea azul representa la línea piezométrica. La galería de drenaje de la presa se sitúa a 10 m de la cara de aguas arriba de la presa, considerando una eficiencia de los mismos del 33,3 %.

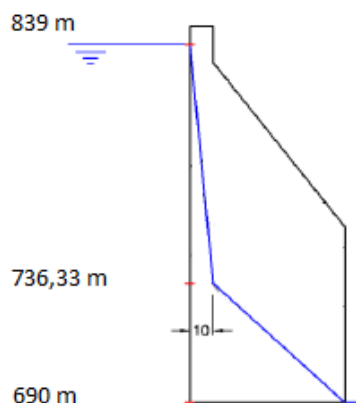


Figura 10.1 Distribución de la línea piezométrica a través de la presa.

Los resultados comunes que se van a obtener en cada etapa de cálculo son:

- La evolución del desplazamiento del paramento de aguas arriba del bloque 0 vs. Elevación.
- La evolución del desplazamiento del paramento de aguas arriba del bloque 5 vs. Elevación.
- La evolución de la tensión del arco del paramento de aguas arriba del bloque 0 vs. elevación.

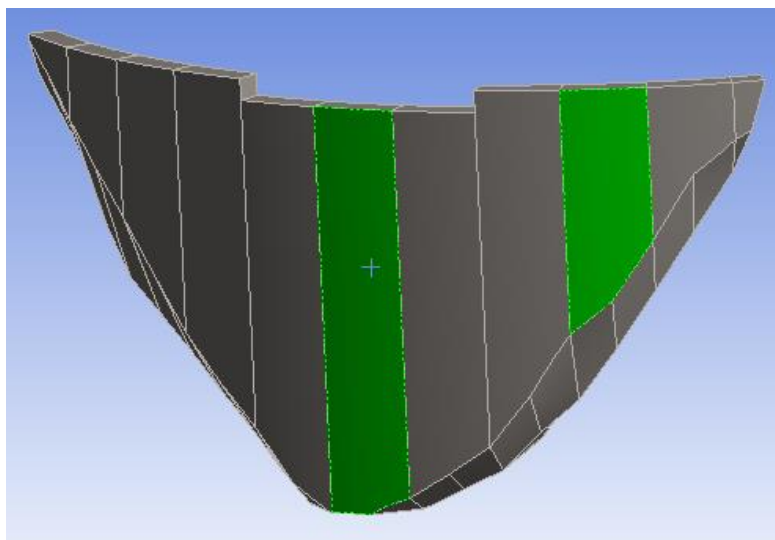


Figura 10.2 Bloques 0 (izquierda) y 5 (derecha) en el paramento de aguas arriba.

Otros parámetros serán obtenidos en las etapas específicas, los cuales son descritos en la descripción del análisis correspondiente.

10.1 Análisis lineal.

Las hipótesis básicas del análisis lineal de estructuras son: (Fuente: MARTÍ [26])

-Pequeños desplazamientos. Esta hipótesis supone que los desplazamientos de la estructura, debidos a la acción de las cargas aplicadas, son pequeños. Debido a esto puede admitirse que la geometría de la estructura antes y después de aplicar las cargas, es la misma.

-Linealidad del comportamiento del material. Esta hipótesis supone que la ley de comportamiento del material es lineal, lo que quiere decir que, si la carga aplicada sobre el material se multiplica por un cierto valor, las tensiones y deformaciones vienen multiplicadas por ese mismo valor. Bajo esta hipótesis, todos los materiales trabajan en la rama elástica del diagrama tensión deformación, siempre por debajo del límite elástico.

-Principio de superposición. Si se admiten las hipótesis de pequeños desplazamiento y linealidad del material, la respuesta de la estructura será lineal y puede ser descrita mediante un sistema de ecuaciones lineales. La consecuencia de estas es el principio de superposición, que dice que “el efecto de varias cargas actuando sobre una estructura, es igual a la suma de los efectos de cada una de las cargas actuando aisladamente”.

Para un análisis estático lineal, el vector de desplazamientos globales $\{D\}$ se resuelve en la ecuación matricial siguiente:

$$\{Q\} = [K]\{D\}$$

Donde:

$[K]$ es la matriz de rigidez global de la estructura, la cual, para un análisis lineal, se considera constante. Las siguientes suposiciones son realizadas:

- Se asume comportamiento elástico y lineal del material.
- Pequeñas deformaciones.

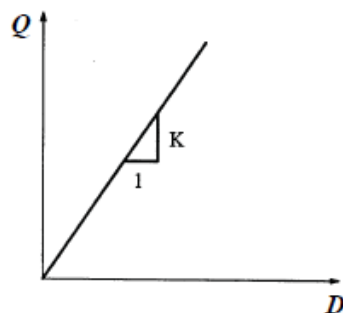


Figura 10.3 Relación lineal del vector de cargas y de desplazamientos.

$\{Q\}$ es el vector global de cargas de la estructura. Se supone:

- Las cargas no varían con el tiempo.
- No hay amortiguamiento.

El contacto presa-cimiento, para este análisis, se ha considerado como “pegado”, se ha modelizado como un apoyo rígido con los desplazamientos tanto horizontal como vertical impedidos: $\Delta x = \Delta y = 0$.

Esto se ha modelizado en ANSYS mediante la introducción de un contacto tipo “bonded”, el cual, hace que las dos regiones en contacto se consideren pegadas, sin permitir el deslizamiento ni la separación entre ambas.

Se ha realizado el análisis para distintos estados de carga, partiendo del más simple, donde solo se considera el peso propio de la presa. Este estado coincide con el estado final del cálculo del peso propio en el apartado del proceso constructivo, por lo que, en lugar de volver a calcularlo, se va a partir de los resultados obtenidos en el cálculo de esta etapa constructiva, combinando este estado con los sucesivos, de manera que las distintas solicitaciones actúan una vez que ya lo ha hecho la acción gravitatoria.

Estos estados de carga se han estructurado según las distintas sollicitaciones que actúan, con un nivel de carga creciente para cada estado.

10.1.1 Estado 1: Peso propio.

Esta acción actúa sobre una presa como una fuerza pasiva, fundamental y permanente que colabora en la estabilidad. El peso propio depende de la forma y las dimensiones de la presa, pero también del peso específico de los materiales. En este caso se trata de hormigón compactado con rodillo con una densidad de 2.400 kg/m^3 .

Como se ha comentado anteriormente, esta acción se va a considerar en el apartado del proceso constructivo y actuando en todos los estados de carga combinándose con las distintas sollicitaciones que se van aplicando en la estructura.

10.1.2 Estado 2: Estado 1 + Empuje hidrostático.

Esta es la fuerza activa fundamental en una presa. La presión del agua sobre una superficie es normal a ella, y su efecto equivale al peso de la columna líquida de sección unidad que gravita sobre cada punto.

En una sección transversal a ella tiene dos componentes, horizontal (H) y vertical (V), siendo la primera la más importante en presas de hormigón, que además es desestabilizadora.

Se ha considerado el embalse a NMN, por lo que la altura de la lámina de agua es de 149 m. Podemos definir la presión hidrostática mediante la siguiente expresión:

$$P_i = \rho g h_i$$

Siendo:

P_i : Presión hidrostática a la profundidad i [Pa]

ρ : Densidad del agua [kg/m^3]

g : Aceleración de la gravedad [m/s^2]

h_i : Profundidad i [m]

Esta presión hidrostática, considerando el embalse a NMN, adopta un valor máximo de 1,4602 MPa tanto en la base de la cara de aguas arriba de la presa como en el fondo del cauce, según la ley triangular que se muestra en la siguiente figura:

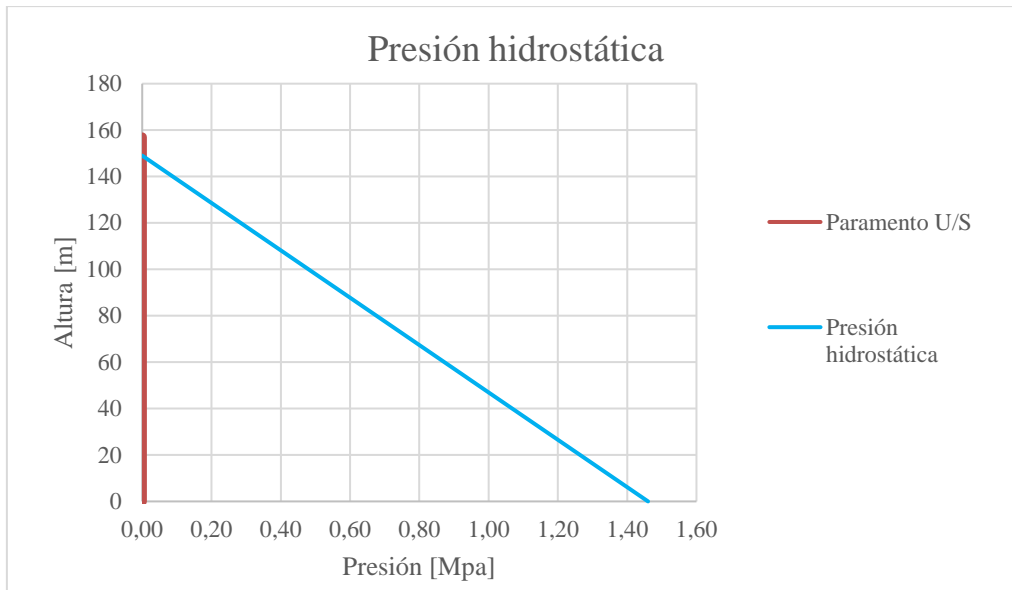


Figura 10.4 Valores de la presión hidrostática vs altura de la presa.

Esta presión se aplica a todo el cauce y al paramento de aguas arriba de la presa.

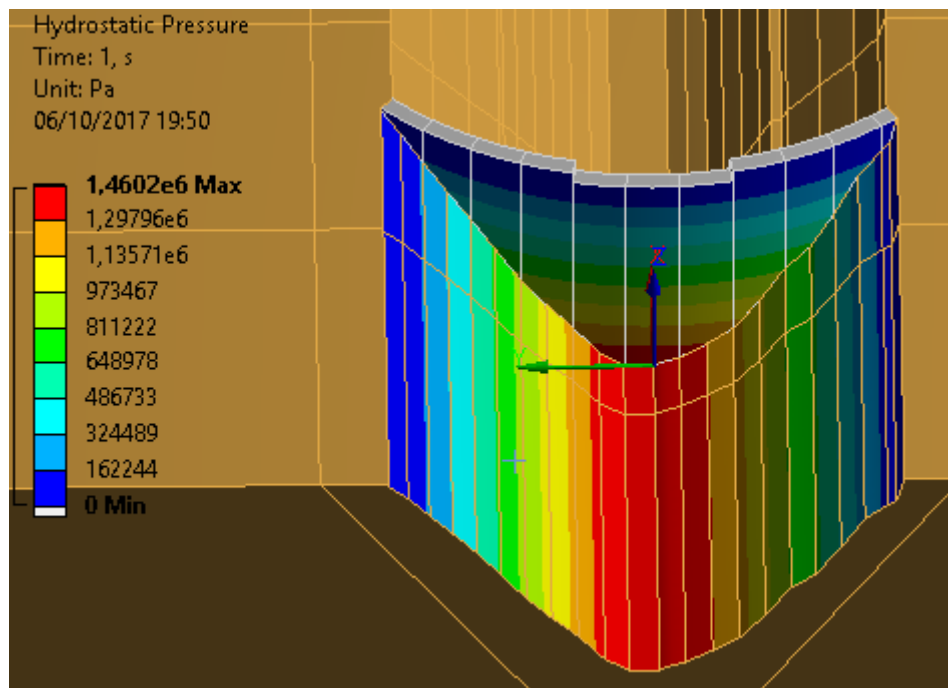


Figura 10.5 Presión hidrostática sobre el cauce y el paramento de aguas arriba en ANSYS.

Con estas acciones actuando sobre la presa se han obtenido los resultados que se muestran a continuación.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B0 (mm)
839,0	18,006
824,1	15,994
809,2	14,042
794,3	12,401
779,4	11,009
764,5	9,681
749,6	8,747
734,7	7,648
719,8	6,545
704,9	5,001
690,0	1,486

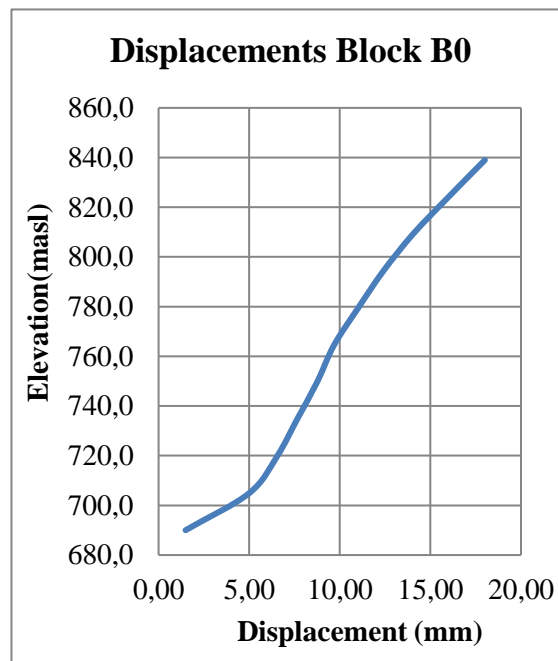


Figura 10.6 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B5 (mm)
847,0	6,0169
837,3	6,0068
827,6	5,5721
817,9	4,9440
808,2	4,4889
798,5	4,1270
788,8	3,8736
779,1	3,4960
769,4	2,7988
759,7	2,3590
750,0	1,2680

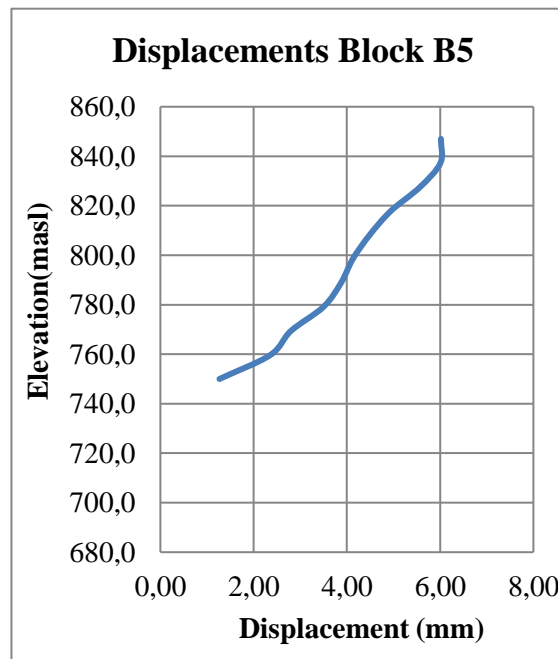


Figura 10.7 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.

Elevation (m.a.s.l.)	Arch stress Upstream face Block B0 (MPa)
839,0	-1,2138
824,1	-1,4497
809,2	-1,5460
794,3	-1,5939
779,4	-1,6069
764,5	-1,5946
749,6	-1,5567
734,7	-1,4611
719,8	-1,3364
704,9	-1,1878
690,0	-0,2911

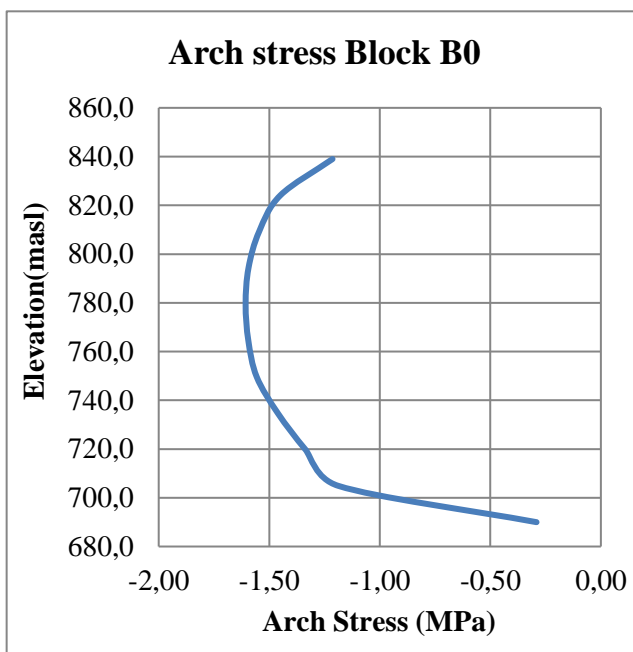


Figura 10.8 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.

10.1.3 Estado 3: Estado 2 + Subpresión (funcionamiento correcto de drenes).

La subpresión o presión intersticial es el empuje del agua que se filtra por el contacto entre la presa y el terreno.

Es una fuerza mecánicamente desestabilizadora que actúa en dirección normal al plano de cimentación y en dirección contraria al peso. Se calcula a NMN.

Para definir las subpresiones, se supone una ley lineal, definida por:

- Punto 1: Aguas arriba, la subpresión coincide con la profundidad del embalse.
- Punto 2: Aguas abajo, coincide con la profundidad del canal de desagüe/río.
- Punto 3: En función del caso particular.
 - o Caso a): Funciona drenaje (se reduce la subpresión con el dren) y no existe grieta.
 - o Caso b): Fallo de drenes y no existe grieta.
 - o Caso c): Fallo de drenes y existencia de grieta: existe despegue. (Este caso será analizado en el apartado de análisis no lineal con propagación de la subpresión).

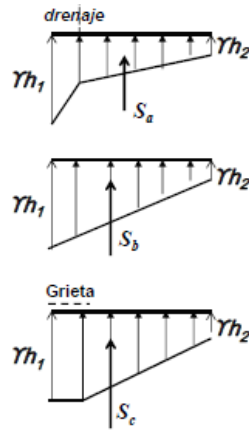


Figura 10.9 Casos particulares de modelización de la subpresión. (Fuente: CASTILLO [16])

En este tercer estado de carga se ha modelizado el primer caso, donde los drenes funcionan correctamente, por lo que la distribución de la subpresión es la siguiente:

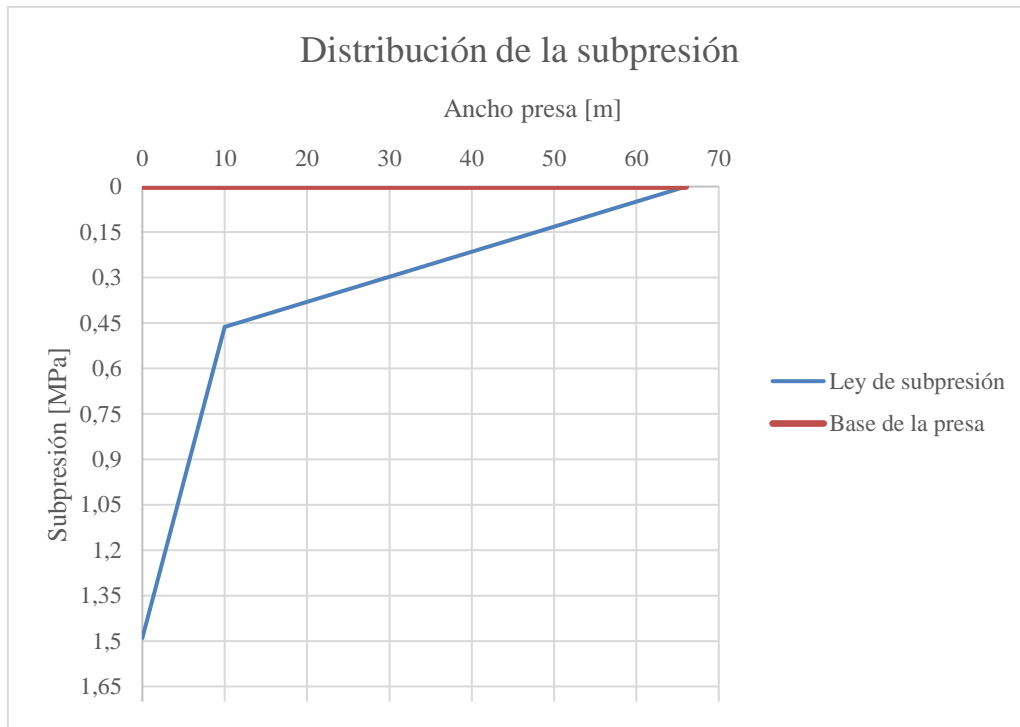


Figura 10.10 Valores de la subpresión con funcionamiento correcto de drenes vs ancho de la presa.

Esta presión se aplica a todas las superficies de la presa en contacto con el terreno, como se muestra en la siguiente figura.

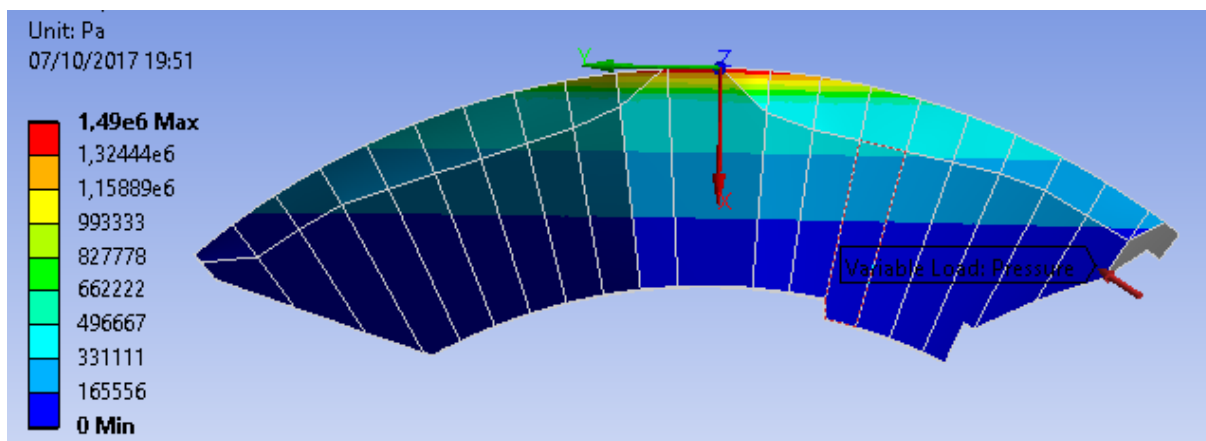


Figura 10.11 Subpresión con correcto funcionamiento de drenes sobre el contacto presacimiento en ANSYS.

Además de la subpresión, también hay que aplicar la presión hidrostática, con lo que tenemos los siguientes resultados:

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to-ds displacements Upstream face Block B0 (mm)
839,0	18,693
824,1	16,695
809,2	14,755
794,3	12,992
779,4	11,616
764,5	10,428
749,6	9,318
734,7	8,094
719,8	6,664
704,9	4,479
690,0	1,563

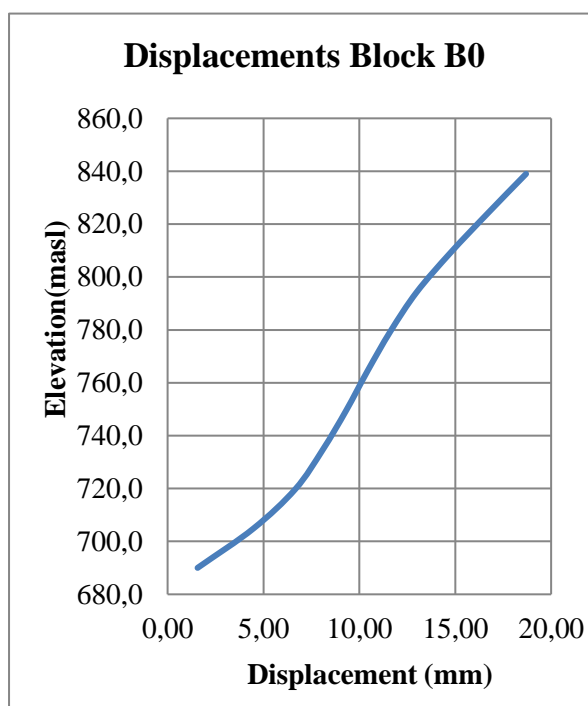


Figura 10.12 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B5 (mm)
847,0	6,4001
837,3	6,0865
827,6	5,6484
817,9	5,2631
808,2	4,9191
798,5	4,3806
788,8	3,9901
779,1	3,5832
769,4	3,0459
759,7	2,3886
750,0	1,3193

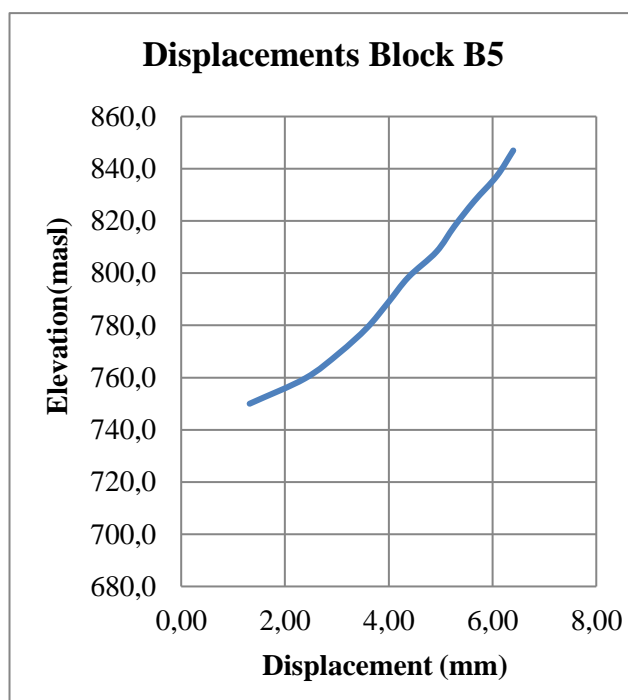


Figura 10.13 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.

