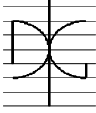


“La presa de Quéntar en Granada (España): un análisis comparado de su comportamiento obtenido por Carlos Fernández Casado mediante el método clásico arco-ménsula con un análisis actual mediante el método de los elementos finitos.”

Por:
Germán Coret Peris

Septiembre 2015.

Autor / Author: Germán Coret Peris		Fecha / Date: Septiembre 2015	
Título / Title “La Presa de Quéntar en Granada (España): un análisis comparado de su comportamiento obtenido por Carlos Fernández Casado mediante el método clásico arco-ménsula con un análisis actual mediante el método de los elementos finitos.”			
Directores del trabajo / Supervisores: Dr. D. Ignacio Payá Zaforteza Dr. D. Ignacio Escuder Bueno		Código / Code: CST/MIH	Nº páginas / Pages: 357
Departamento / Departament: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL			
Universidad / University: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA			UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA
Palabras clave / Keywords: Carlos Fernández Casado, Quéntar, presa, embalse, bóveda, doble curvatura, arco, ménsula, trial load, elementos finitos; dam, reservoir, arc, double curvature, arch, cantilever, finite element.			
Código Unesco: 3305-05 / 3305-06 / 3305-07 / 3305-32 / 3305-33 / 5506-01			

RESUMEN

La presa de Quéntar, ubicada en el cauce del río Aguas Blancas (Granada), fue construida en el S.XX y representa una de las obras más importantes del ingeniero español Carlos Fernández Casado. Presenta una tipología bóveda de doble curvatura (presa cúpula). Con una altura máxima de la bóveda de 125 m, la presa se encuentra encajada en un cañón con unas condiciones geológicas y topográficas excepcionales para su tipología.

El presente trabajo final de máster tiene como objetivo comparar los métodos de cálculo clásicos de presas bóveda de hormigón (arco-ménsula) con las metodologías modernas mediante elementos finitos, estimando a su vez la seguridad de la obra. Asimismo, se lleva a cabo un análisis paramétrico del estado tensional de la estructura en función de las características de la roca de cimentación, con el fin de estudiar la sensibilidad de la misma con respecto a dicha variable.

Palabras clave: Carlos Fernández Casado, Quéntar, presa, embalse, bóveda, doble curvatura, arco, ménsula, trial load, elementos finitos.

ABSTRACT

The Quentar Dam, located on the Aguas Blancas river (Granada), was built in the 20th century and is one of the most important works of the Spanish engineer Carlos Fernández Casado. The structure is a double curvature arch dam. With a 125 m height vault, the dam is placed in a narrow canyon with extraordinary geology and topography for its typology.

The objective of this master thesis is to carry out a comparative analysis between the classic methods for concrete arch dam analysis (arch-cantilever) and the modern methods by means of finite elements, estimating simultaneously the dam security. In addition, a tensional parametric study is carried out depending on the rock foundation characteristics, with the aim of studying the sensibility of the structure as a function of this variable.

Key words: Carlos Fernández Casado, Quentar, dam, reservoir, arc, double curvature, arco, cantilever, trial load, finite element.

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	- 5 -
1.1	Motivación del trabajo	- 5 -
1.2	Objetivos	- 5 -
1.3	Metodología y desarrollo de los trabajos	- 6 -
2.	ANTECEDENTES	- 8 -
2.1	Contexto ingenieril de la época	- 9 -
2.2	Concepción de presas bóveda: generalidades	- 11 -
2.3	Antecedentes sobre el proyecto y construcción de la Presa de Quéntar	- 17 -
3.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EMBALSE	- 19 -
4.	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA PRESA	- 25 -
4.1	Bóveda	- 26 -
4.2	Estribos de gravedad	- 29 -
4.3	Zócalo perimetral	- 31 -
5.	GEOLOGÍA Y MATERIALES	- 33 -
6.	CÁLCULO DE PROYECTO	- 36 -
6.1	Generalidades	- 37 -
6.2	Acciones	- 38 -
6.3	Combinaciones de acciones	- 40 -
6.4	Tanteos previos	- 41 -
6.5	Cálculo de la bóveda	- 42 -
6.5.1	Tanteos del 1º al 4º	- 42 -
6.5.2	Tanteo 5º, cálculo definitivo de la bóveda	- 43 -
6.6	Resultados	- 45 -
6.7	Modelo físico reducido	- 45 -
7.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	- 48 -
7.1	Geometría y definición del M.E.F.	- 49 -