Elevation (m.a.s.l.)	Arch stress Upstream face Block B0 (MPa)
839,0	-1,2240
824,1	-1,4660
809,2	-1,5839
794,3	-1,6409
779,4	-1,6682
764,5	-1,6701
749,6	-1,6489
734,7	-1,6033
719,8	-1,5059
704,9	-1,3665
690,0	-0,5310

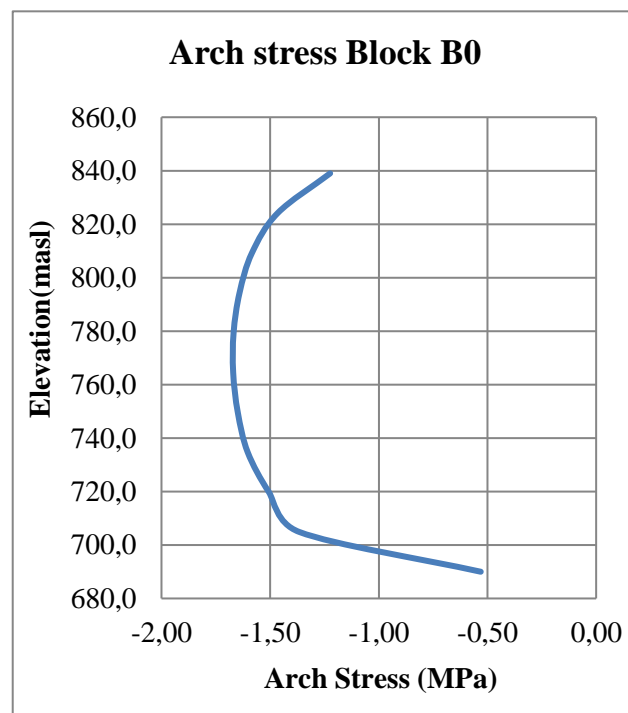


Figura 10.14 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.

10.1.4 Estado 4: Estado 2 + Subpresión (Fallo de drenes).

Este análisis se corresponde con el caso b mencionado en la definición de la ley de subpresiones anteriormente, donde los drenes no funcionan correctamente, por lo que la nueva ley de subpresiones es:

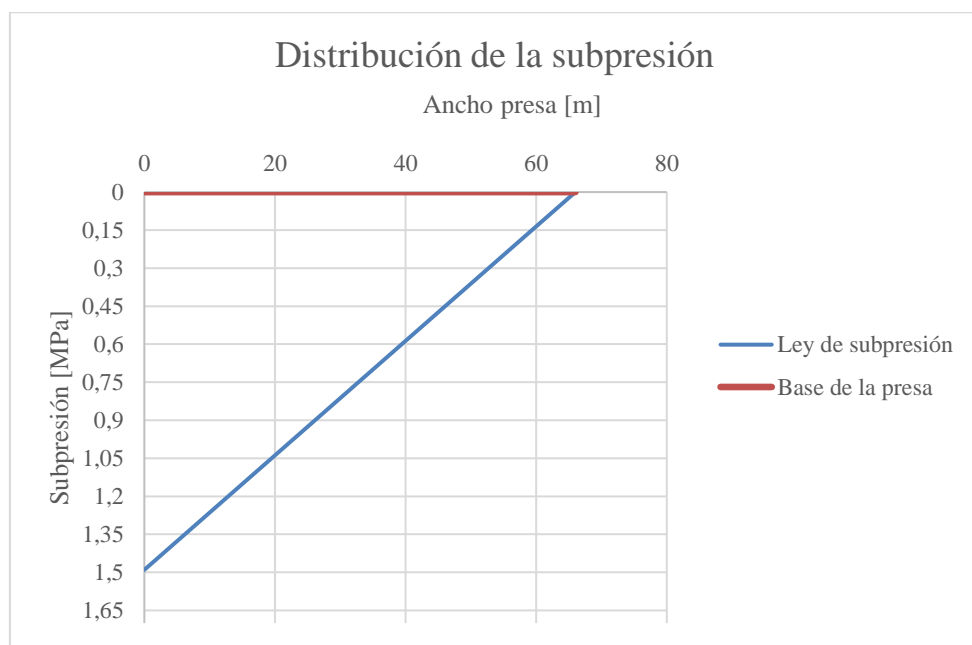


Figura 10.15 Valores de la subpresión con fallo de drenes vs ancho de la presa.

Como en el caso anterior, se aplica a todo el contacto presa-terreno.

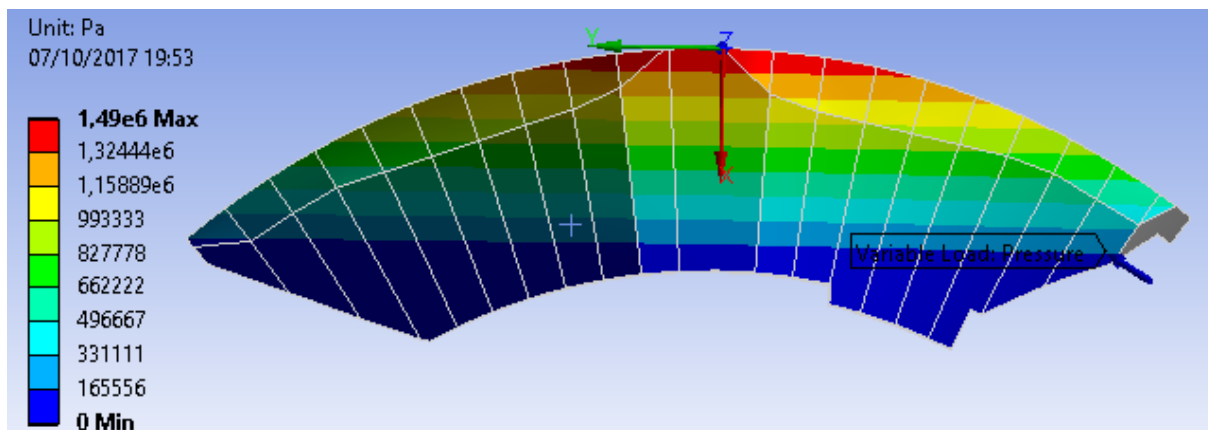


Figura 10.16 Valores de la subpresión con funcionamiento correcto de drenes vs ancho de la presa.

También en este caso se combina con la presión hidrostática, con lo que tenemos los siguientes resultados:

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B0 (mm)
839,0	19,510
824,1	17,178
809,2	14,923
794,3	13,072
779,4	11,421
764,5	10,271
749,6	8,964
734,7	7,847
719,8	6,351
704,9	4,791
690,0	1,557

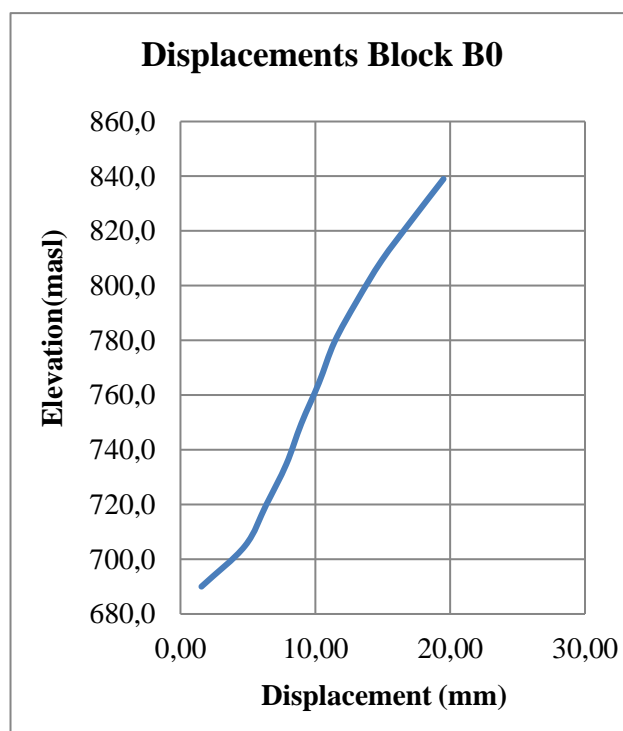


Figura 10.17 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B5 (mm)
847,0	6,9013
837,3	6,6450
827,6	6,1822
817,9	5,6907
808,2	5,2837
798,5	4,8251
788,8	4,2627
779,1	3,8878
769,4	3,3147
759,7	2,7861
750,0	1,4735

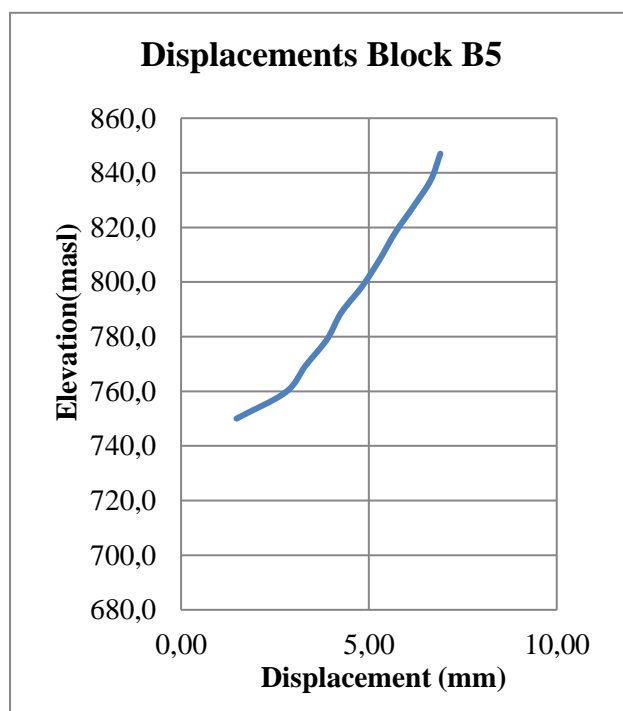


Figura 10.18 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.

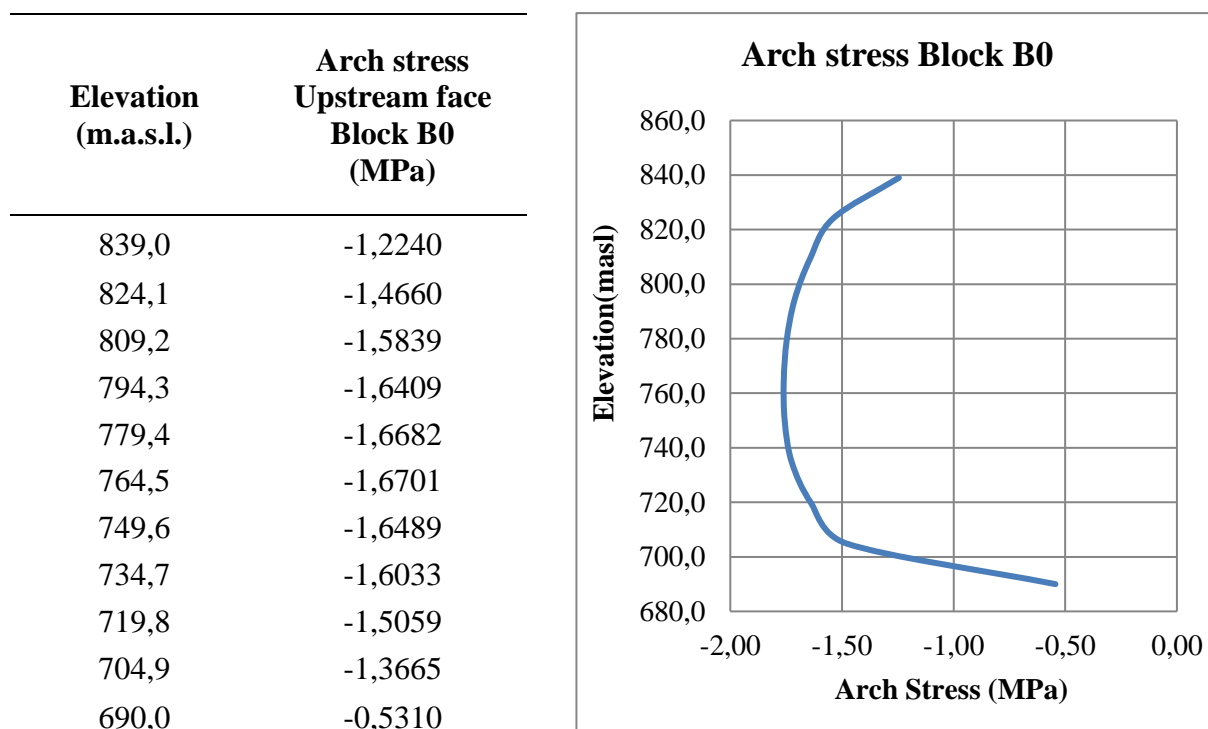


Figura 10.19 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.

10.1.5 Resumen y comparativa de resultados del análisis estático lineal.

Se puede apreciar como al aumentar las solicitaciones sobre la estructura, tanto el campo de tensiones como de deformaciones van aumentando de la siguiente manera:

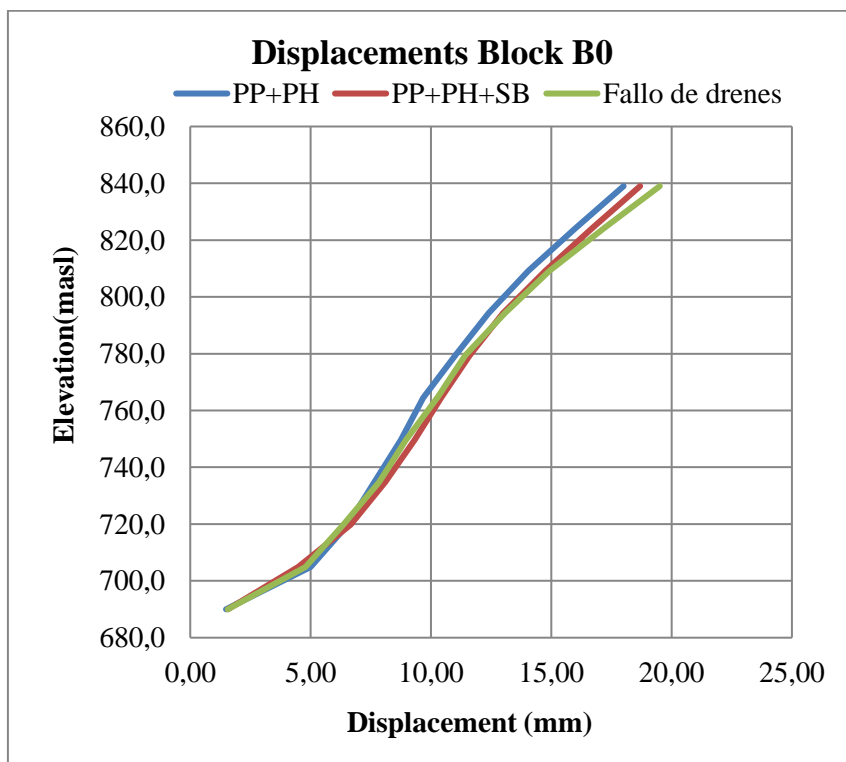


Figura 10.20 Comparativa de desplazamientos B0.

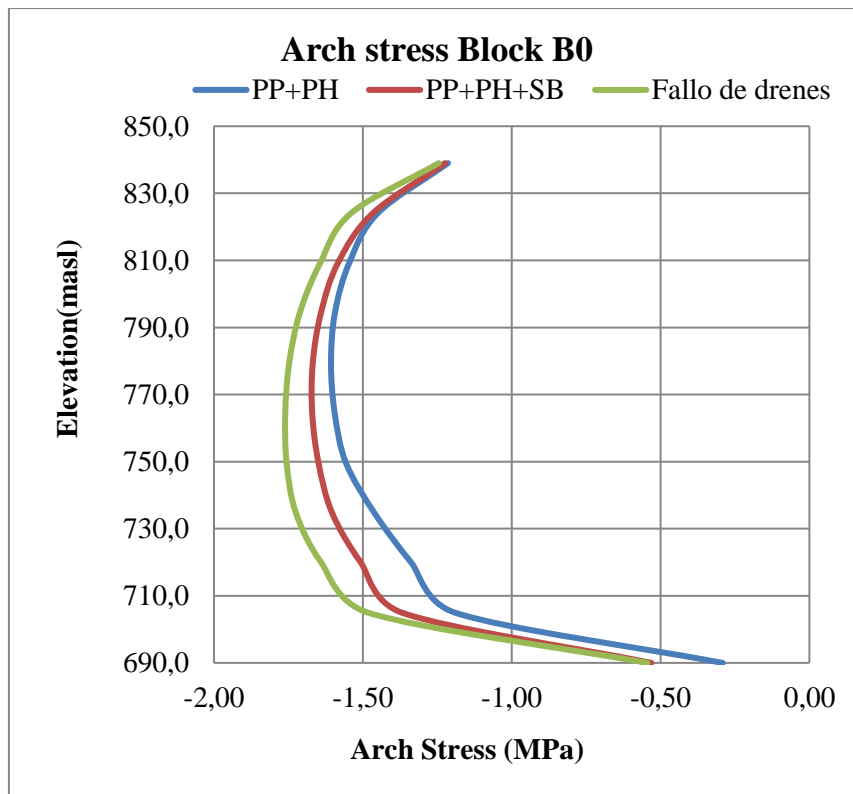


Figura 10.21 Comparativa de tensiones arco B0.

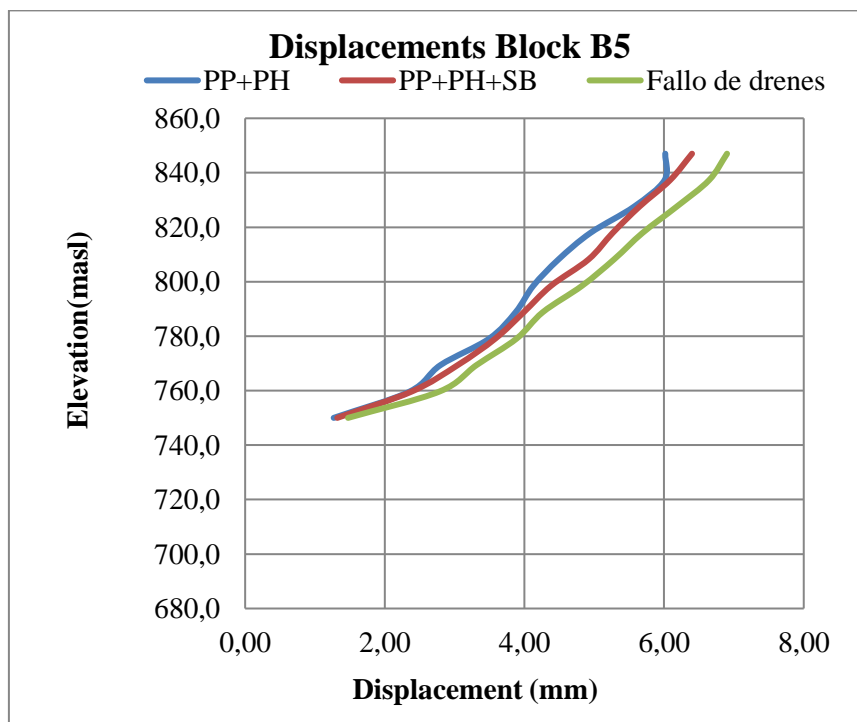


Figura 10.22 Comparativa de desplazamientos B5.

10.2 Análisis no lineal.

En el análisis lineal de estructuras, las ecuaciones de equilibrio se basan en la hipótesis de indeformabilidad (geometría constante) durante la aplicación de las cargas. Sin embargo, hay casos que tienen grandes desplazamientos y/o deformaciones, siendo necesario considerar la configuración real deformada de la estructura. Esto requiere un análisis no lineal, que se resuelve mediante procedimientos iterativos o incrementales, comenzando a partir de unos valores de desplazamiento iniciales, y finalizando al satisfacerse las ecuaciones de equilibrio en los nodos en su posición deformada. Además, en el análisis lineal el comportamiento del material se reproduce mediante una ley de tensión–deformación lineal, y esto no siempre es así para todos los materiales.

El comportamiento estructural no lineal puede aparecer básicamente por dos causas, los grandes desplazamientos y/o deformaciones (no linealidad geométrica) y el comportamiento tenso-deformacional no lineal (no linealidad del material). Excepto para las estructuras más simples, es necesario recurrir al ordenador para realizar un análisis no lineal, debido al proceso iterativo o incremental de resolución. El empleo del ordenador puede servir de ayuda a la comprensión del comportamiento no lineal de la estructura, pues permite introducir las cargas por escalones, cambiar el número de iteraciones u obtener las fuerzas residuales al final de cada iteración. (Fuente: TOMÁS [34])

En una simulación no lineal, la relación entre el vector global de cargas de la estructura $\{D\}$ y el vector de desplazamientos $\{D\}$ no es lineal, como se muestra en la figura siguiente:

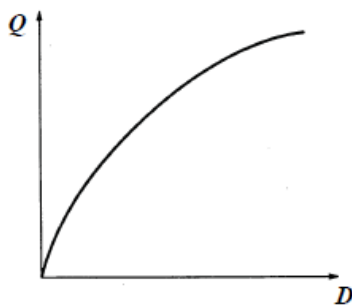


Figura 10.23 Relación no lineal del vector de cargas y de desplazamientos.

En este caso, la matriz de rigidez global de la estructura $[K]$, no es constante, pues es función de los desplazamientos $\{D\}$. Podemos reescribir la ecuación matricial:

$$\{Q\} = [K(D)]\{D\}$$

El cálculo no lineal consiste básicamente en un método de resolución iterativo que en cada paso se va aproximando a la solución buscada, a partir de la solución obtenida en el paso anterior, decimos que va convergiendo, y el algoritmo de resolución se da por terminado cuando se cumpla una determinada condición.

Los algoritmos de resolución numérica de problemas no lineales que utiliza ANSYS se basan en el método de Newton-Raphson. Este es un método iterativo con control de fuerza, es decir, en las distintas iteraciones, se van produciendo incrementos de carga y se observa la diferencia entre estas cargas externas y las fuerzas internas, a lo que llamamos fuerzas residuales Ψ . Cuando estas fuerzas residuales sean 0, el incremento de desplazamientos entre dos iteraciones será también nulo, por lo que la solución converge.

El método puede aplicarse de diferentes formas:

Newton-Raphson generalizado o método de la rigidez tangencial: La matriz de rigidez $[K]$ se actualiza en cada iteración, lo cual, para modelos grandes, puede suponer un elevado coste computacional, pero tiene una buena velocidad de convergencia (velocidad cuadrática).