7.2	Características del M.E.F.	- 53 -
7.3	Resultados del DEL M.E.F.	- 55 -
8.	ANÁLISIS COMPARATIVO	- 57 -
8.1	Introducción	- 58 -
8.2	Casos de carga estáticos	- 59 -
8.2.1	Peso propio	- 59 -
8.2.1.1	Modelo arco-ménsula	- 59 -
8.2.1.2	Modelo E.F.	- 59 -
8.2.1.3	Comparación	- 61 -
8.2.2	Peso propio + empuje hidrostático	- 62 -
8.2.2.1	Modelo arco-ménsula	- 62 -
8.2.2.2	Modelo E.F.	- 62 -
8.2.2.3	Conclusiones	- 65 -
8.2.2.4	Tensiones principales	- 66 -
8.2.3	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano	- 69 -
8.2.3.1	Modelo arco-ménsula	- 69 -
8.2.3.2	Modelo E.F.	- 69 -
8.2.3.3	Comparación	- 72 -
8.2.3.4	Tensiones principales	- 73 -
8.2.4	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno	- 76 -
8.2.4.1	Modelo arco-ménsula	- 76 -
8.2.4.2	Modelo E.F.	- 76 -
8.2.4.3	Comparación	- 79 -
8.2.4.4	Tensiones principales	- 79 -
8.2.5	Resumen de los casos de carga estáticos	- 82 -
8.3	Casos de carga dinámicos (pseudostáticos)	- 85 -
8.3.1	Peso propio + empuje hidrostático + sismo	- 85 -
8.3.1.1	Modelo arco-ménsula	- 85 -
8.3.1.2	Modelo de elementos finitos	- 85 -
8.3.1.3	Conclusiones	- 88 -
8.3.1.4	Tensiones principales	- 88 -
8.3.2	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano + sismo	- 91 -
8.3.2.1	Modelo arco-ménsula	- 91 -

8.3.2.2	Modelo de elementos finitos	- 91 -
8.3.2.3	Comparación	- 94 -
8.3.2.4	Tensiones principales	- 94 -
8.3.3	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno + sismo	- 97 -
8.3.3.1	Modelo arco-ménsula	- 97 -
8.3.3.2	Modelo de elementos finitos	- 97 -
8.3.3.3	Comparación	- 100 -
8.3.3.4	Tensiones principales	- 100 -
8.3.4	Resumen de los casos de carga dinámicos	- 103 -
9.	ANÁLISIS PARAMÉTRICO	- 105 -
9.1	Introducción	- 106 -
9.2	Peso propio + empuje hidrostático	- 108 -
9.3	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano	- 110 -
9.4	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno	- 112 -
9.5	Peso propio + empuje hidrostático + sismo	- 114 -
9.6	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano + sismo	- 116 -
9.7	Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno + sismo	- 118 -
9.8	Tensión de compresión vertical	- 120 -
9.9	Tensión de compresión horizontal	- 122 -
9.10	Tensión de tracción vertical	- 124 -
9.11	Tensión de tracción horizontal	- 126 -
9.12	Tensión principal de compresión	- 128 -
9.13	Tensión principal de tracción	- 130 -
9.14	Análisis de resultados	- 132 -
10.	ESTIMACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA PRESA	- 134 -
11.	CONCLUSIONES	- 137 -
12.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	- 139 -
13.	REFERENCIAS	- 141 -
13.1	Bibliografía	- 141 -
13.2	Cibergrafía	- 142 -

ANEXOS

ANEXO 1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA PRESA

ANEXO 2 RESULTADOS PROYECTO ORIGINAL

ANEXO 3 RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = 0.6$ ANEXO 4 RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = 0.5$ ANEXO 5 RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = 1$ ANEXO 6 RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = \infty$

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación del trabajo

El presente documento constituye la tesina final correspondiente al Máster Universitario de Ingeniería del Hormigón impartido en la Universidad Politécnica de Valencia.

El autor del presente estudio trabaja desde hace 7 años en el ámbito ingenieril de las presas. Durante la parte inicial de este período se ha dedicado mayormente a la parcela constructiva, mientras que en la actualidad desempeña labores de ingeniero proyectista. La realización del máster le ha permitido conjugar los estudios desarrollados a lo largo de éste con su trabajo como ingeniero, permitiéndole completar un poco más su formación en el ámbito de una tipología de presa, la bóveda, a la cual no se había enfrentado por el momento.

Esta tesina se engloba a su vez dentro del equipo de investigación “Ingeniería estructural, arte y sociedad”, dirigido por el profesor Ignacio Payá Zaforteza, perteneciente al Departamento de Ingeniería del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia. El objetivo de dicho equipo es estudiar los principales ingenieros proyectistas españoles del S.XX y analizar las relaciones entre ingeniería estructural, arquitectura, arte y sociedad.