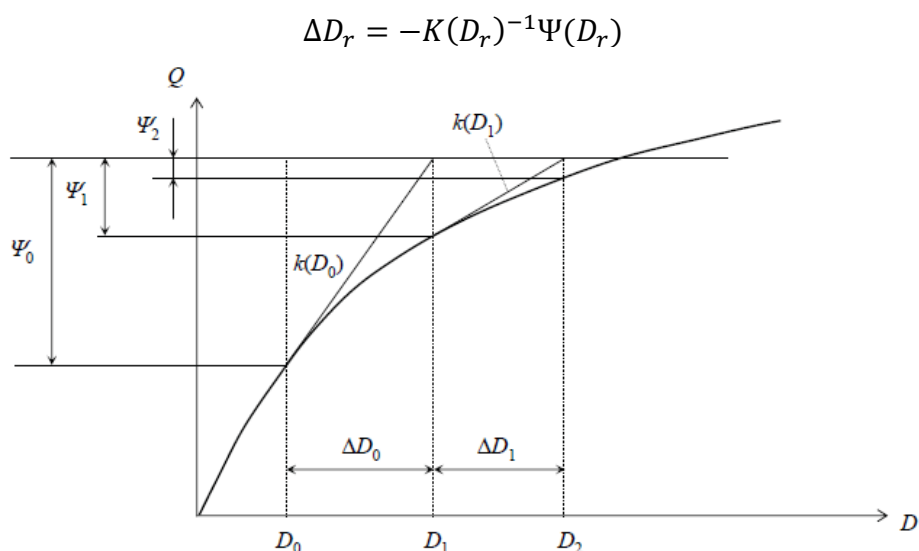


Figura 10.24 Método de Newton-Raphson de la rigidez tangencial. (Fuente: SÁNCHEZ [31])

Newton-Raphson modificado o método de la rigidez inicial: Se utiliza la matriz de rigidez inicial en cada una de las distintas iteraciones. Esta opción tiene una convergencia más probable, pero requiere un mayor número de iteraciones.

$$\Delta D_r = -K(D_0)^{-1}\Psi(D_r)$$

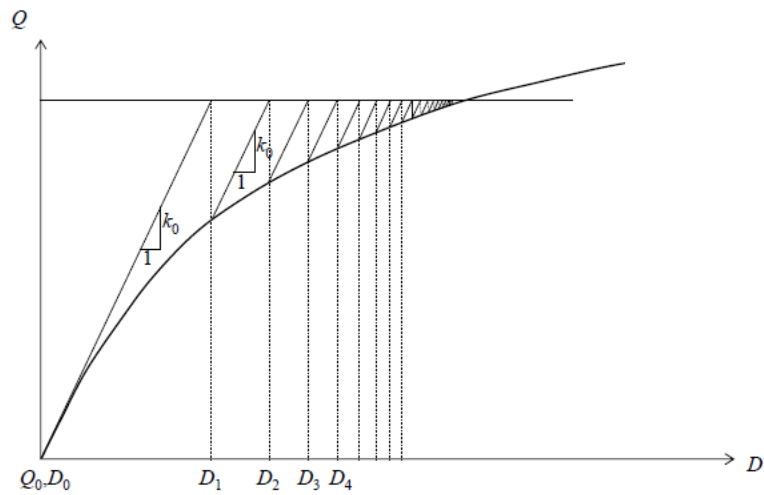


Figura 10.25 Método de Newton-Raphson de la rigidez inicial. (Fuente: SÁNCHEZ [31])

10.2.1 Criterio de apertura de grieta en el contacto presa-cimiento. Modelización.

Esta apertura ha de ser evaluada en el contacto presa-terreno para la sección A-A descrita en la siguiente figura, entre los bloques B3 y B5:

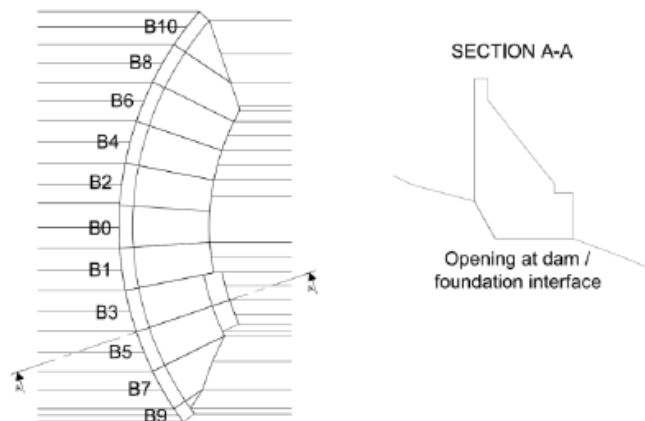


Figura 10.26 Zona de contacto donde se calcula la apertura de la grieta.

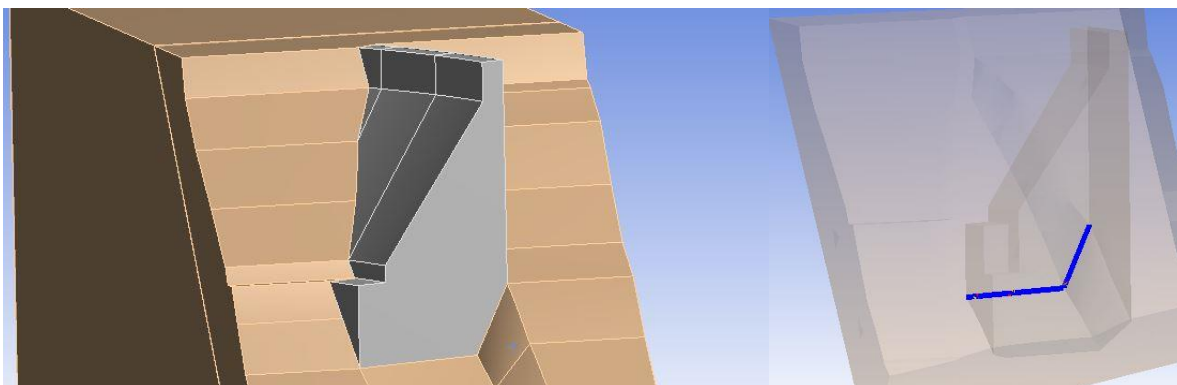


Figura 10.27 Contacto presa-cimiento donde es evaluada la apertura.

El criterio utilizado por el modelo para tener en cuenta la formación de la grieta en la interfaz presa-cimiento consiste en comparar la resistencia a tracción del hormigón de la zona de contacto con las tensiones internas (tensiones normales). En general, cuando la tensión máxima admisible del material es excedida a lo largo de la base de una presa, se asume que se forma una grieta y se propaga por el contacto hasta el punto donde la tensión aplicada sea igual a la tensión resistente. (Fuente: USACE [37])

El modelo utilizado para este análisis debe ser capaz de representar la apertura de la grieta mencionada anteriormente, además de seguir una ley de Mohr-Coulomb para el contacto entre la presa y el terreno.

Esto se ha modelizado en ANSYS mediante la introducción de contactos tipo “frictional”, el cual permite el deslizamiento y la separación entre las dos regiones en contacto, en este caso la presa y el terreno. Para la definición de este tipo de contacto es necesario definir un coeficiente de fricción de la interfaz presa-cimiento, el cual, con un valor mayor que cero, activa la fricción tipo Coulomb entre los cuerpos:

$$F = \mu N$$

Donde

$$\mu = \mu_d + (\mu_s - \mu_d)e^{-\beta v}$$

Siendo:

μ_s : Coeficiente de fricción estático.

μ_d : Coeficiente de fricción dinámico.

β : Constante de decaimiento.

v : Velocidad relativa de deslizamiento.

Si tenemos en cuenta que el coeficiente de fricción dinámico y la constante de decaimiento tienen un valor nulo, entonces, el coeficiente de fricción será igual al coeficiente de fricción estático. Para un valor del ángulo de rozamiento interno del terreno en la interfaz presa-cimiento de 45°, el coeficiente de fricción adopta un valor de:

$$\mu = \mu_s = \operatorname{tg} \phi = \operatorname{tg} 45 = 1$$

Además de la introducción de un coeficiente de fricción para la modelización del sistema no lineal, se ha tenido en cuenta la no linealidad geométrica en ANSYS, mediante la activación del parámetro “*Large Deflection*” y de esta manera tenemos en cuenta que se producen grandes desplazamientos, una de las hipótesis básicas en un análisis no lineal, con lo que mejoramos la convergencia de la solución.

Como se ha comentado anteriormente, en un análisis no lineal las ecuaciones de equilibrio se resuelven por medio de procesos iterativos en cada subetapa de cálculo. Es necesario, por lo tanto, definir el tipo de método de resolución de estas ecuaciones de equilibrio. En ANSYS se dispone de los controles necesarios para definir un tipo de solución iterativa.

Se ha realizado el análisis para distintos estados de carga, partiendo del más simple, donde solo se considera el peso propio de la presa. Este estado coincide con el estado final del cálculo del peso propio en el apartado del proceso constructivo, por lo que, en lugar de volver a calcularlo, se va a partir de los resultados obtenidos en el cálculo de esta etapa constructiva, combinando este estado con los sucesivos, de manera que las distintas solicitaciones actúan una vez que ya lo ha hecho la acción gravitatoria.

Estos estados de carga se han estructurado según las distintas solicitaciones que actúan, con un nivel de carga creciente para cada estado.

10.2.2 Estado 1: Peso propio.

Ya ha sido definida esta acción en el estado 1 del análisis estático lineal, la densidad del hormigón es la misma, 2.400 kg/m^3 , por lo que esta acción es la misma que en el caso anterior. Se combina con los distintos estados de carga de este análisis, pues se considera la primera etapa de cálculo en cada uno de ellos.

10.2.3 Estado 2: Estado 1 + Empuje hidrostático.

Ya ha sido definida esta acción, pues adopta los mismos valores y se aplica en la misma zona que para el análisis estático lineal. Se ha considerado el embalse a NMN, por lo que la altura de la lámina de agua es de 149 m. Combinándola con el peso propio, se obtienen los siguientes resultados:

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B0 (mm)
839,0	20,693
824,1	18,554
809,2	17,210
794,3	15,273
779,4	13,172
764,5	11,634
749,6	10,059
734,7	8,089
719,8	5,832
704,9	4,510
690,0	3,340

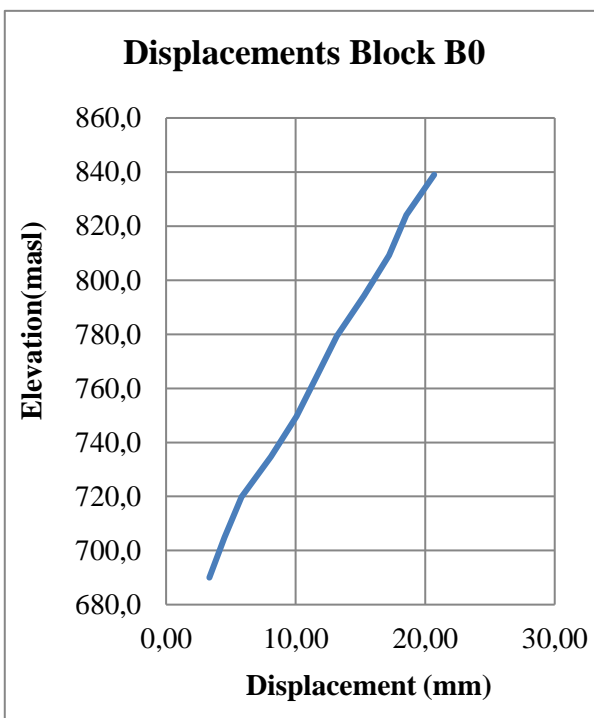


Figura 10.28 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B5 (mm)
847,0	6,4777
837,3	6,2669
827,6	6,0204
817,9	5,7765
808,2	5,3721
798,5	4,8356
788,8	4,4743
779,1	3,9921
769,4	3,4562
759,7	2,8810
750,0	1,6180

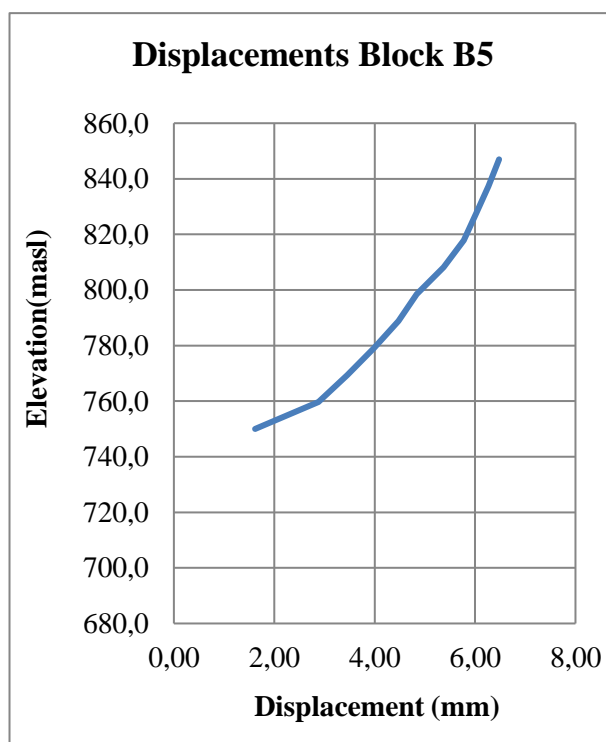


Figura 10.29 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.

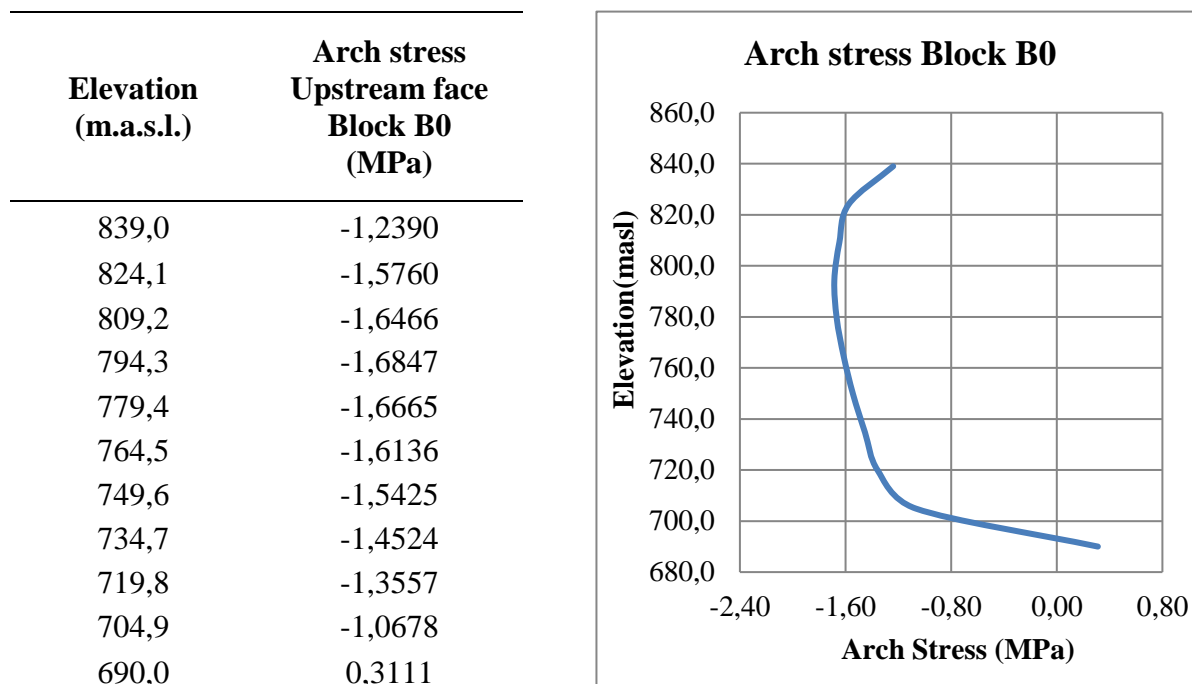


Figura 10.30 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.

La apertura de grieta en este caso puede medirse, aunque es insignificante, del orden de 0,8 mm en el pie de aguas arriba, por lo que la que se muestra gráficamente es la del estado 3 de carga.

10.2.4 Estado 3: Estado 2 + Subpresión (funcionamiento correcto de drenes).

Ya ha sido definida esta acción, pues adopta los mismos valores y se aplica en la misma zona que para el análisis estático lineal. También se calcula para el embalse a NMN.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B0 (mm)
839,0	21,5450
824,1	19,4630
809,2	17,4650
794,3	15,7740
779,4	13,9710
764,5	12,3810
749,6	10,5170
734,7	8,4709
719,8	6,3107
704,9	4,8895
690,0	3,3670

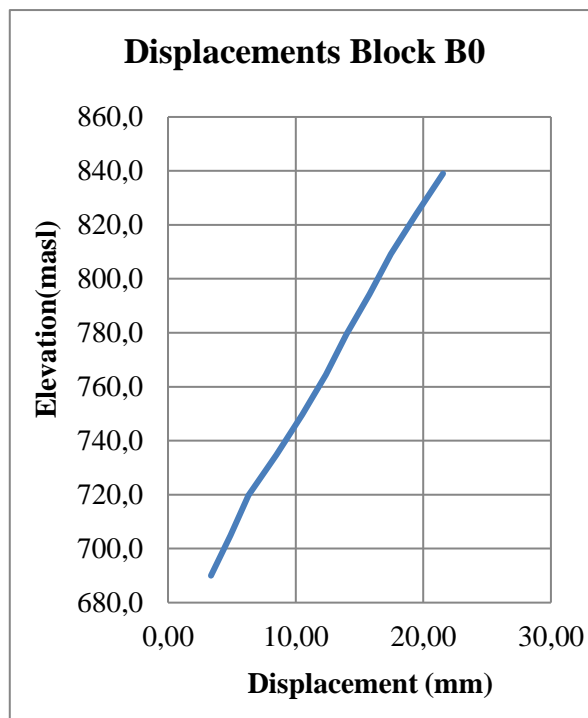


Figura 10.31 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B0.

Elevation (m.a.s.l.)	Horizontal us-to- ds displacements Upstream face Block B5 (mm)
847,0	6,6135
837,3	6,3930
827,6	6,0844
817,9	5,8337
808,2	5,4780
798,5	5,0434
788,8	4,7501
779,1	4,2686
769,4	3,6170
759,7	2,9145
750,0	1,6209

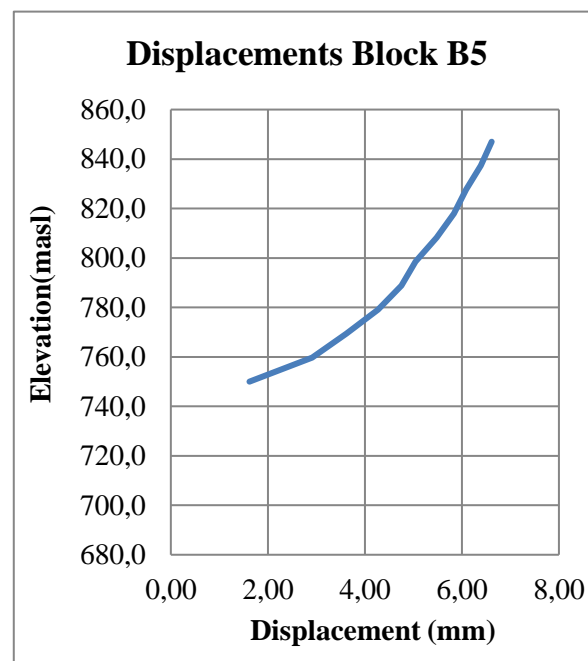


Figura 10.32 Desplazamiento horizontal del paramento de aguas arriba del bloque B5.

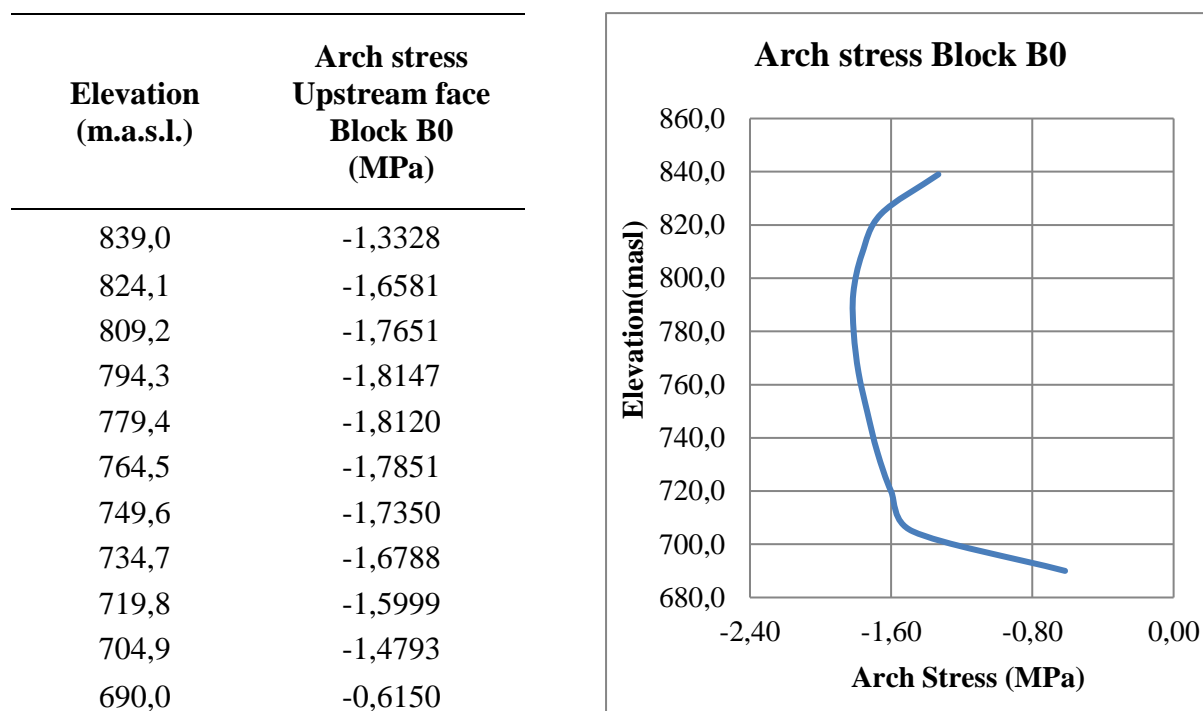


Figura 10.33 Tensión arco del paramento de aguas arriba del bloque B0.

En cuanto a la apertura de la grieta, se puede apreciar que no llega a ser demasiado grande, en torno a 4 mm como máximo en el pie de aguas arriba, cerrándose cerca de los 15 m medidos desde el pie de aguas arriba. En las siguientes tabla y figura, se muestra el resultado obtenido de esta apertura referido a un radio de la presa de 66 m, que no es más que la proyección del ancho de la presa sobre un eje horizontal.

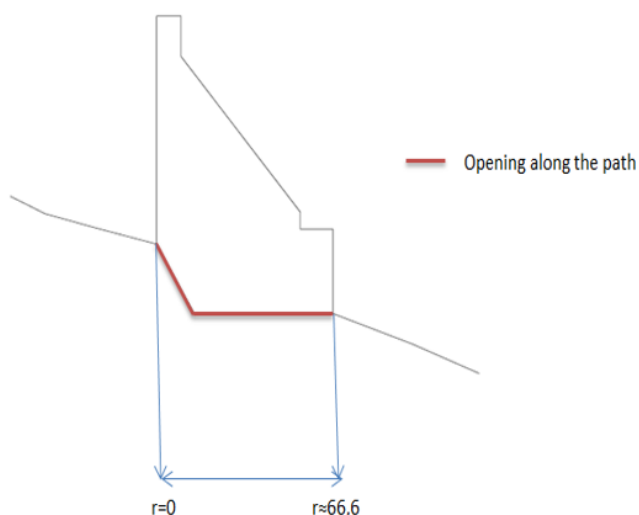


Figura 10.34 Longitud de la proyección de la anchura de la presa sobre el eje horizontal.

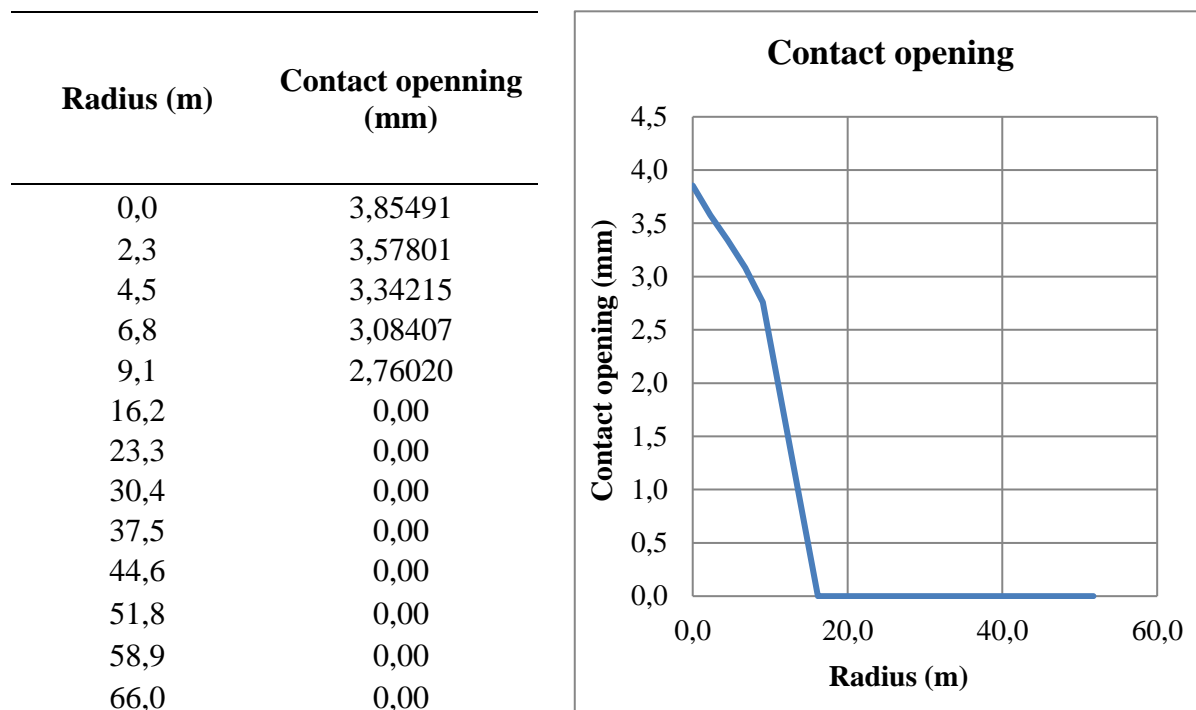


Figura 10.35 Apertura de grieta en el contacto presa-cimiento entre los bloques B5 y B3.

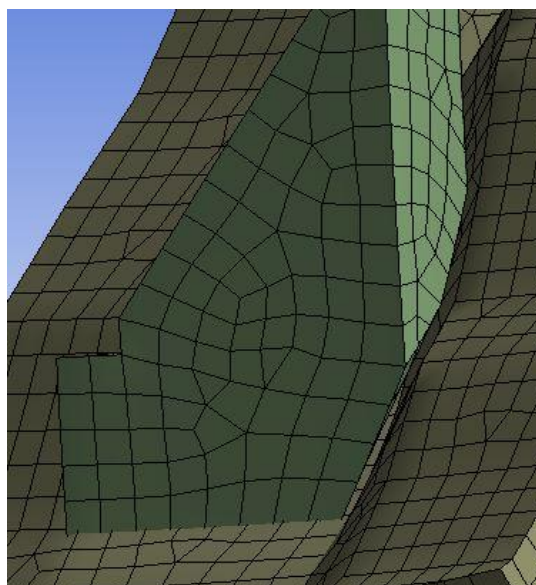


Figura 10.36 Posición deformada de la presa y el cimiento en el contacto donde se estudia la grieta.

10.2.5 Resumen y comparativa de resultados del análisis estático no lineal.

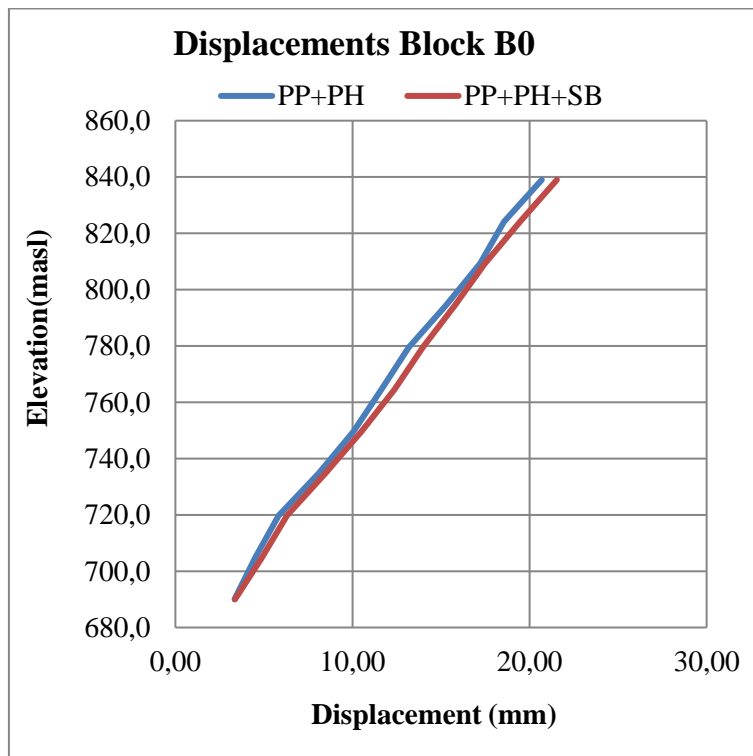


Figura 10.37 Comparativa de desplazamientos B0.

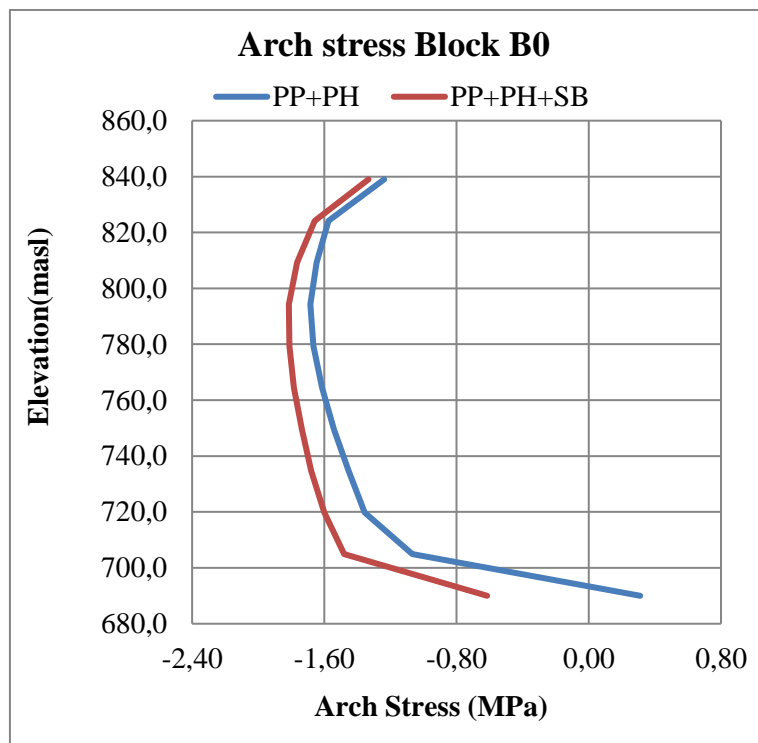


Figura 10.38 Comparativa de tensiones arco B0.

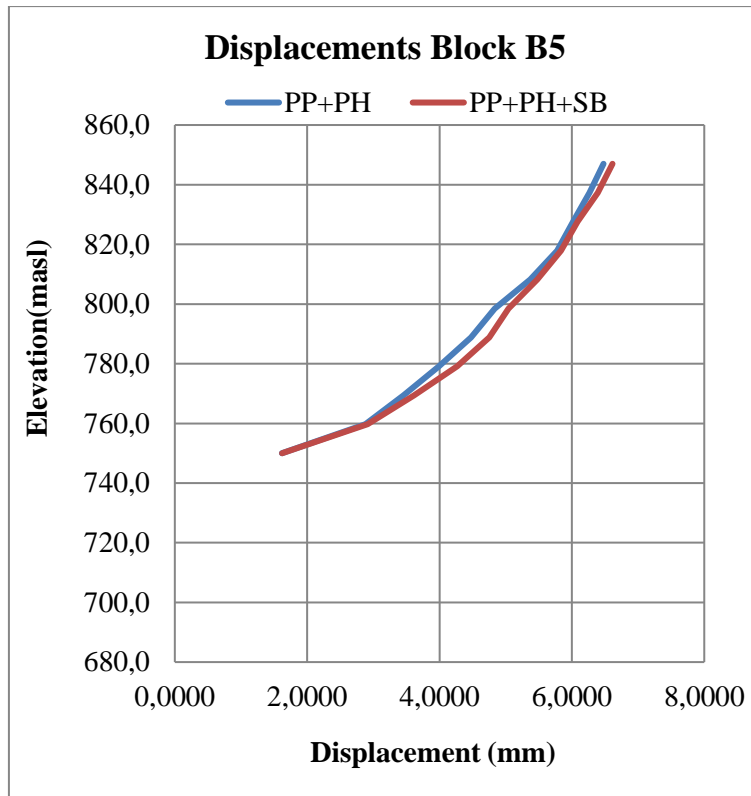


Figura 10.39 Comparativa de desplazamientos B5.

Capítulo 4

ANÁLISIS DINÁMICOS

11 ANÁLISIS DINÁMICOS.

Una carga dinámica es aquella cuya magnitud, dirección y/o posición varían con el tiempo. Bajo este tipo de acciones la estructura desarrolla fuerzas inerciales y su deformación máxima no tiene por qué coincidir con la máxima intensidad de la fuerza aplicada.

El análisis dinámico de presas se plantea principalmente para estudiar la respuesta del sistema presa-cimiento-embalse frente a sollicitaciones sísmicas.

11.1 Acción sísmica.

Las acciones analizadas hasta ahora actúan sobre las presas de forma continua, variable o con cierta periodicidad. Las sollicitaciones sísmicas, a diferencia de todas las anteriores, son procesos aleatorios.

Estas acciones producen tres efectos principales en las presas:

- La oscilación del terreno se transmite a la base y los estribos de la presa y produce un aumento de tensiones.
- Los desplazamientos de la presa por este motivo actúan sobre el agua del embalse, lo que da lugar a un empuje adicional sobre el paramento de aguas abajo.
- Aumenta la presión intersticial en suelos saturados.

Un gran problema de las acciones sísmicas es, como se ha comentado, su carácter aleatorio, lo que hace que deba ser abordado en el ámbito de la teoría de la probabilidad y los procesos estocásticos.

La definición de la acción sísmica depende en cada caso del tipo de análisis que se esté realizando. Puede realizarse de diferentes formas, como son:

- Mediante la introducción de un valor característico.
- Mediante un espectro de respuesta.
- Mediante acelerogramas.

11.2 Metodologías de análisis dinámico de presas.

Como se ha comentado, la presa y sus estructuras anejas deben mantener su funcionalidad tras la ocurrencia del Sismo de Comprobación de la Operación (OBE, Operating Basis Earthquake). Este es un sismo que se puede esperar que ocurra dentro de la vida útil del proyecto con un 50 % de probabilidad de ocurrencia (corresponde a un período de retorno de 144 años para un proyecto con una vida útil de 100 años). El requisito asociado es que el proyecto mantenga su función con poco a ningún daño y sin interrupción del servicio tras la ocurrencia del sismo. (Fuente: USACE [36])

De acuerdo con la Guía Técnica de Seguridad de Presas n°2, se plantea tres niveles de análisis, en función de la clasificación de la presa (clasificación en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura, definida en apartados anteriores, A, B o C) y de la sismicidad de la zona (baja, media o elevada). Clasificación que queda recogida en la siguiente tabla.

Tabla 11.1 Niveles de análisis sísmico. (Fuente: ALTAREJOS [3])

Clasificación	Sismicidad		
	Baja	Media	Elevada
A	P1	P2	P3
B	P1	P2	P3
C	P1	P2	P2

Donde P_i indica el procedimiento de cálculo necesario.

-P1 supone que no es necesario realizar cálculos sísmicos.

-P2 considera suficiente la realización de cálculos pseudo-estáticos

-P3 considera siempre necesaria la realización de cálculos pseudo-estáticos, y según la altura y magnitud del embalse hay que realizar cálculos mediante técnicas de análisis dinámico.

Los distintos tipos o niveles de análisis a realizar y a la forma de considerar los distintos parámetros del modelo quedan resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 11.2 Niveles y metodologías de análisis sísmico. (Fuente: ALTAREJOS [3])

Nivel	Análisis	Cimiento	Embalse	Sedimentos	Juntas
0	Preliminar	No	No	No	
I	Pseudo-estático	Comprobación de deslizamientos y roturas por corte	Westergaard	Westergaard	No
IIa	Pseudo-dinámico	Homogéneo y viscoelástico	Fluido compresible	Coefficiente de absorción	No
IIb	Análisis modal	Elementos finitos	Westergaard	Westergaard	No
IIIa	Lineal en el dominio de la frecuencia	Solución analítica	Solución analítica	Coefficiente de absorción	No
IIIb	Lineal en el dominio del tiempo	Elementos finitos	Westergaard	Westergaard	No
IV	No lineal en el dominio del tiempo	Elementos finitos	Westergaard	Westergaard	Interfaz no lineal

11.3 Ecuación del movimiento.

La excitación que provoca un sismo sobre una estructura se puede definir como una fuerza inercial ocasionada por la aceleración sísmica, la cual debe estar en equilibrio con la respuesta de la estructura. Esta respuesta se puede expresar mediante la ecuación del movimiento:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\}$$

Donde:

$[M]$: Matriz de masas del sistema.

$[C]$: Matriz de amortiguamiento del sistema.

$[K]$: Matriz de rigidez del sistema.

$\{\ddot{u}\}$: Vector de aceleración.

$\{\dot{u}\}$: Vector de velocidad.

$\{u\}$: Vector de desplazamientos.

$\{F\}$: Vector de fuerzas externas aplicadas.

El primer término de la ecuación anterior constituye las fuerzas inerciales debidas a la aceleración de la masa de la estructura ($[M]\{\ddot{u}\}$), el segundo representa las fuerzas de amortiguamiento ($[C]\{\dot{u}\}$), mientras que el tercero representa las fuerzas mecánicas debidas a las deformaciones que tienen lugar en la estructura ($[K]\{u\}$). Como se ha comentado anteriormente, la suma de estas fuerzas debe estar en equilibrio con las fuerzas externas aplicadas al sistema.

11.4 Amortiguamiento.

Un fenómeno que se debe tener en cuenta en el análisis dinámico de presas es el amortiguamiento de las fuerzas inerciales. Este es una disipación de energía que se produce en el cuerpo de presa, así como en el cimientó y en el fondo del embalse. Factores importantes que controlan el fenómeno del amortiguamiento son la naturaleza de los materiales y la geometría del sistema.

La elección del modelo de amortiguamiento tiene un impacto importante sobre los resultados del análisis dinámico. Pueden adoptarse tres modelos distintos.

-Amortiguamiento viscoso. Cuando un sistema estructural vibra en el seno de un fluido (aire, agua, gas, etc.), la resistencia que ejerce el fluido al movimiento del sólido disipa energía.

-Amortiguamiento de Coulomb. Se produce por fricción entre superficies rugosas secas o con lubricación insuficiente. Es constante el valor y opuesto a la dirección del movimiento.

-Amortiguamiento sólido, material o histerético. Al deformarse un material se disipa energía debido a la fricción entre planos internos de deslizamiento.

En general en el cálculo dinámico se adopta un modelo de amortiguamiento viscoso equivalente. Este es el modelo de amortiguamiento más común.

En un análisis modal es posible definir un amortiguamiento modal, con el que todas las frecuencias se definen con el mismo factor de amortiguamiento.

En este estudio se asume un valor del ratio de amortiguamiento $\xi = 5\%$ independientemente del material. Este ratio es la relación entre el amortiguamiento viscoso o el amortiguamiento de la estructura C y el crítico C_c .

11.5 Interacción Presa-Embalse-Cimiento.

La interacción dinámica de la presa y el embalse con el cimiento se puede tener en cuenta mediante la modelización completa del sistema presa-embalse-cimiento o mediante la modelización parcial de subsistemas, como presa-cimiento, introduciendo un efecto aproximado del embalse. (Fuente: ALTAREJOS [3])

Un tercer método consiste en modelizar la presa como un único subsistema, e introducir de manera indirecta el embalse y el cimiento. Esto se realiza mediante el uso, por ejemplo, de un semi-espacio visco-elástico como condición de contorno en el contacto presa-cimiento. (Fuente: USACE [36])

En cuanto a la interacción presa-embalse, estos dos medios interaccionan entre sí por el hecho de ser flexibles. Esto repercute sobre las presiones hidrodinámicas y sobre la respuesta de la presa a la excitación sísmica.

La interacción fluido-estructura más real se puede modelizar considerando flexible la estructura y el fluido compresible, pero resultaría muy costoso computacionalmente, por lo que la forma de tener en cuenta la interacción presa-embalse, ha consistido en utilizar la presión hidrodinámica de westergaard, la cual es explicada en apartados posteriores con más detalle, y permite considerar el efecto del embalse con una buena aproximación.

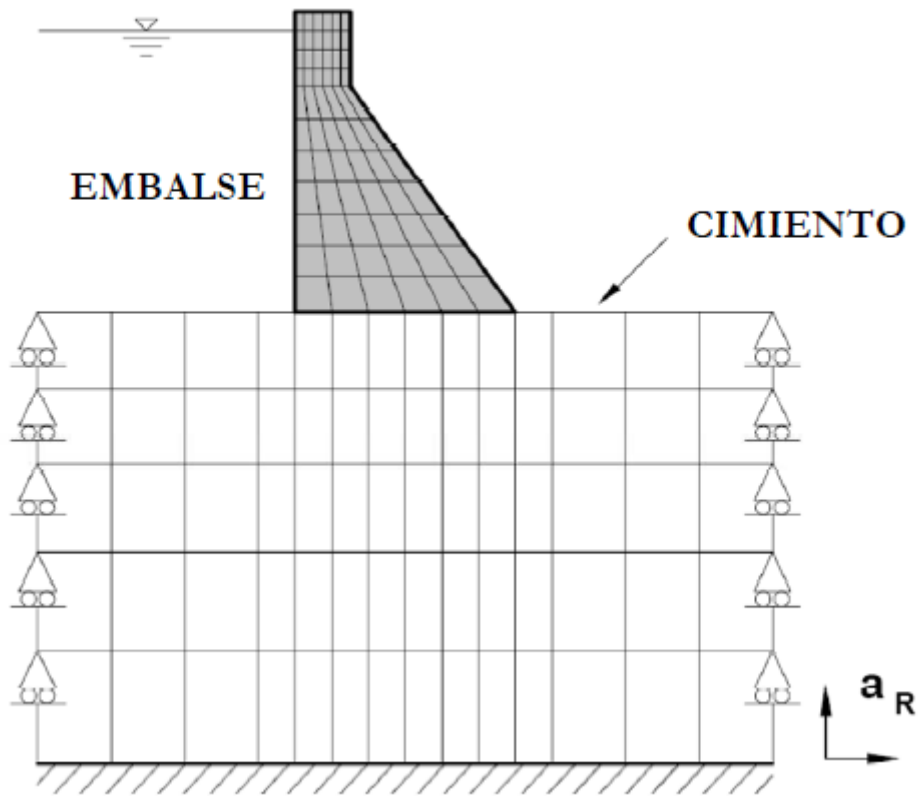


Figura 11.1 Modelización del subsistema presa-cimiento 2D. (Fuente: ALTAREJOS [3])

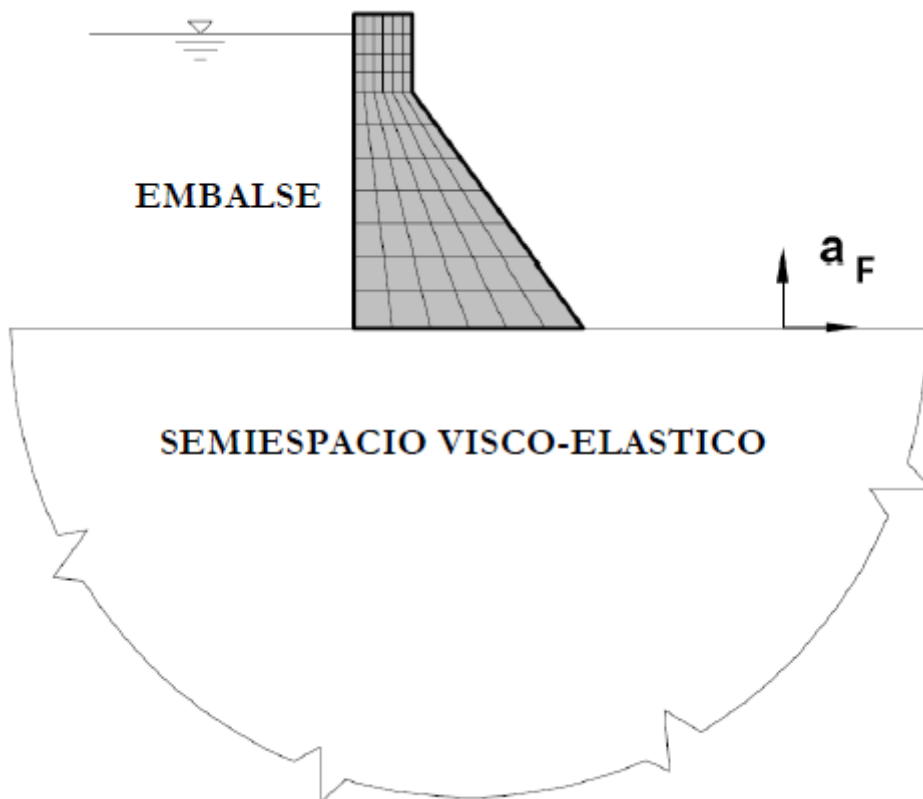


Figura 11.2 Modelización del subsistema presa 2D. (Fuente: ALTAREJOS [3])

Los modelos tridimensionales se utilizan para analizar estructuras con geometría compleja o cargas no uniformes. Este es el caso de las presas arco y arco-gravedad. Además, como se ha comentado anteriormente, se pueden dividir en los mismos subsistemas mencionados y con las mismas condiciones.

Sin embargo, hay análisis que contemplan la modelización completa del sistema presa-embalse-cimiento, los cuales pueden ser principalmente de dos tipos: Los que tratan todo el sistema como tres cuerpos continuos que se analizan conjunta y simultáneamente, y los que subdividen el sistema en tres cuerpos continuos, pero se analizan por separado, aplicando compatibilidad en los contornos.

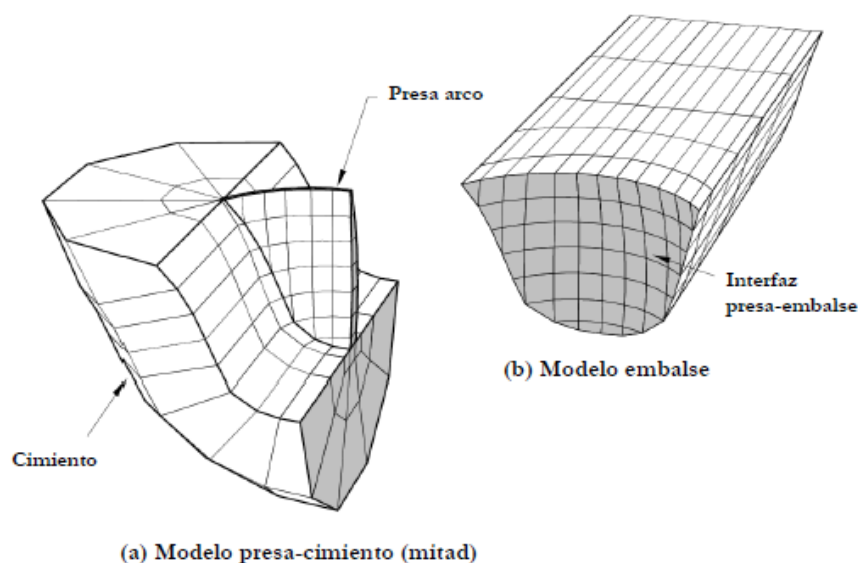


Figura 11.3 Subsistemas presa-cimiento y embalse 3D. (Fuente: ALTAREJOS [3])

11.6 Análisis realizados y resultados esperados.

Los métodos de resolución de la ecuación del movimiento y, por lo tanto, del problema dinámico son:

- Análisis modal.
- Análisis en el dominio de la frecuencia.
- Análisis en el dominio del tiempo.