1.2 Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo se corresponde con el análisis comparativo de las metodologías de cálculo modernas con respecto a las empleadas en tiempos pasados, aplicados al análisis estructural de una presa bóveda.

Este objetivo global alberga a su vez un conjunto de objetivos específicos de gran interés estructural, los cuales son:

- Estudio de los criterios de diseño empleados por nuestros antepasados, fundamentalmente en lo que respecta al proceso de concepción del proyecto. El autor del presente trabajo considera este punto de especial interés, puesto que a lo largo de la revisión del proyecto original ha podido aprender el modo de llevar a cabo el dimensionamiento de una presa bóveda, las diferentes etapas del cálculo y los objetivos de cada una de éstas en relación con el encaje geométrico de la estructura, empezando con métodos e hipótesis más simplificadas hasta culminar con el cálculo más completo y exhaustivo que se podía llevar a cabo en dichos momentos.
- Aprendizaje y desarrollo de un modelo de elementos finitos, de gran importancia y utilidad en la época actual.
- Análisis comparativo de ambos cálculos (métodos antiguos y actuales), no solamente desde el punto de vista de los resultados sino también desde sus correspondientes hipótesis de cálculo.

- Aprendizaje sobre el diseño y cálculo de una tipología muy especial de presa como lo es la bóveda de doble curvatura, también conocida como cúpula.
- Incrementar los conocimientos y la formación del autor del presente trabajo en el ámbito de las presas, no solamente desde el punto de vista del cálculo sino también del conocimiento de los ingenieros y obras más relevantes de su país como en este caso representa el Ingeniero Calos Fernández Casado en España.

1.3 Metodología y desarrollo de los trabajos

El punto de partida del presente estudio tuvo lugar con la visita al Archivo Carlos Fernández Casado, ubicado en Madrid, donde se pudo recopilar la información disponible en relación con el cálculo estructural de la presa bóveda de Quéntar.

Durante el mismo viaje el autor del presente trabajo tuvo la magnífica oportunidad de visitar la oficina de Proyectos Carlos Fernández Casado S.L., en la cual se entrevistó con Leonardo Fernández Troyano y Lucía Fernández Muñoz, hijo y nieta respectivamente del ingeniero Carlos Fernández Casado. Durante dicha reunión Leonardo Fernández Troyano proporcionó una introducción sobre la presa de Quéntar, centrada fundamentalmente en las metodologías de cálculo de la época en la cual se proyectó la obra, así como en las herramientas matemáticas e informáticas disponibles para poder procesar el cálculo del modo más rápido y preciso posible.

Una vez recabada toda la documentación, el segundo paso consistió en un estudio profundo de ésta, fundamentalmente en lo que respecta a los siguientes aspectos:

- Análisis del cálculo del proyecto original, el cual contempla a su vez la comprensión de:
 - Etapas de diseño, desde el predimensionamiento al cálculo final.
 - Metodología general de cálculo: teoría aplicada e hipótesis de cálculo.
 - Análisis e interpretación de los resultados.
- Estudio exhaustivo de toda la documentación topográfica disponible (planos y anexos de replanteo) con el fin de poder elaborar el modelo de elementos finitos del modo más fiel posible a la realidad.

Tras la revisión de toda la información, los trabajos continuaron con la elaboración del modelo de elementos finitos, en lo que a geometría y cargas se refiere.

Una vez culminada dicha etapa, ya se estaba en disposición de poder llevar a cabo en análisis comparativo de ambos cálculos estructurales, el cual continuó con un análisis paramétrico de los resultados en función de las características geotécnicas de la cerrada.

La estructura del presente documento pretende exponer todas estas etapas de forma detallada pero al mismo tiempo del modo más sencillo y fácil de interpretar para el lector.

El estudio arranca con los capítulos 2, 3, 4 y 5, en los cuales se describen las características más relevantes de la presa, no solamente geométricas sino también desde el punto de vista de su concepción en el momento en la que ésta se proyectó.

El capítulo 6 se dedica a exponer el cálculo que tuvo lugar en el proyecto original. En este capítulo no solamente se describen las características relativas a los materiales y las acciones, que serán posteriormente empleados en el modelo de elementos finitos, sino que también se muestra el proceso de encaje llevado a cabo en el diseño inicial.

Los capítulos 7, 8 y 9 se centran en los cálculos llevados a cabo en la presente tesina de máster. El capítulo 7 expone los criterios considerados en la elaboración del modelo de elementos finitos y sus características principales. El capítulo 8 se destina a comparar los resultados obtenidos por el método de elementos finitos, más moderno, con el empleado para en el proyecto de la presa de Quéntar (arco-ménsula). Para tal fin, se consideran las acciones del proyecto original, llevando a cabo el análisis en base el marco normativo vigente en el momento en el que se proyectó la presa. El capítulo 9 recoge un estudio paramétrico de las tensiones en función de las características de deformabilidad de la roca de cimentación.