Los análisis dinámicos realizados son:

1. Análisis pseudo-estático basado en la aceleración del espectro de respuesta.
2. Análisis en el dominio del tiempo.

En el primero de los análisis están incluidos los dos primeros tipos de métodos de resolución comentados, el análisis modal y el análisis en el dominio de la frecuencia.

Para la realización de todos los modelos de análisis dinámicos se ha considerado el embalse a nivel máximo normal (NMN), correspondiente a 839 m, mientras que el nivel en la cara de aguas abajo se fija en 690 m, equivalente al nivel del lecho del río, por lo que no hay empuje hidrostático aguas abajo de la presa.

En este caso las solicitaciones a considerar son distintas para cada tipo de análisis, por lo que, a diferencia con los análisis estáticos, son expuestas en cada caso.

Los resultados comunes que se van a obtener en cada etapa de cálculo son:

- El máximo desplazamiento en la cresta del bloque central B0.

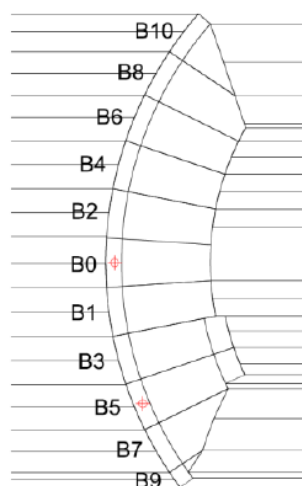


Figura 11.4 Puntos de la cresta donde se calcula el máximo desplazamiento. (Fuente: ANDRIAN [4])

- La máxima tensión vertical en dos puntos de la cara truncada para el bloque B0.

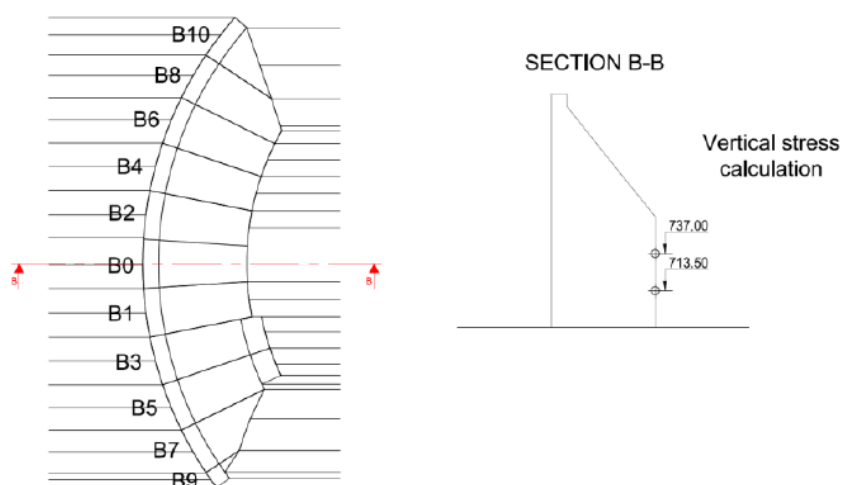


Figura 11.5 Puntos del paramento de aguas abajo en la sección B-B donde se calcula la máxima tensión vertical. (Fuente: ANDRIAN [4])

- La máxima la tensión arco en un punto de la cara de aguas arriba del bloque B0.

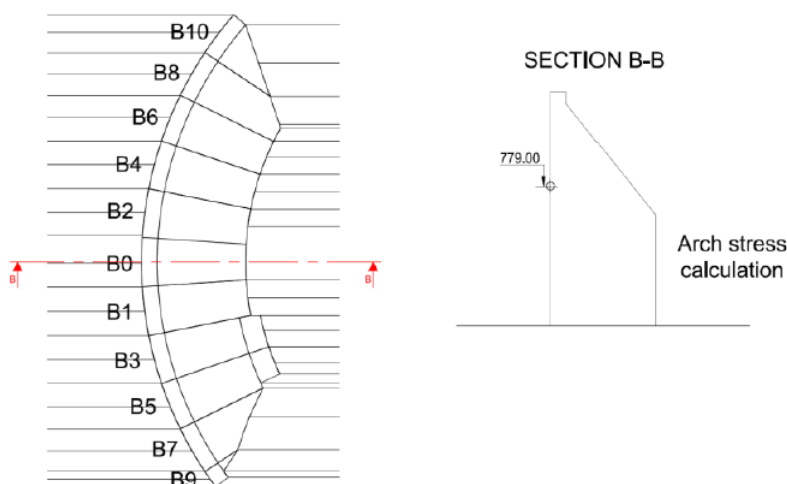


Figura 11.6 Puntos del paramento de aguas arriba en la sección B-B donde se calcula la máxima tensión arco. (Fuente: ANDRIAN [4])

Otros parámetros serán obtenidos en las etapas específicas, los cuales son descritos en la descripción del análisis correspondiente.

11.7 Análisis lineal pseudo-estático basado en la aceleración del espectro de respuesta.

Para la realización de un análisis pseudo-estático, las fuerzas inerciales inducidas por la acción sísmica se introducen en el modelo como fuerzas estáticas equivalentes, las cuales pueden obtenerse como el producto entre las fuerzas gravitatorias por un coeficiente sísmico K_{sv} . Estas fuerzas equivalentes, o fuerza sísmica vertical, se definen como se muestra a continuación:

$$F_{sv} = K_{sv} \cdot P = K_{sv} \rho g V$$

Donde:

F_{sv} : Fuerza sísmica vertical (Fuerza inercial introducida por la acción sísmica).

K_{sv} : Coeficiente sísmico vertical.

ρ : Densidad del agua [kg/m^3].

g : Aceleración de la gravedad [m/s^2].

V : Volumen de cada elemento [m^3].

El coeficiente sísmico vertical se obtiene adoptando un espectro de respuesta sísmico cuyas ordenadas espectrales sean el 70 % de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales, es decir, el coeficiente sísmico vertical se corresponde al 70 % del coeficiente sísmico horizontal.

Este coeficiente sísmico horizontal K_{sh} puede obtenerse a partir de la aceleración del espectro de respuesta, para un periodo dado, expresado como fracción de g (siendo $g = 9,8 \text{ m/s}^2$). Este periodo y por tanto la aceleración van a ser obtenidos a partir de la realización de un análisis modal de la estructura, por lo que este constituye un paso previo a la ejecución del análisis pseudo-estático.

11.7.1 Análisis modal.

El análisis modal es un método de análisis dinámico que tiene como objetivo la estimación de propiedades dinámicas, tales como las frecuencias y modos naturales de la estructura (Frecuencias a las que la estructura tiende a vibrar naturalmente y en qué forma la estructura tiende a vibrar con cada frecuencia, respectivamente).

El método asume un comportamiento elástico y lineal de la estructura, vibraciones libres y que no se produce amortiguamiento. Esto se traduce en que, en la ecuación general del movimiento, el vector de fuerzas exteriores es nulo ($\{F\} = 0$), y que el amortiguamiento se considera nulo también ($[C] = 0$).

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\}$$

Si asumimos que los desplazamientos varían armónicamente con el tiempo:

$$\{u\} = \{\phi\}_i \sin(\omega_i t)$$

$$\{\ddot{u}\} = -\omega_i^2 \{\phi\}_i \sin(\omega_i t)$$

Donde:

$\{\phi\}_i$ es el vector de desplazamientos nodales para cada modo [m].

ω_i es la frecuencia natural del sistema para cada modo [rad/seg] ($T_i = 2\pi/\omega_i$).

$i = 1, \dots, n$, Siendo n el número de modos de vibración.

Sustituyendo $\{u\}$ y $\{\ddot{u}\}$ en la ecuación del movimiento obtenemos la siguiente ecuación de valores propios:

$$[[K] - \omega^2[M]]\{\phi_i\} = \{0\}$$

La igualdad de la ecuación anterior se satisface si $\{\phi_i\} = 0$ (Solución no válida, implica que no se produzca vibración) o si:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0$$

De este determinante podemos obtener los valores de la frecuencia para cada modo, con lo que estamos en disposición de calcular los desplazamientos nodales de cada uno de los modos de vibración de la estructura. En la aplicación al análisis de presas, solo tienen relevancia los primeros modos de vibración, por lo que a continuación se muestran los tres primeros únicamente, aunque se han calculado los diez primeros.

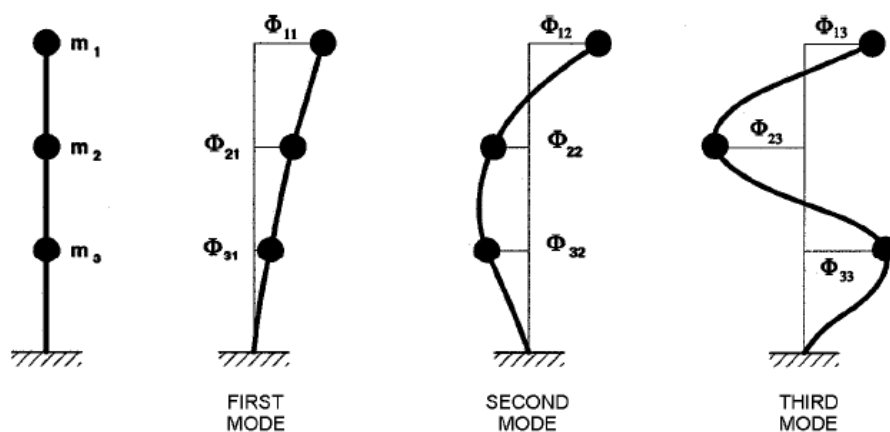


Figura 11.7 Principales modos de vibración. (Fuente: USACE [36])

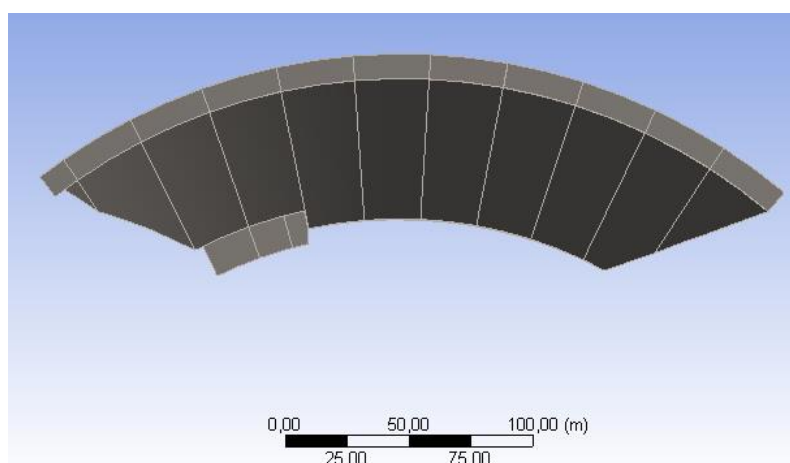


Figura 11.8 Planta de la presa.

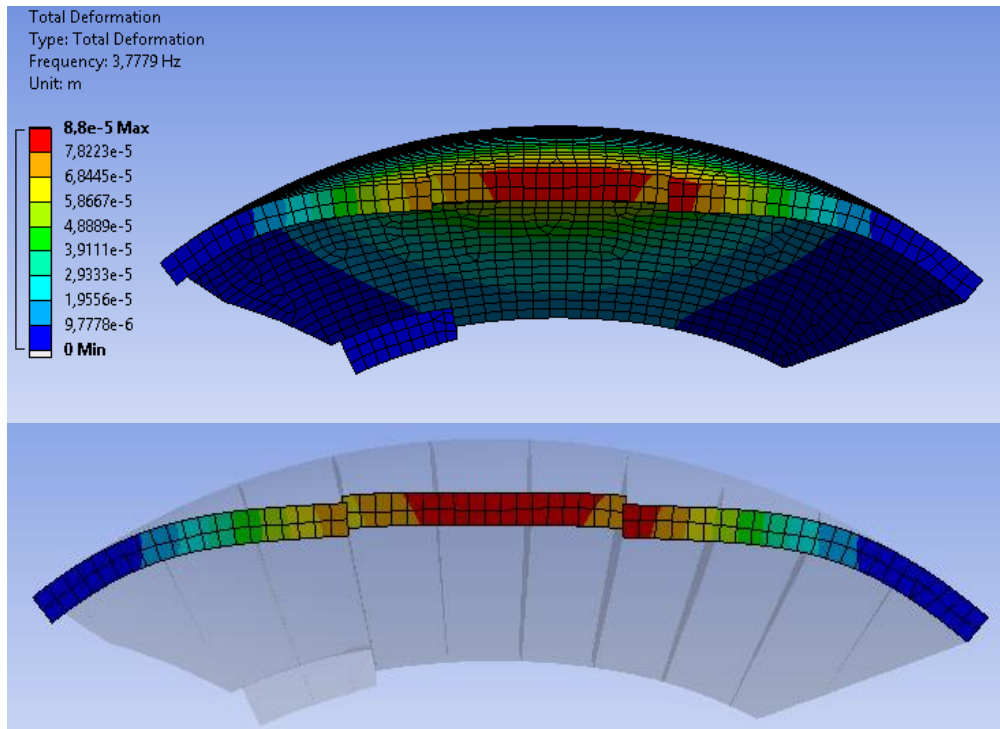


Figura 11.9 Primer modo de vibración. Deformaciones.

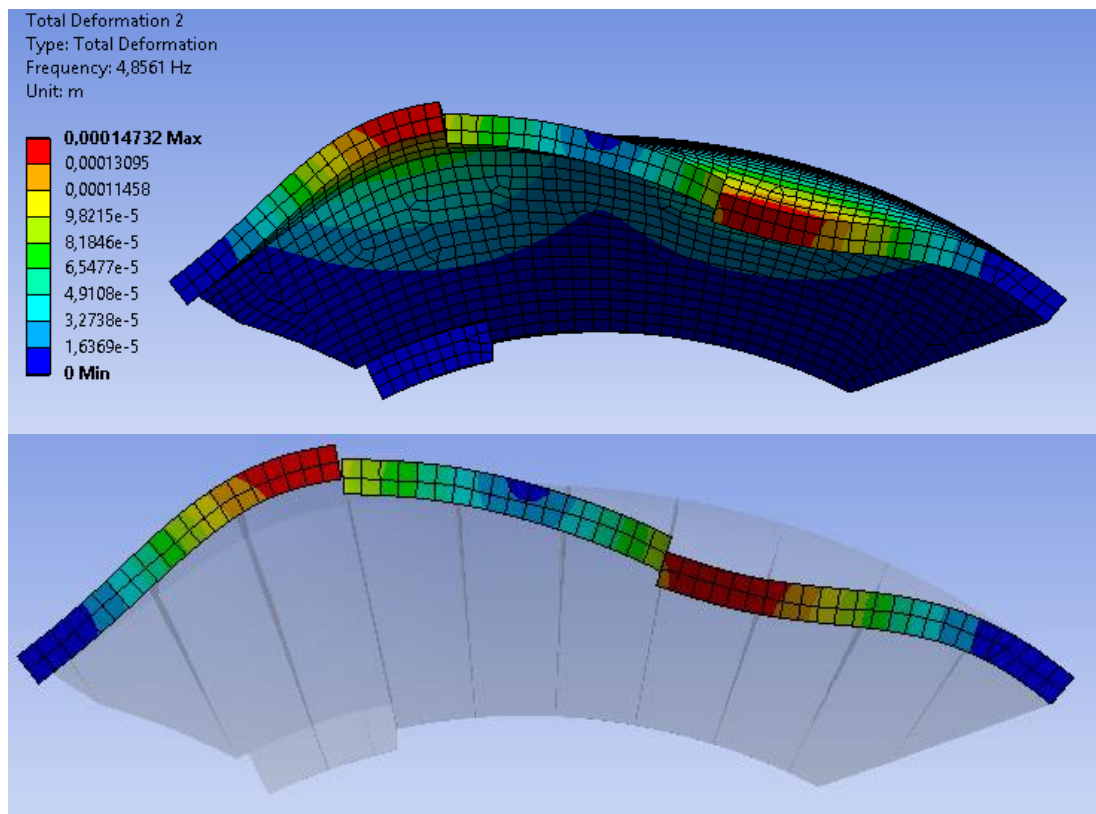


Figura 11.10 Segundo modo de vibración. Deformaciones.

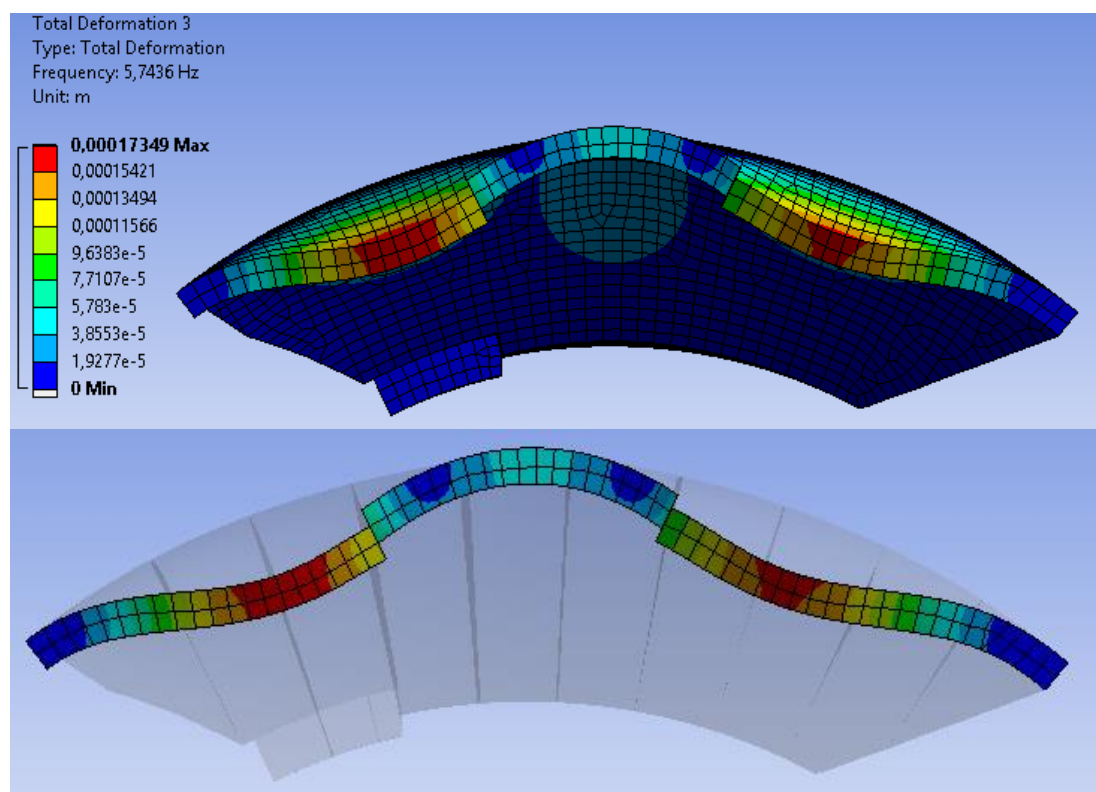


Figura 11.11 Tercer modo de vibración. Deformaciones.

Los diez modos principales de vibración que han sido obtenidos son:

Tabla 11.3 Modos de vibración principales de la presa.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	3,7779	0,2647
2	4,8561	0,2059
3	5,7436	0,1741
4	7,1241	0,1404
5	7,1815	0,1392
6	7,9984	0,1250
7	8,1807	0,1222
8	8,5096	0,1175
9	8,9220	0,1121
10	10,0145	0,9985

Con los periodos de cada modo se puede obtener la aceleración del espectro de respuesta, de manera que obtengamos el coeficiente sísmico horizontal K_{sh} y, por lo tanto, la fuerza sísmica que buscamos.

11.7.2 Análisis pseudo-estático.

Una vez que se ha obtenido el periodo de cada modo, se puede utilizar para calcular la aceleración horizontal buscada. Esto se lleva a cabo mediante la introducción de estos periodos en el espectro de respuesta dado en la siguiente tabla, el cual se da para un amortiguamiento del 5 %.

Tabla 11.4 Aceleraciones del espectro de respuesta.

Periodo (s)	Aceleración (m/s ²)
0,003	3,66
0,1	7,95
0,2	8,94
0,3	7,71
0,4	6,53
0,6	4,57
0,8	3,46
1	2,68
1,5	1,72
2	1,18
3	0,68

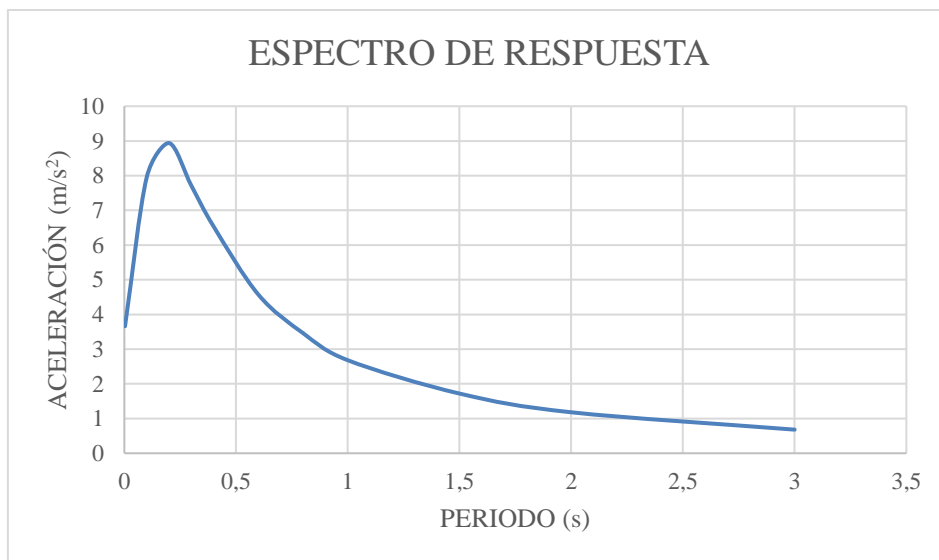


Figura 11.12 Espectro de respuesta de aceleraciones para amortiguamiento del 5 %.

La aceleración que se ha utilizado es la correspondiente al primer modo de vibración, con un periodo de 0,2647 seg, pues este es el que arroja un valor mayor de esta aceleración. El valor de esta es de 8,14419 m/s².

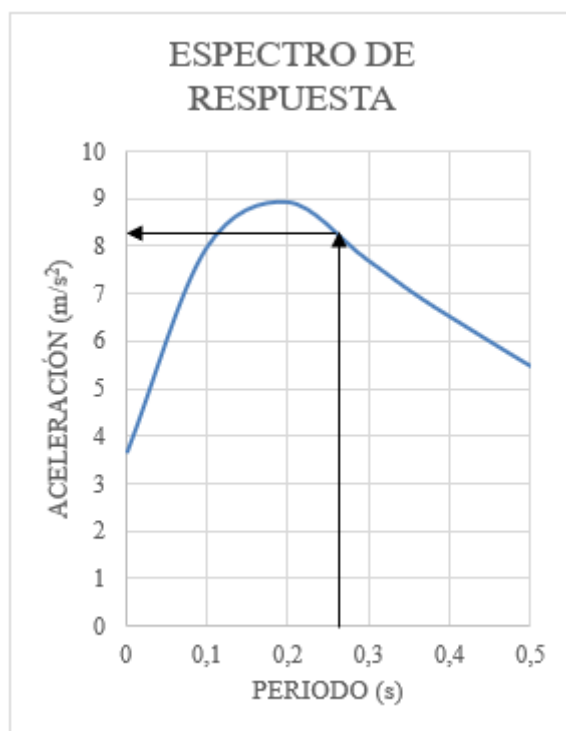


Figura 11.13 Obtención de la aceleración horizontal a partir del espectro de respuesta.

Con este valor de la aceleración horizontal, estamos en disposición de calcular el coeficiente sísmico horizontal y, por lo tanto, el coeficiente sísmico vertical y la fuerza sísmica vertical.

$$a = 8,14419 \text{ m/s}^2 = 0,831 \text{ g}$$

$$K_{sh} = 0,831$$

$$K_{sv} = 0,7 K_{sh} = 0,7 \cdot 0,831 = 0,5817 \rightarrow F_{sv} = 0,5817 P$$

Para introducir estas fuerzas equivalentes F_{sv} en ANSYS, se han modelizado directamente como fuerzas inerciales con el valor de la aceleración vertical en lugar del coeficiente sísmico, es decir:

$$a_{sv} = K_{sv}g = 0,5817 \cdot 9,8 = 5,7 \text{ m/s}^2$$

Estas fuerzas inerciales se aplican primero hacia aguas abajo y posteriormente hacia aguas arriba. Esto se realiza como dos casos independientes entre sí, ya que el análisis realizado es pseudo-estático.

Además, el terreno se ha considerado sin masa (la densidad tiene un valor de 0 kg/m^3).

Otra acción importante a tener en cuenta es la presión hidrodinámica que ejerce el embalse.

11.7.2.1 Presión hidrodinámica de Westergaard.

En el diseño frente a efectos sísmicos de estructuras hidráulicas que contienen un fluido, es indispensable tener en cuenta, además de las fuerzas de inercia, la presión hidrodinámica que el fluido ejerce, en este caso, el agua embalsada sobre el paramento de aguas arriba de la presa.

La interacción dinámica entre el embalse-presa-cimiento, como se ha comentado, se puede realizar mediante la modelización del sistema completo o mediante la modelización parcial, del sistema presa-cimiento, introduciendo el efecto equivalente del embalse. La presión dinámica que el agua ejerce sobre la cara de aguas arriba de la presa, considerando el paramento vertical y suficientemente rígido, y considerando el agua como un fluido incompresible, se puede aproximar simplificadaamente mediante la siguiente expresión:

$$P_w = m\alpha$$

$$m = C_w \rho \sqrt{H(H - z_i)}$$

Por lo que tenemos:

$$P_w = C_w \alpha \rho \sqrt{H(H - z_i)}$$

Donde:

P_w : Presión hidrodinámica de Westergaard [Pa].

m : Masa inercial debida al embalse.

C_w : Presión adimensional de Westergaard. Normalmente se adopta $C_w \approx 7/8$.

α : Aceleración sísmica horizontal, la calculada a partir del espectro de respuesta: $8,14419\text{m/s}^2$.

ρ : Densidad del agua [kg/m^3].

H : Nivel del embalse. 149 m en este caso.

z_i : Cada una de las i alturas para las que se calcula la presión hidrodinámica.

i : $\{0 - 149\}$ [m].

Esta presión P_w , considerando el embalse a NMN, adopta un valor máximo de 1,0617 MPa en la base del paramento de aguas arriba de la presa, según la ley que se muestra en la siguiente figura junto con la ley de presión hidrostática calculada anteriormente:

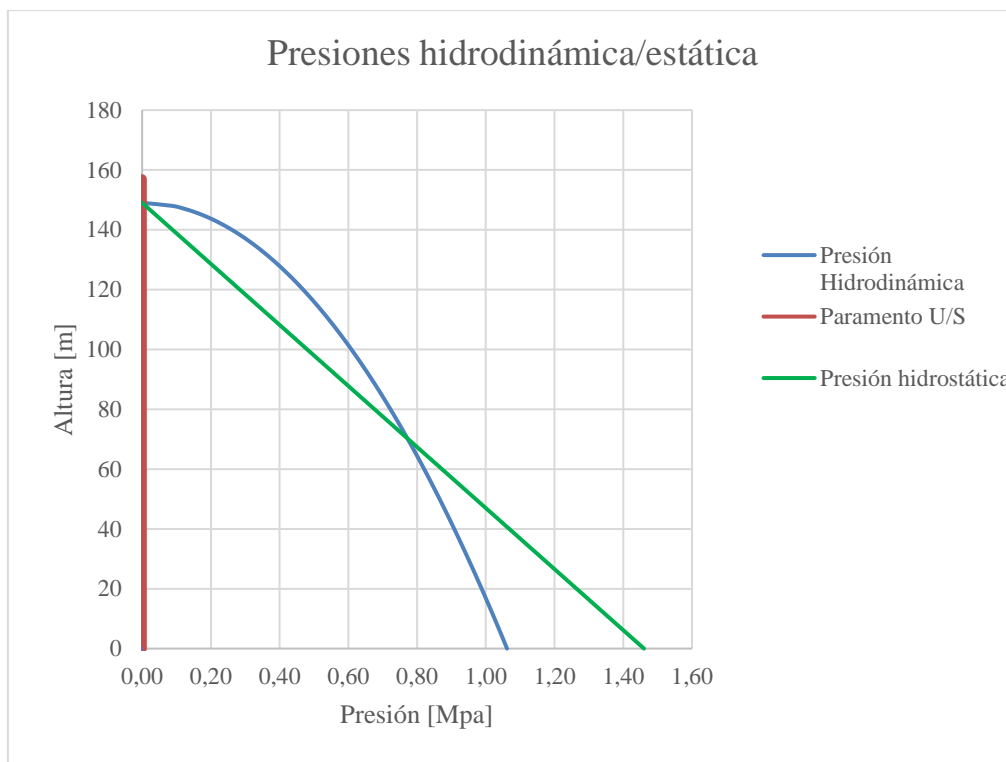


Figura 11.14 Presiones hidrodinámica e hidrostática actuantes sobre la presa.

Esta presión hidrodinámica se introduce en ANSYS en toda la cara de aguas arriba de la presa en contacto con el agua (hasta los 149 m de altura correspondientes con el NMN). Se genera esta presión introduciendo los valores que toma la función de la presión de Westergaard para cada metro de profundidad de la presa.

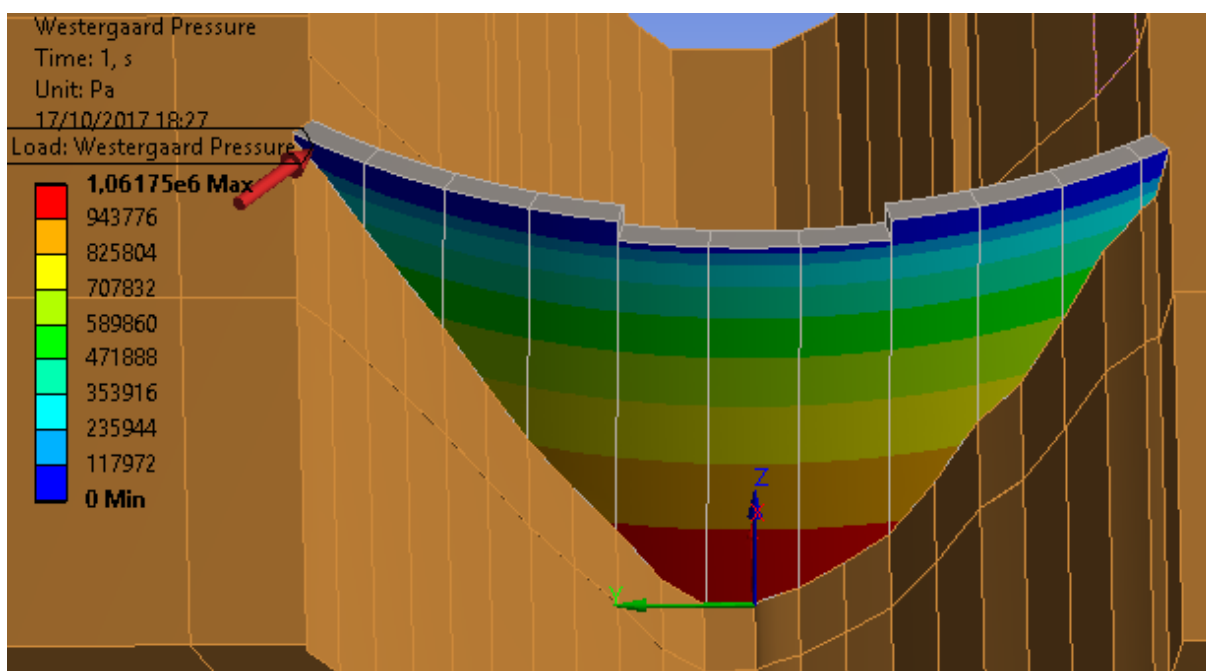


Figura 11.15 Presión hidrodinámica de Westergaard sobre el paramento de aguas arriba de la presa en ANSYS.

11.7.2.2 Estado 1: Fuerzas inerciales + Presión hidrodinámica + Presión hidrostática.

Se han considerado dos casos de aplicación de las fuerzas inerciales calculadas anteriormente, el primero consiste en que dicha fuerza se aplica hacia aguas abajo, el segundo hacia aguas arriba.

Combinando estas fuerzas inerciales con las presiones hidrostática y dinámica se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 11.5 Máximo desplazamiento horizontal de la cresta.

Block	Maximum horizontal us-to-ds displacement at the crest	
	Inertia towards downstream [mm]	Inertia towards upstream [mm]
B0	69,064	10,906
B5	31,468	0,895

Tabla 11.6 Máxima tensión vertical en dos puntos del bloque B0.

Elevation [m.a.s.l]	Maximum vertical stress in B0	
	Inertia towards downstream [MPa]	Inertia towards upstream [Mpa]
737,0	-1,4505	-0,67848
713,5	-2,4853	-1,3804

Tabla 11.7 Máxima tensión arco en un punto del bloque B0.

Elevation [m.a.s.l]	Maximum arch stress in B0	
	Inertia towards downstream [MPa]	Inertia towards upstream [Mpa]
737,0	-4,6582	-1,9449

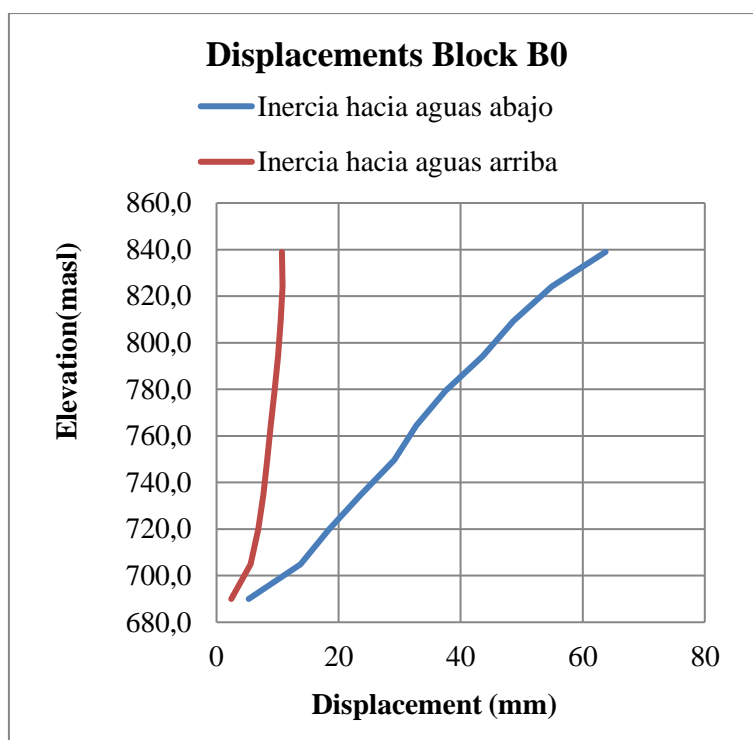


Figura 11.16 Desplazamientos del paramento de aguas arriba del bloque 0.

11.8 Análisis dinámico en el dominio del tiempo.

Como se ha comentado, dos de los métodos de cálculo de sistemas lineales dinámicos son el cálculo en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo.

El cálculo de un sistema dinámico discreto en el dominio de la frecuencia es uno de los procedimientos habituales cuando el sistema tiene un comportamiento lineal. Para resolver esta forma de abordar el problema dinámico, se determina la transformada de Fourier de la respuesta para después realizar la transformada inversa y obtener de esta manera la respuesta del sistema.

Esta respuesta es, para el caso de estudio, un acelerograma, el cual está expresado en el dominio del tiempo, por lo que al aplicar la transformada de Fourier se pasa del dominio del tiempo al de la frecuencia, un espectro de respuesta.

En este caso, el análisis a realizar consiste en un análisis lineal en el dominio del tiempo por métodos directos, donde se plantea el problema de forma general, en términos de las ecuaciones generales del movimiento para el sistema completo. El análisis se realiza por pasos sucesivos donde la excitación sísmica se introduce mediante acelerogramas, uno en dirección horizontal y otro vertical. Los modelos constitutivos del material son del tipo elástico y lineal.

Este es un método de análisis dinámico directo, pues como se ha comentado, se resuelven directamente las ecuaciones generales del movimiento, sin necesidad de aplicar la transformada de Fourier. La solución a estas ecuaciones del movimiento, que no son más que ecuaciones diferenciales, se realiza mediante la evaluación de integrales de Duhamel.

(Fuente: AGUIAR [1])

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\}$$

Resolviendo la ecuación diferencial se obtienen los desplazamientos para cada valor del tiempo. La solución homogénea se obtiene sin considerar la acción sísmica, es decir, igualando a cero, y la solución particular queda determinada por la integral de Duhamel, que se presenta a continuación.

$$u(t) = \frac{1}{W_a} \int_0^t a(t_i) e^{-\xi W_n(t-t_i)} \text{sen } W_a(t-t_i) dt$$

$$W_a = W_n \sqrt{1 - \xi^2}$$

Donde:

W_a es la frecuencia amortiguada.

W_n es la frecuencia natural.

ξ es el ratio de amortiguamiento.

Los análisis están basados en un modelo lineal que considera la presa “pegada” al cimiento. Esto se ha modelizado como un apoyo rígido con los desplazamientos tanto horizontal como vertical impedidos: $\Delta x = \Delta y = 0$.

Esto se ha modelizado en Ansys mediante la introducción de un contacto tipo “bonded”, el cual, hace que las dos regiones en contacto se consideren pegadas, sin permitir el deslizamiento ni la separación entre ambas.

Para este tipo de análisis, el terreno se considera sin masa, es decir, con un valor cero para la densidad. La razón de esto es evitar la propagación de las ondas a través del terreno de la cimentación y la reflexión de estas en los límites del dominio. Por lo tanto, se transmiten directamente a la interfaz presa-cimiento.

Además, se considera una amortiguación para todo el dominio del 5 %.

Los acelerogramas introducidos son los que se muestran a continuación.

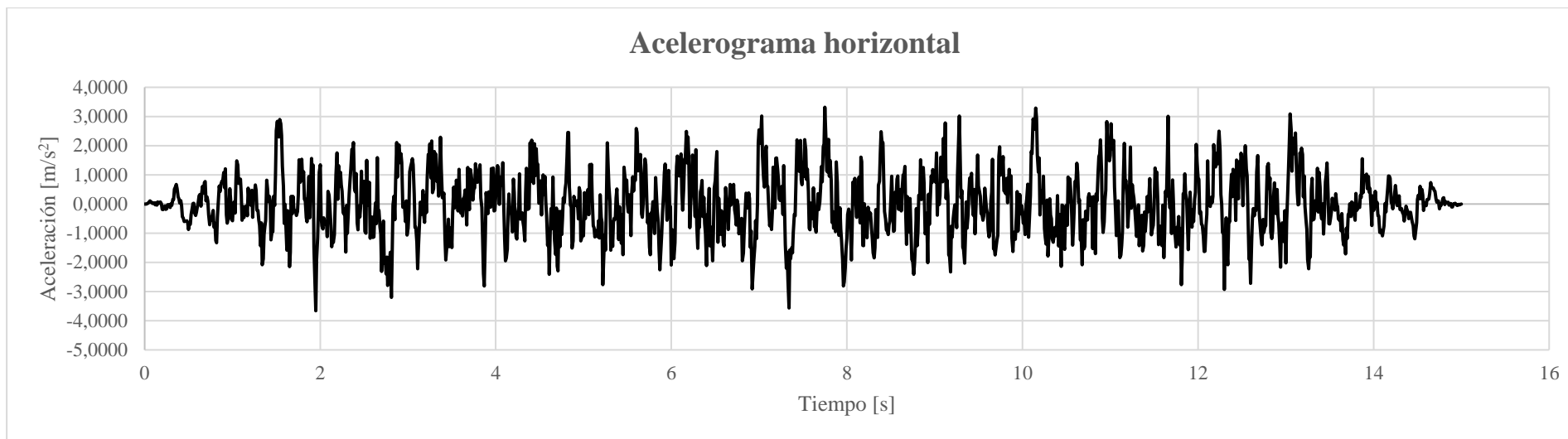


Figura 11.17 Acelerograma horizontal del episodio sísmico estudiado.

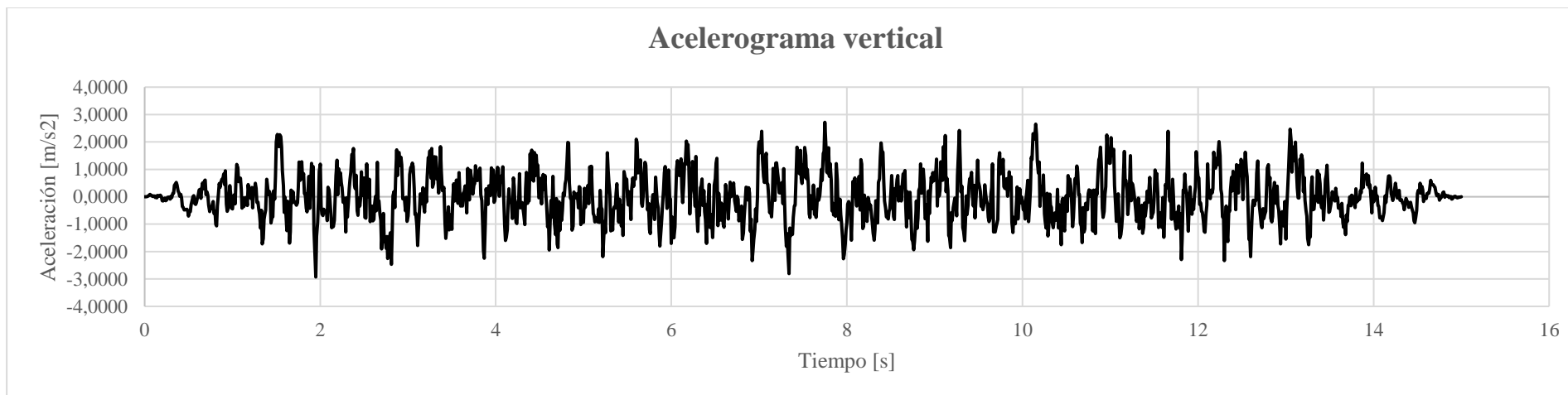


Figura 11.18 Acelerograma vertical del episodio sísmico estudiado.

11.8.1 Consideraciones para realizar un análisis en el dominio del tiempo en ANSYS.

Un análisis de este tipo es necesario cuando se necesita evaluar la respuesta de cuerpos deformables cuando los efectos inerciales son significativos.

En caso de que los efectos de inercia y de amortiguamiento puedan ser despreciados, hay que considerar la posibilidad de realizar un análisis estático. Si la excitación de la estructura es puramente sinusoidal y la respuesta lineal, un análisis harmónico es más eficiente. Pero en cualquier otro caso, un análisis estructural transitorio, o en el dominio del tiempo, es más conveniente de realizar, ya que es el tipo más general de análisis dinámico y resuelve de forma general las ecuaciones del movimiento para todo el sistema. (Fuente: ANSYS, Inc. [9])

Este análisis abarca el análisis estructural estático y dinámico rígido, y permite todo tipo de interacciones entre sólidos, todo tipo de cargas y de condiciones de contorno. Pero una de las consideraciones más importantes para realizar un análisis de este tipo es el tamaño de cada paso de tiempo o “*time-step*”.

Este debe ser lo suficientemente pequeño como para describir con precisión la variación de las cargas con el tiempo y la respuesta de la estructura a las mismas. Además, el tamaño de este controla también la precisión y la convergencia de los sistemas no lineales, debe ser lo suficientemente pequeño para permitir que se obtenga un equilibrio de fuerzas (convergencia) con el método de Newton-Raphson.

11.8.2 Resultados. Análisis en el dominio del tiempo.

Teniendo en cuenta todas las consideraciones anteriores, los resultados a obtener son los mismos que los requeridos para el análisis pseudo-estático anterior. Estos resultados son:

- Los desplazamientos en la cresta del bloque B0 y el bloque B5 a lo largo de todo el episodio sísmico.
- Tensión arco en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el episodio sísmico.
- Tensión vertical en dos puntos del bloque B0 a lo largo de todo el episodio sísmico.
- Aceleraciones en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el episodio sísmico.

Los resultados obtenidos han sido los que se muestran en las siguientes figuras.

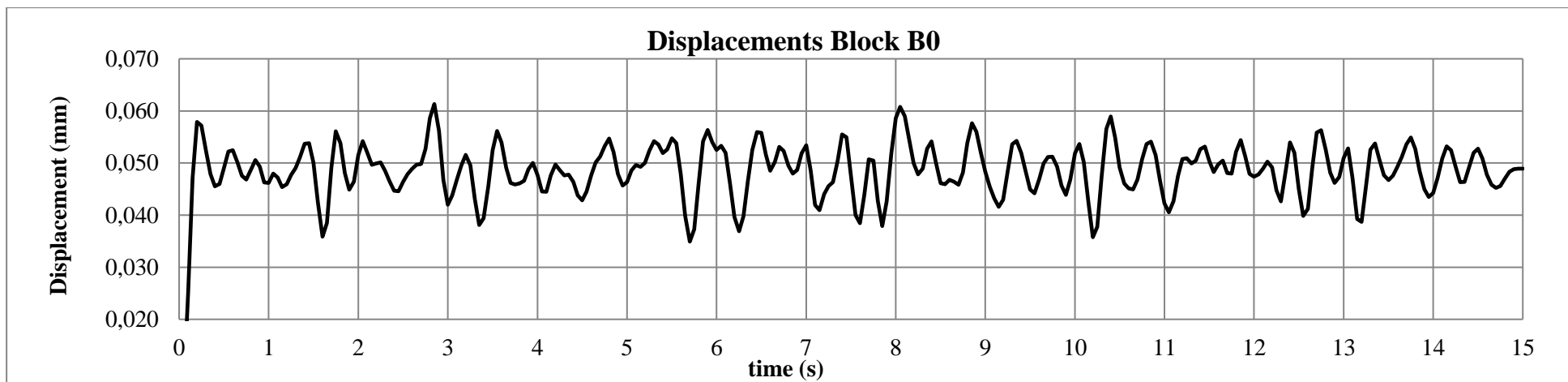


Figura 11.19 Desplazamientos horizontales en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el sismo.

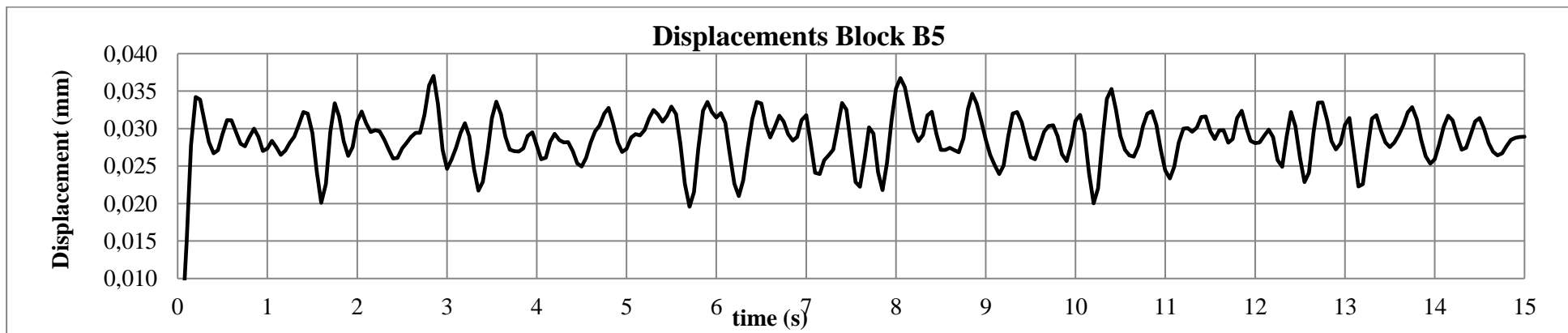


Figura 11.20 Desplazamientos horizontales en la cresta del bloque B5 a lo largo de todo el sismo.

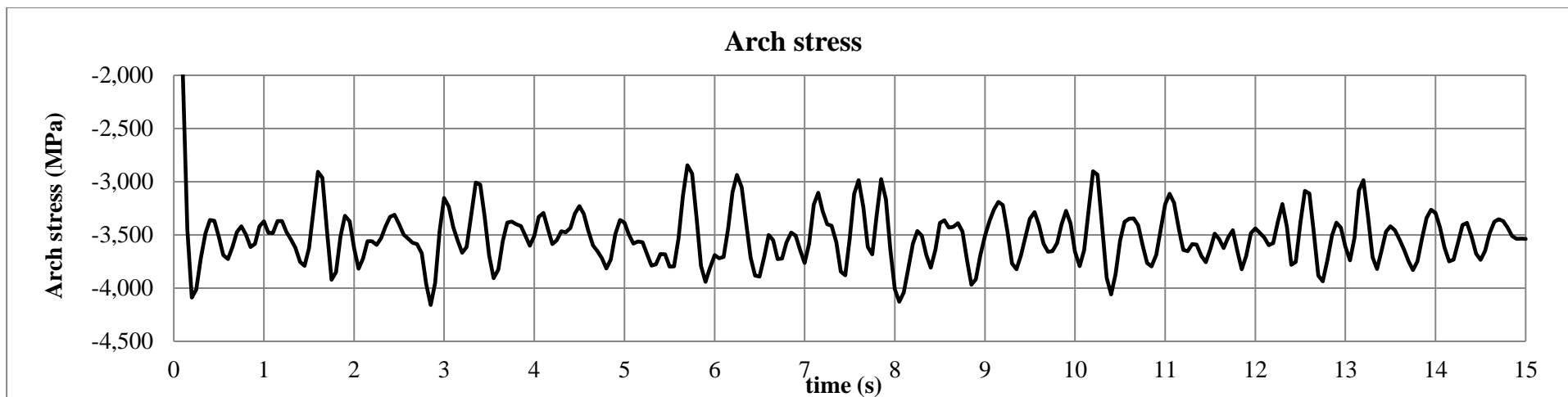


Figura 11.21 Tensión arco en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el sismo.

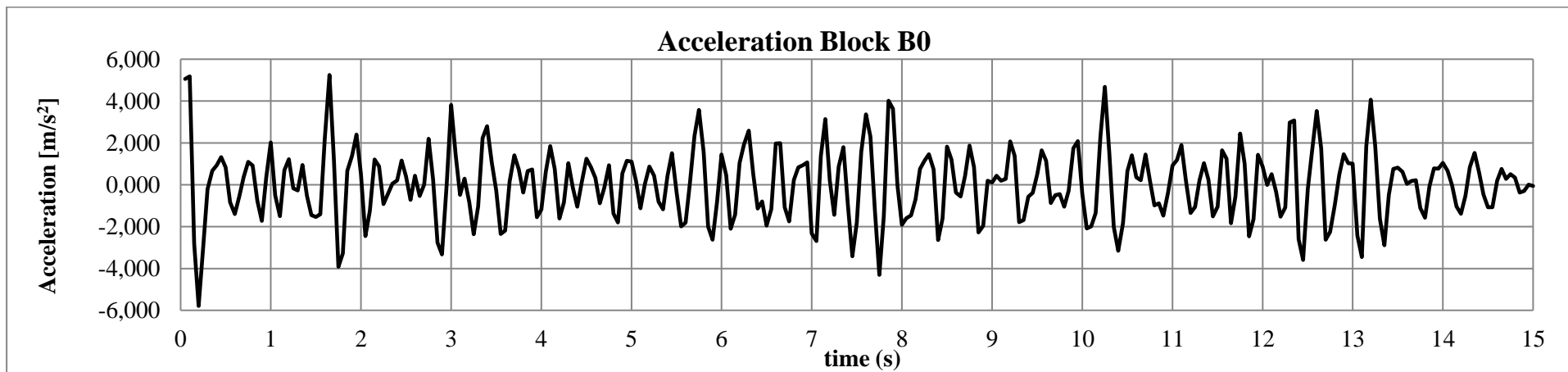


Figura 11.22 Aceleraciones registradas en la cresta del bloque B0 a lo largo de todo el sismo.

Capítulo 5

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

12 14th ICOLD INTERNATIONAL BENCHMARK WORKSHOP ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS. COMPARATIVA DE RESULTADOS.

Se presenta en este capítulo un resumen de todos los resultados de los distintos participantes del tema de estudio “*Theme B: Static and seismic analysis of an arch-gravity dam*”.

En este resumen, se presentan, además, algunas características de los modelos realizados por los participantes, en total 9 (además del formulador), a los que se añade un modelo de referencia del formulador del problema. Estas características son las que se muestran a continuación.

Tabla 12.1 Características de los modelos de los participantes. (Fuente: ANDRIAN [6])

Participant	Calculation code	Type/size of elements	Interface elements
P1	Diana FEA	Linear – 3-5 m	Interface elements
P2	Abaqus	Quadratic	Frictional contact
P3	CANT-SD	Quadratic near-field – linear far-field – 10m	10cm thick interface elements
P4	Kratos Multiphysics	Linear tetrahedra - 3m	Joint element with cohesive law
P5	Sofistik	Linear hexa – 6m	Spring elements
P6	Diana FEA	Linear hexa dom – 10m	Joint elements
P7	ASTER	Quadratic for massless, linear for adv. Interactions	Joint elements
P8	Diana FEA	Quadratic – 3m	Interface elements
P9	Abaqus	Linear tetrahedra – 5m	Frictionless contact up to the last stages of impounding
Formulator	FLAC3D	Mixed discretization scheme	Discrete element method formulation
This TFM model	ANSYS	Linear Hexa – 8 m	Frictional contact

La finalidad de este capítulo es la de comparar los resultados obtenidos con los presentados por el resto de los participantes y así contrastar y validar estos de una manera visual.

12.1 Análisis estático lineal.

No pueden compararse todos los resultados obtenidos en el presente estudio, pues no se han realizado exactamente los mismos. Para este análisis estático lineal, se ha calculado con los estados de carga ya mencionados, que son:

- Peso propio [PP]
- PP + Presión hidrostática [PH]
- PP + PH + Subpresión (funcionamiento correcto de drenes) [SB]
- PP + PH + Subpresión (fallo de drenes)

Mientras que el único modelo utilizado en el workshop para el análisis estático lineal solo considera las acciones del peso propio y la presión hidrostática (PP + PH)

En ambos casos la interacción presa-cimiento se ha tratado de la misma forma, un modelo que considera la presa “pegada” al terreno como un único bloque, con los desplazamientos y deslizamientos impedidos.

A continuación, se muestran la comparativa de resultados para este análisis. Aquí solo se muestran los resultados de este trabajo que tomen las mismas hipótesis que en los modelos de los participantes, es decir, solo se muestran los resultados del estado de carga compuesto por el peso propio y la presión hidrostática o estado 2 de carga.

Resultados: (Fuente: ANDRIAN [6])

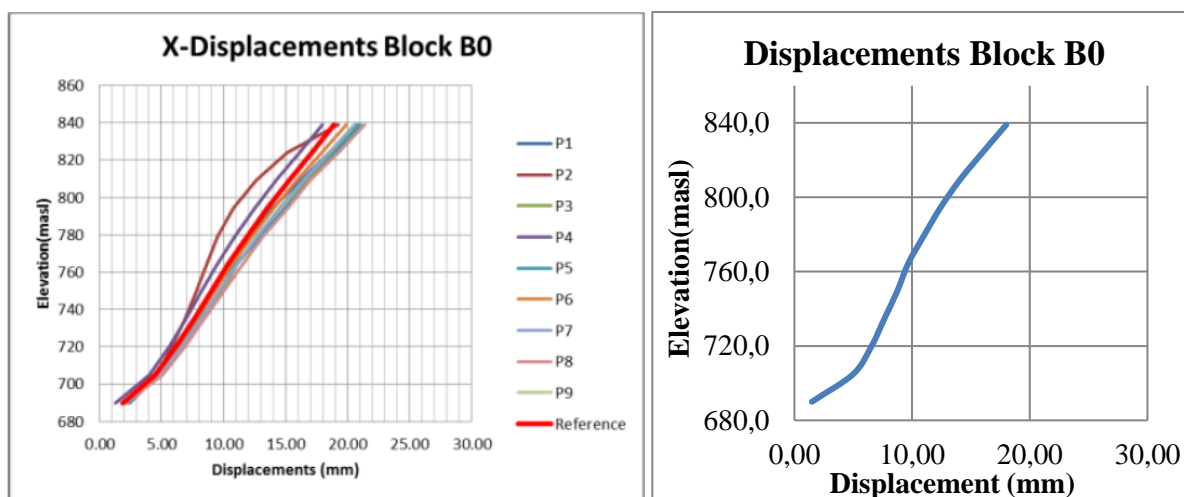


Figura 12.1 Desplazamientos del B0. Análisis estático lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).

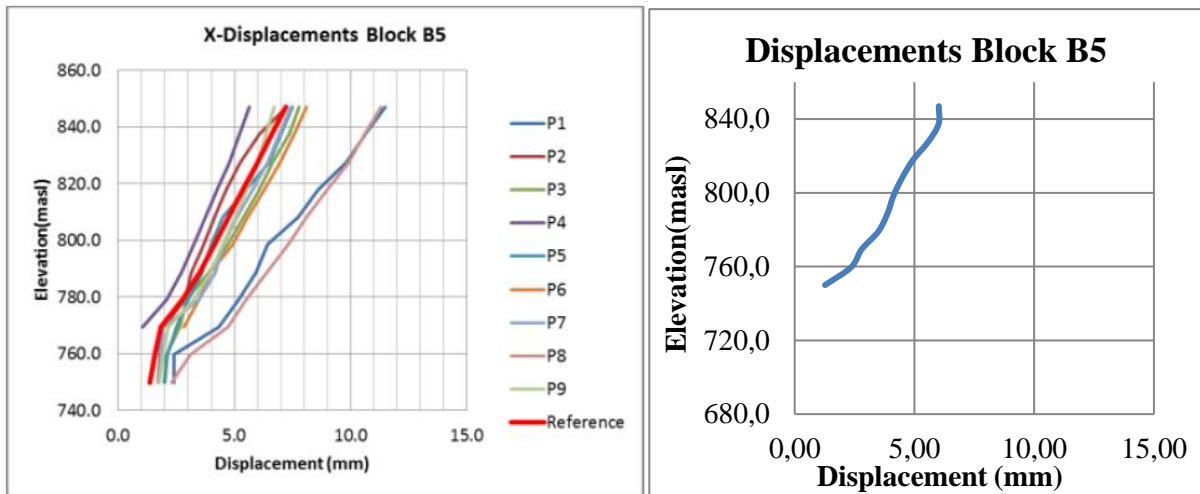


Figura 12.2 Desplazamientos del B0. Análisis estático lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).

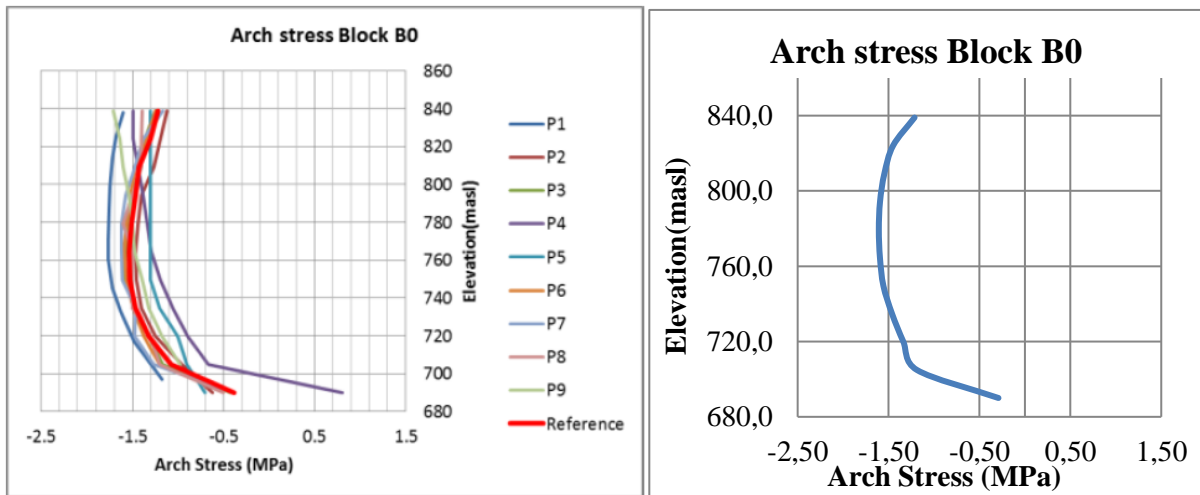


Figura 12.3 Desplazamientos del B0. Análisis estático lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).

12.2 Análisis estático no lineal.

En este caso, el modelo utilizado por los participantes del workshop considera las acciones del peso propio, el empuje hidrostático y, además, una ley de subpresiones que concuerda con la utilizada en este estudio para la hipótesis de funcionamiento correcto de drenes (coincide con el modelo PP + PH +SB o estado 3 de carga).

A continuación, se muestran la comparativa de resultados para este análisis. Aquí solo se muestran los resultados de este trabajo que tomen las mismas hipótesis que en los modelos de los participantes, es decir, solo se muestran los resultados del estado de carga mencionado en el párrafo anterior.

Resultados: (Fuente: ANDRIAN [6])

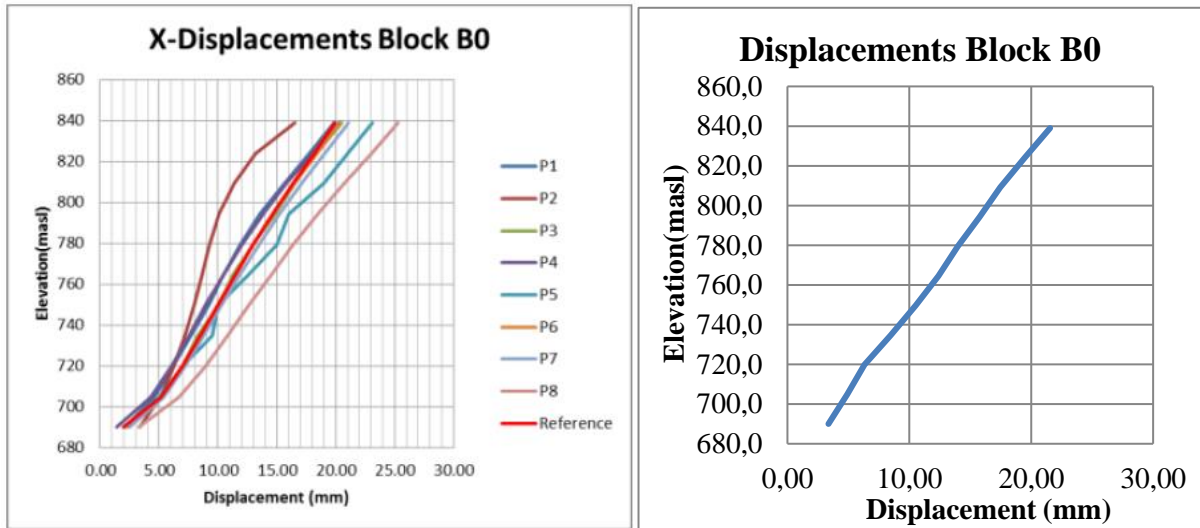


Figura 12.4 Desplazamientos B0. Análisis estático no lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).

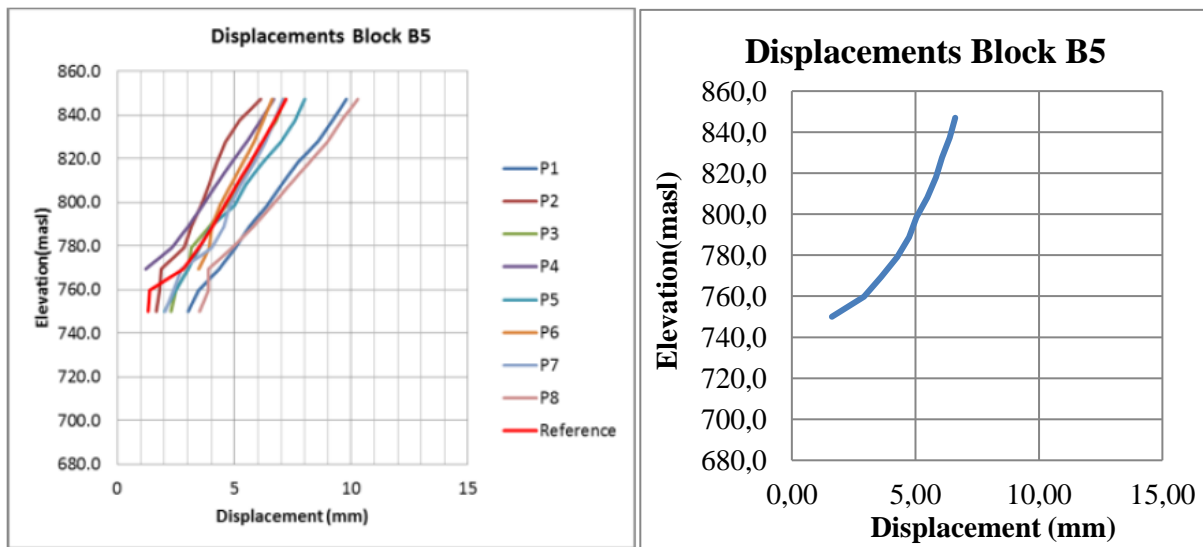


Figura 12.5 Desplazamientos B5. Análisis estático no lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).

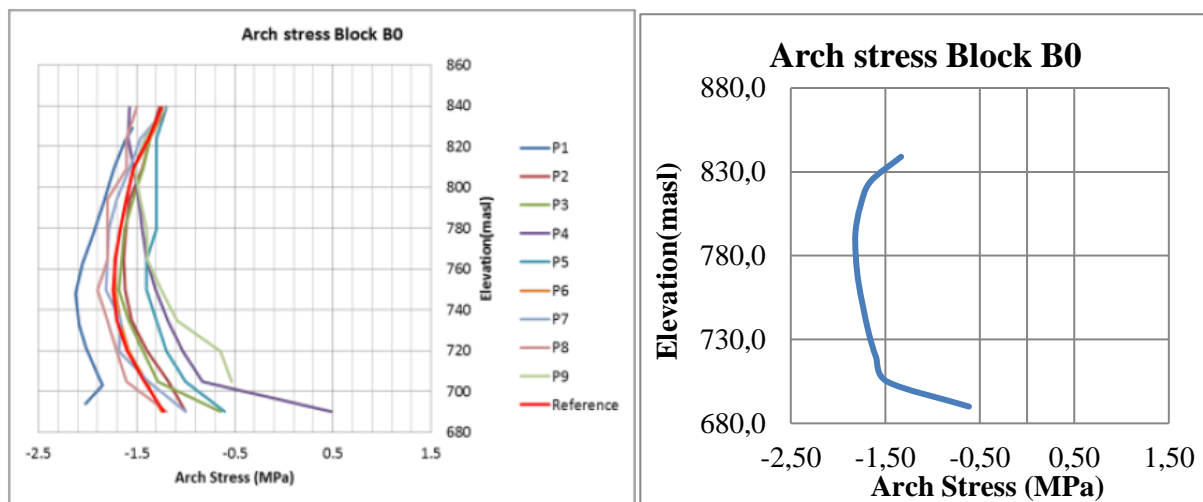


Figura 12.6 Tensión arco B0. Análisis estático no lineal. ICOLD (izqda) y elaboración propia (dcha).

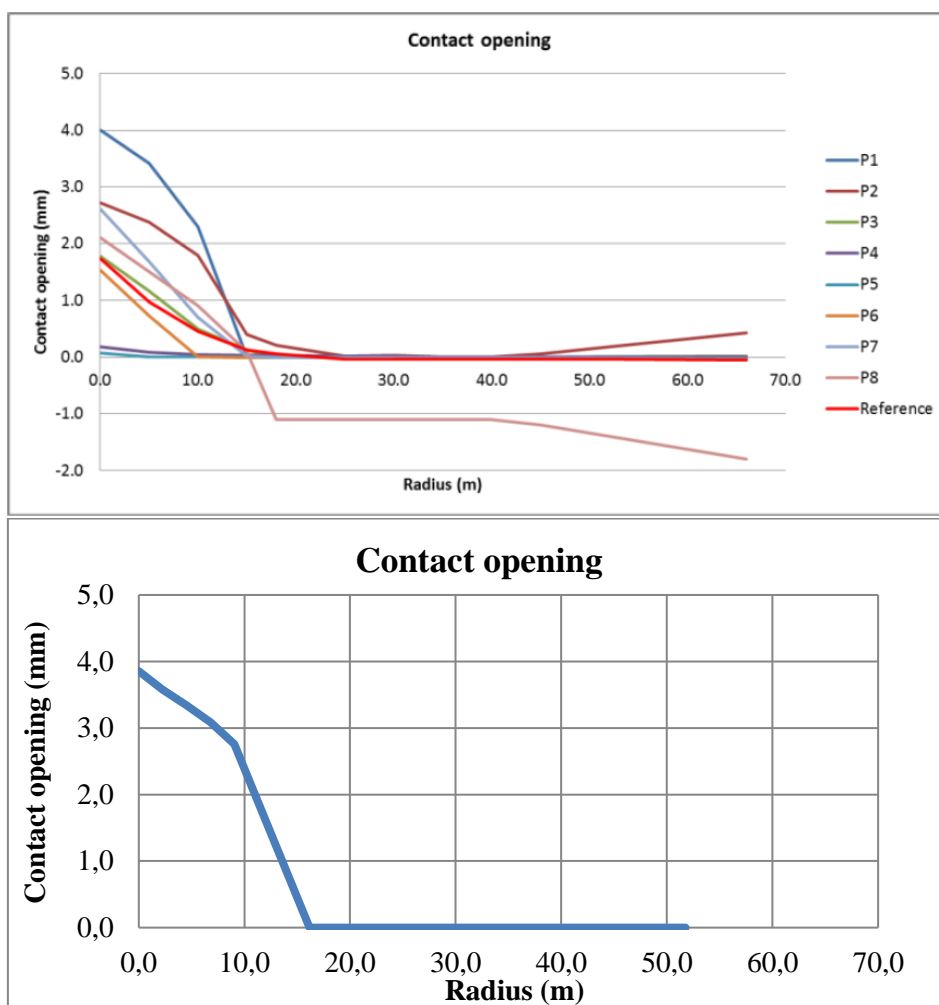


Figura 12.7 Apertura de la grieta. ICOLD (arriba) y elaboración propia (abajo).

En general, para los análisis estáticos realizados, tanto lineales como no lineales, los resultados se ajustan en buena medida con los obtenidos en el benchmark workshop, pues todos están dentro del rango establecido por los resultados de todos los participantes.

En cuanto a la necesidad de realizar un análisis del tipo no lineal, una vez realizado un análisis lineal puede ponerse en duda si es realmente necesario afinar con un análisis no lineal, y, dependiendo de la finalidad que tenga dicho análisis puede ser o no necesario.

En el caso de estar realizando un diseño, se debe realizar un análisis lineal en la medida de lo posible, pues un análisis no lineal complica y aumenta el coste computacional y los resultados no sufren una gran variación. Esto es aún más acusado en el caso de estructuras más sencillas o incluso presas con geometría más sencilla. Puede realizarse un análisis lineal dependiendo del caso, pero como una última etapa de cálculo para verificar el comportamiento estructural.

En un caso de evaluación de estructuras existentes, si es más común realizar un análisis no lineal. Esto se debe a que la finalidad es conocer el estado actual de la estructura, por lo que se analiza una estructura ya deformada, posiblemente con grietas o fisuras que cambian el comportamiento estructural.

En este caso, al tratarse de un estudio donde la finalidad consiste en resaltar las ventajas que suponen la aplicación de diferentes análisis avanzados, obviamente es necesario. Además, se ha comprobado que, en comparación con el análisis lineal, en el no lineal se han obtenido unos desplazamientos un 14 % mayores (en la cresta), así como unas tensiones con una máxima diferencia del 6 %.

En este análisis se han obtenidos unos comportamientos razonables, sobre todo en torno a la mitad superior de la presa, pues para el análisis lineal se ha considerado la presa y el cimiento unidos, impidiéndose el deslizamiento y la apertura, mientras que esto se ha permitido para el no lineal. Esto causa las diferencias que se aprecian en la mitad inferior de la presa en la siguiente figura.

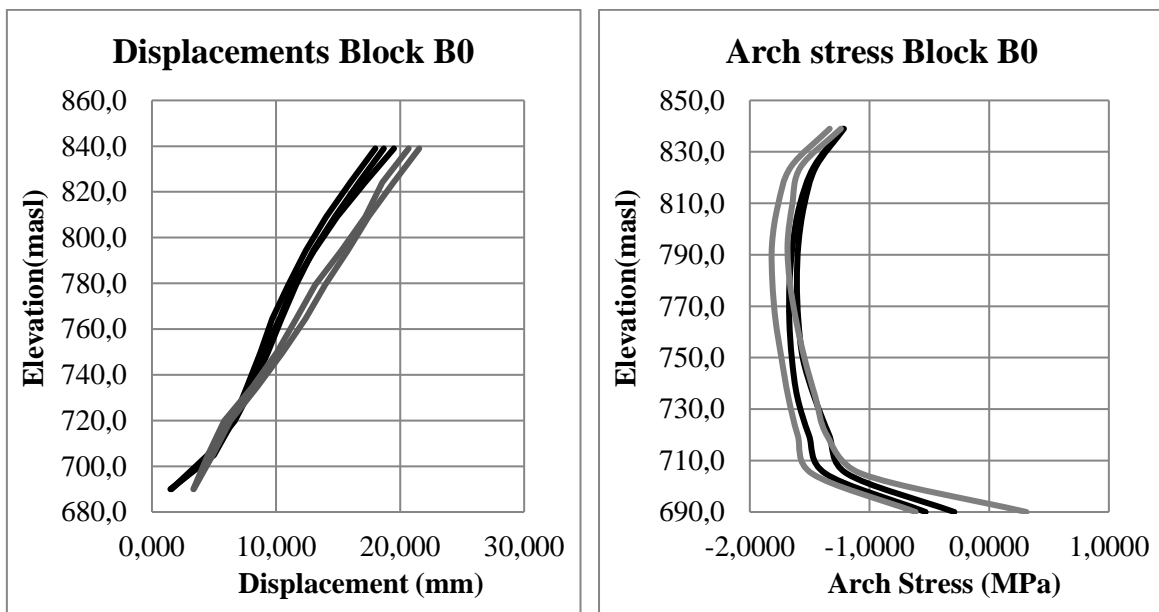


Figura 12.8 Comparativa de resultados análisis lineal (negro) y no lineal (gris).

Con estas diferencias, aunque no supongan un gran cambio, si es lo suficiente grande para confirmar la necesidad de realización de un análisis no lineal.

12.3 Análisis dinámico: pseudo-estático basado en la aceleración del espectro de respuesta.

En este caso el modelo utilizado en el presente estudio coincide con el utilizado en por los participantes en el workshop en los siguientes puntos:

-Las fuerzas inerciales calculadas, se aplican primero hacia agua abajo y después hacia aguas arriba, como dos análisis estáticos.

-La presión hidrodinámica se aproxima mediante una ley de Westergaard.

-El terreno se considera sin masa.

La diferencia adoptada en el presente estudio respecto a los modelos utilizados por los participantes radica en que, cuando la fuerza inercial se aplica hacia aguas arriba, la presión hidrodinámica se mantiene aplicada sobre el paramento de aguas arriba en dirección aguas abajo. No es así en el resto de modelos, pues cuando esta fuerza inercial se aplica hacia aguas arriba, también se aplica en esa dirección la presión hidrodinámica.

Resultados: (Fuente: ANDRIAN [6])

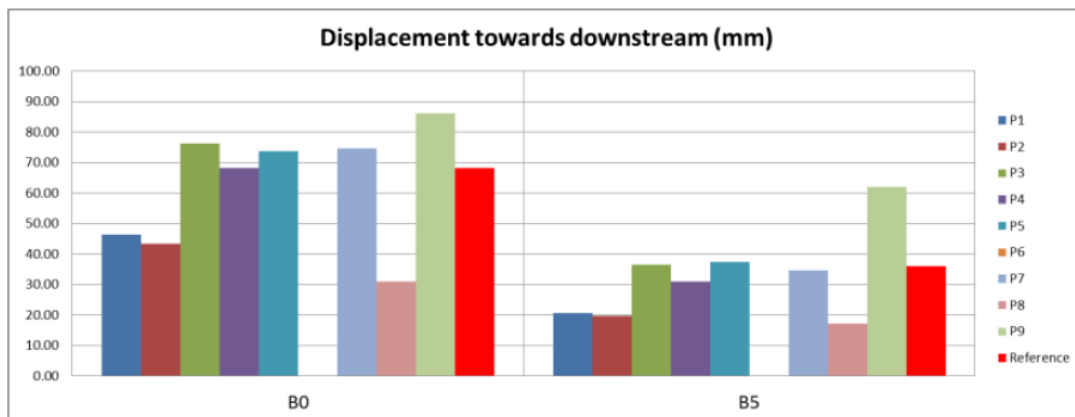


Figura 12.9 Desplazamientos del B0 y B5 con fuerzas inerciales hacia aguas abajo.

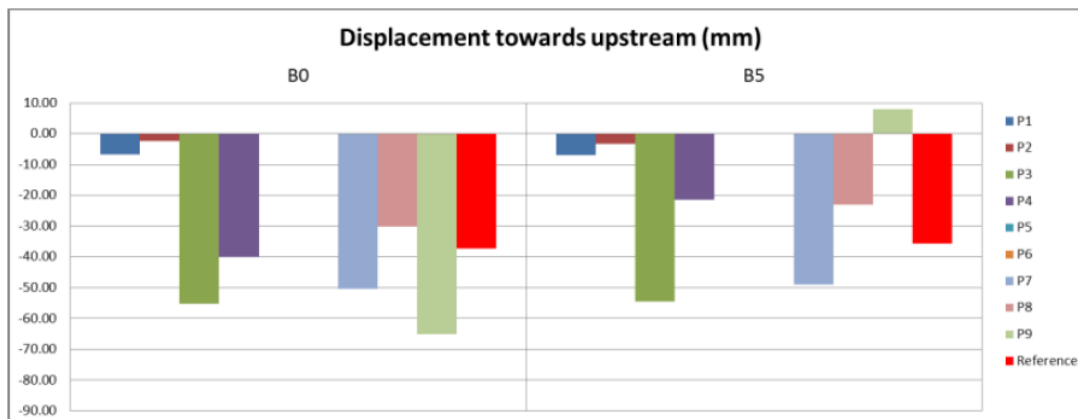


Figura 12.10 Desplazamientos del B0 y B5 con fuerzas inerciales hacia aguas arriba.

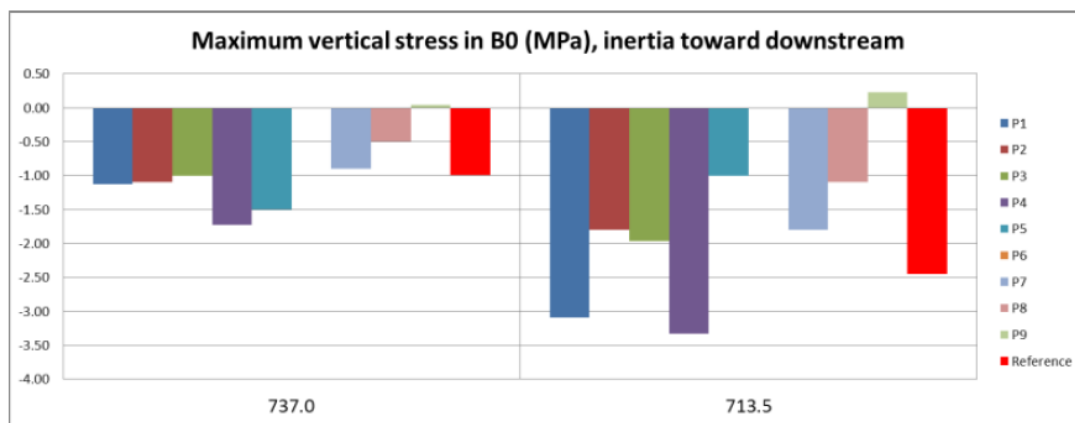


Figura 12.11 Tensión vertical en los dos puntos a calcular con fuerzas inerciales hacia aguas abajo.

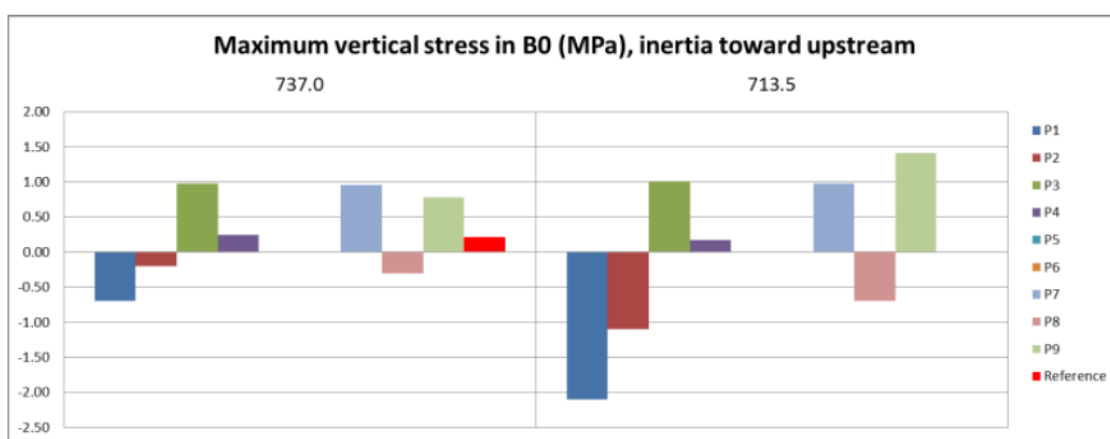


Figura 12.12 Tensión vertical en los dos puntos a calcular con fuerzas inerciales hacia aguas arriba.

En resumen:

-Fuerzas inerciales aplicadas hacia aguas abajo.

- Para el bloque **B0**, en el workshop se han obtenido unos **desplazamientos** entre 30-85 mm, siendo los resultados del modelo del formulador y un pequeño grupo de participantes de 70 mm. Los resultados obtenidos en este estudio para el bloque B0 son de 69,064 mm.
- Para el bloque **B5**, los resultados del workshop comprenden el intervalo de **desplazamientos** 17-60 mm, con los resultados del modelo del formulador y un pequeño grupo de participantes de 35 mm. Los obtenidos en este estudio para el bloque B5 son de 31,468 mm.

- Para el bloque B0, los resultados de los participantes para la **máxima tensión vertical** han sido de 0,5-1,6 MPa (compresión) para la elevación de 737 m (con un valor promedio de 1 MPa en compresión) y de 1-3,4 MPa (compresión) para la elevación de 713,5 m (con un valor promedio de 2 MPa en compresión). En este estudio, estos resultados han sido de 1,4505 MPa (compresión) para la elevación de 737 m y de 2,4853 MPa (compresión) para la elevación de 713,5 m.

-Fuerzas inerciales aplicadas hacia aguas arriba.

- En general, todos los resultados han sido bastante dispares entre cada uno de los participantes, sobre todo para el cálculo de la tensión vertical.
- Esto puede deberse a que no se trata de un caso usual de carga, pues se está aplicando la presión hidrodinámica en dirección aguas arriba.

12.4 Análisis dinámico lineal en el dominio del tiempo.

Para el presente caso, los participantes del workshop han utilizado, para la realización de la integración numérica del problema dinámico, diversos métodos, entre los que se encuentran el método de Newmark para la integración directa, el cual es un método de análisis en el dominio del tiempo, como el utilizado en el presente estudio. Otro de los métodos utilizados ha sido el de superposición modal.

Resultados: (Fuente: ANDRIAN [6])

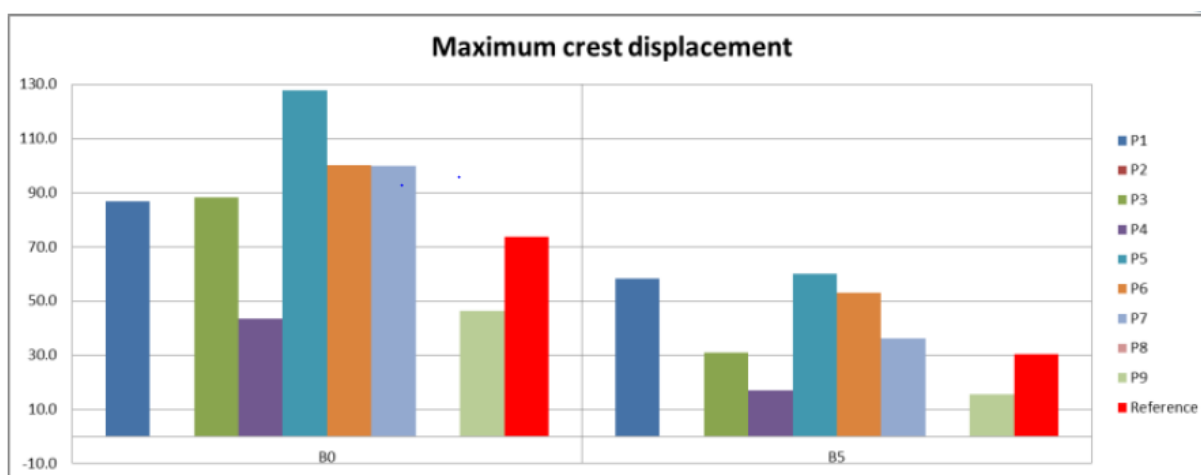


Figura 12.13 Máximo desplazamiento en la cresta en todo el episodio sísmico. B0 (izqda.) y B5 (dcha).

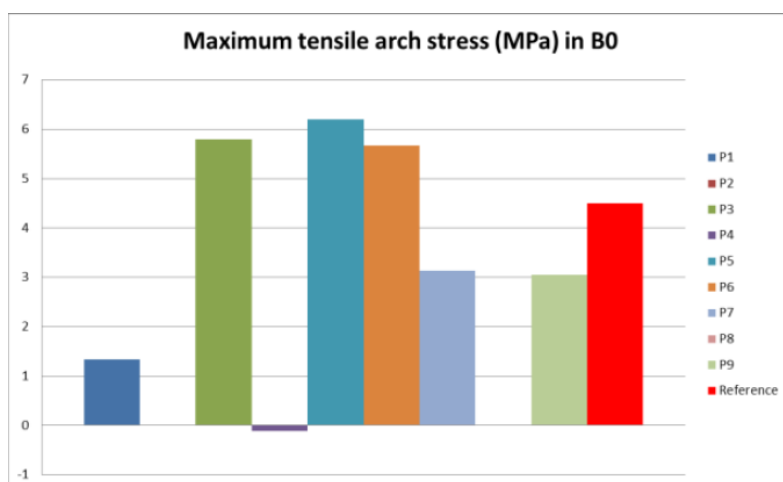


Figura 12.14 Máxima tensión arco en la cresta de B0 en todo el episodio sísmico.

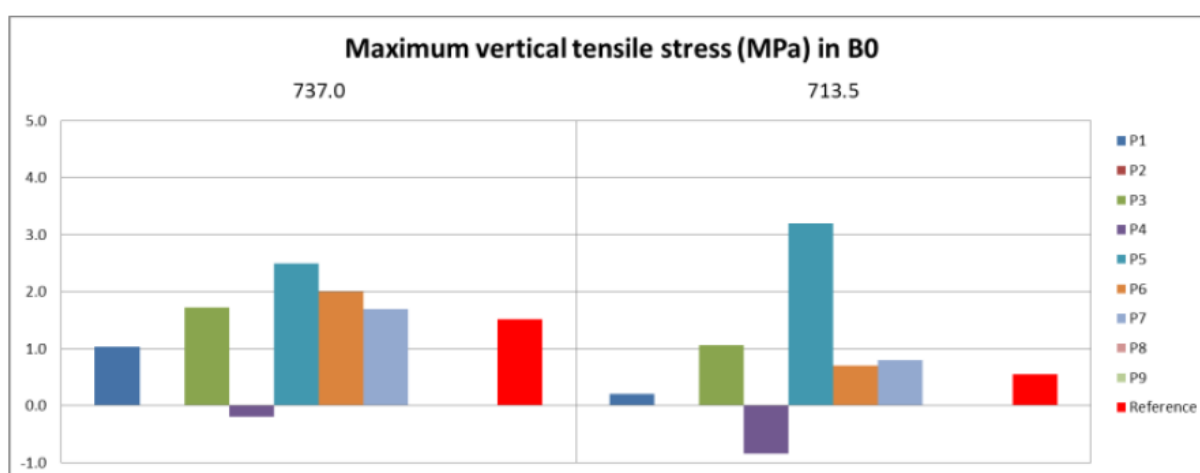


Figura 12.15 Máxima tensión vertical en dos puntos del paramento de aguas abajo en todo el episodio sísmico.

En resumen:

-Para el bloque **B0**, en el workshop se han obtenido unos **desplazamientos** entre 70-90 mm. Los desplazamientos máximos obtenidos en este estudio para el bloque B0 son de 61,319 mm.

-Para el bloque **B5**, los resultados del workshop comprenden el intervalo de **desplazamientos** 30-50 mm. Los obtenidos en este estudio para el bloque B5 son de 37,037 mm.

-Para el bloque B0, los resultados de los participantes para la **máxima tensión arco** han sido de 1-6 MPa (compresión) con un valor promedio de 4,5 MPa en compresión. En este estudio, la máxima tensión arco obtenida ha sido de 4,1589 MPa (compresión).

-Los resultados de los participantes para la **máxima tensión vertical** han sido de 1-2 MPa (compresión) para la elevación de 737 m y de 0,5-1 MPa (compresión) para la elevación de 713,5 m, aunque para esta última elevación, los resultados son muy dispares, posiblemente por estar más cerca del contacto presa-cimiento. En este estudio, estos resultados han sido de 0,8688 MPa (compresión) para la elevación de 737 m y de 1,0283 MPa (compresión) para la elevación de 713,5 m.

Se produce una gran discrepancia en cuanto a las tensiones verticales se refiere. Esto ocurre para todos los análisis dinámicos, y puede ser debido a la complejidad del modelo, o a la distinta concepción de algunos de los parámetros del mismo que no han sido especificados en las instrucciones proporcionadas para la realización. Al no disponer de más datos que los resultados obtenidos por los participantes, no se puede saber cuáles han sido las diferencias a la hora de la realización del modelo.

En cuanto a los desplazamientos máximos obtenidos en los dos tipos de análisis dinámicos realizados, puede comprobarse que no se diferencian demasiado (69,064 mm para el análisis pseudo-estático y 61,319 mm para el dinámico en el dominio del tiempo), por lo que se podría decir que la realización de un análisis pseudo-estático es una buena aproximación a análisis dinámico. Es un análisis bastante más sencillo de realizar y con un coste computacional mucho menor que un análisis dinámico directo, ya sea en el dominio del tiempo o de la frecuencia. Para la realización del pseudo-estático fue necesario un periodo de tiempo menor a una hora, mientras que, para un primer tanteo de análisis dinámico en el dominio del tiempo, fueron necesarias 24 horas aproximadamente, y con un “time-step” de 0,1 segundos (un 10 % del final).

13 BIBLIOGRAFÍA.

[1] AGUIAR, R. (2012).

Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB. Ecuador.

[2] ALONSO TEJEDOR, M.E. y MORENO CALLE, E. (2017).

Estudio de remodelación del cuenco amortiguador de la presa de Buendía. España.

[3] ALTAREJOS, L. (2009).

Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos. Universidad Politécnica de Valencia. España.

[4] ANDRIAN, F. (2017).

14th ICOLD Benchmark Workshop 2017. Theme B – Static and seismic analysis of an arch-gravity dam. Theme formulation.

[5] ANDRIAN, F. (2017).

14th ICOLD Benchmark Workshop 2017. Theme B – Static and seismic analysis of an arch-gravity dam. Description of the theme.

[6] ANDRIAN, F. (2017).

14th ICOLD Benchmark Workshop 2017. Theme B – Static and seismic analysis of an arch-gravity dam. Synthesis presentation.

[7] ANSYS, Inc. (2011) ANSYS Mechanical. Advanced Contact & Fasteners.

[8] ANSYS, Inc. (2011) Shock & Vibration using ANSYS Mechanical.

[9] ANSYS, Inc. (2009) ANSYS Mechanical Dynamics. Training manual.

[10] ANSYS, Inc. (2009) ANSYS Engineering data manual.

[11] ANSYS, Inc. (2015) ANSYS Meshing User's Guide.

[12] ANSYS, Inc. (2015) Introduction to ANSYS Mechanical.

[13] ANSYS release 16.2 User Manual.

[14] ASTERIS, P.G y TZAMTZIS, A.D. (2003).

Nonlinear Seismic Response Analysis of Realistic Gravity Dam-Reservoir Systems. *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*.

[15] BLÁZQUEZ, F. (2004).

Aspectos sísmicos de las presas. *Revista de obras públicas*.

[16] CASTILLO ELSITDIÉ, L.G. (2016).

Apuntes de presas y embalses. Universidad Politécnica de Cartagena. España.

[17] CHEN, X. y LIU, Y. (2015)

Finite Element Modeling and Simulation with ANSYS Workbench. EEUU.

[18] DE CARRICARTE, L. (1961).

Evolución de los perfiles de las presas en arco y ajuste de la bóveda a la cerrada. *Revista de obras públicas*.

[19] GALINDO, M., OLIVER, J. y CERVERA, M. (1993).

Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas.

Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería.

[20] ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. (2013).

Proceedings of 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Austria.

[21] ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. (2015).

Proceedings of 13th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Suiza.

[22] KARABULUT, M., KARTAL, M.E., CAVUSLI, M., COSKAN, S. y DURSUN, O. (2017).

Investigation of concrete gravity dam behaviour considering dam–foundation–reservoir interaction. *The online journal of science and technology*.

[23] KARTAL, M.E. (2012).

Three-dimensional earthquake analysis of roller-compacted concrete dams. Turquía.

[24] LEE, H. (2016)

Finite Elements Simulations with ANSYS Workbench 17. EEUU.

[25] MALM, R. (2016).

Guideline for FE analyses of concrete dams.
Suecia.

[26] MARTÍ MONTRULL, P. (2003).

Análisis de estructuras: Métodos clásicos y matriciales. España.

[27] MCKAY, M. y LÓPEZ, F. (2015).

Seismic analysis of a concrete dam with a complex configuration: nonlinear, time history of Mt Bold dam.
ANCOLD Proceedings 2015 Contemporary Challenges for Dams.

[28] MOSQUERA, J.C. (1995).

Efectos hidrodinámicos en el análisis sísmico de presas bóveda. España.

[29] NCSE-02. (2002).

Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. Madrid: Ministerio de Fomento.

[30] PATIL, P.A y KATTI, G.B. (2016).

Finite Element Analysis of Gravity Dam with Drainage Gallery in Ansys Workbench 14.5.
International Journal of Modern Trends in Engineering and Research.

[31] SÁNCHEZ, G. (2016).

Apuntes de análisis avanzado de estructuras. Universidad Politécnica de Cartagena. España.

[32] SERRANO, J.F. (2015).

Análisis dinámico experimental y numérico de una presa bóveda: Ajuste del modelo.
Universidad Politécnica de Cartagena. España.

[33] SHAW, Q. (2017).

A new approach for design of the Köroglu RCC arch/gravity dam. USSD 2017 Annual Conference and Exhibition. California.
ARQ consulting engineers. South Africa.

[34] TOMÁS ESPÍN, A. (2007).

Diseño óptimo de forma y armado de láminas de hormigón. Universidad Politécnica de Cartagena. España.

[35] US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1993).

AD-A269-524. Theoretical manual for analysis of arch dams.
Washington, DC.

[36] US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1999).

EM 1110-2-6050. Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures.
Washington, DC.

[37] US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (2000).

ERDC/ITL TR-00-1. Evaluation and comparison of stability analysis and uplift criteria for concrete gravity dams.
Washington, DC.

[38] VALLARINO, E. (Edición 2006).

Tratado básico de presas, tomo 1. España.