Este documento finaliza con los capítulos 10, 11 y 12 en los cuales, respectivamente, se estima la seguridad estructural de la presa, se establecen las conclusiones más relevantes de los cálculos y se exponen las posibles futuras líneas de investigación.

2. ANTECEDENTES



Figura 1: Vista de la presa de Quéntar desde aguas abajo
(Fuente: ref.[17])

2.1 Contexto ingenieril de la época

El S.XX constituyó un período verdaderamente activo en lo que a la construcción de presas en España se refiere. Independientemente de la tesitura política de cada momento, numerosos proyectos hidráulicos, no solamente de presas sino también los relacionados con otras infraestructuras hidráulicas, como por ejemplo grandes canales, fueron ejecutados a lo largo de todo el centenario. Ya durante el primer cuarto de siglo arrancaron los grandes aprovechamientos hidroeléctricos del país en las cuencas del Tajo y del Duero, mientras que en el año 1928 se instauró el gran plan de trasvases y obras hidráulicas. A partir de los años 30-40 las mejoras en la técnica permitieron realizar obras no concebidas hasta el momento.

Los objetivos principales de éstas eran fundamentalmente dos: por un lado llevar a cabo una modernización de la agricultura española, que se había quedado atrás con respecto a otros países colindantes de Europa. Por otro lado, impulsar el desarrollo industrial, con la creación de centrales hidroeléctricas que permitiesen generar energía, la cual se encontraba a principios de siglo más centrada en el sector térmico.

A pesar de los dos motivos mencionados en el párrafo precedente, también hay que destacar que el crecimiento demográfico constituyó otro de las razones para la creación de nuevos embalses, que garantizasen el abastecimiento a los principales núcleos urbanos.

Cabe destacar que durante todo este siglo se construyeron presas de gran belleza y envergadura en todo el territorio español. Dentro de este grupo cabe destacar aquellas presas de gravedad ejecutadas con elegante sillería, o también de una de la tipología de presas de mayor interés desde el punto de vista estructural como lo son las presas bóveda.

En relación con estas últimas, cabe decir que actualmente en España es difícil encontrar un emplazamiento viable para su construcción, debido a que normalmente las cerradas en las resulta factible su ubicación forman parte de entornos de gran valor natural y medioambiental en los cuales hoy en día no es posible construir.

Uno de los ingenieros que disfrutó de la oportunidad de proyectar una presa de esta tipología fue el ingeniero Carlos Fernández Casado (Logroño 1905 – Madrid 1988), dirigiendo el diseño y el proyecto constructivo de la presa de Quéntar en las proximidades de Granada.

Carlos Fernández Casado se caracteriza por ser sin dudas uno de los grandes ingenieros estructurales españoles del S.XX. Su labor como ingeniero abarcó un amplio arco cronológico, desde principios de los años 30 hasta la década de los 60. Fernández casado también mantuvo una gran actividad dentro de los diferentes sectores de la ingeniería, no solo participando en las labores de ingeniero proyectista sino también estando muy ligado al mundo constructivo, fundamentalmente a través de la empresa Guarte y Cía, así como también en el mundo universitario, ocupando la cátedra de Puentes de Fábrica de la Escuela de Caminos de Madrid desde 1961, a lo que cabe añadir su labor docente en el Curso de Estudios Mayores de la Construcción (más conocido como

CEMCO del Instituto Torroja), y en Instituto de Restauración de Monumentos de la Dirección General de Bellas Artes.

Semejante ingeniero llegó incluso a unir el ámbito constructivo con el docente con la creación junto con Huarte y Cía de un laboratorio para el estudio de estructuras en modelo reducido. Otros de los grandes éxitos académicos lo constituyó el desarrollo del método de Cross, tan empleado en el siglo pasado para el cálculo de estructuras continuas hiperestáticas.

Otra de las grandes pasiones de Fernández Casado fue el estudio sobre el patrimonio de la ingeniería española, fundamentalmente de origen romano, cuyos estudios fueron pioneros en su época, y constituyen una consulta obligada para el investigador de la historia de las obras públicas de nuestro país. Sus trabajos sobre estética y sobre la historia de la ingeniería le llevaron además a ser elegido en 1975 Académico electo de la Academia de Bellas Artes de San Fernando de Madrid.

No obstante, y a pesar de su gusto por las estructuras tradicionales, sus proyectos supusieron una decidida apuesta por la modernidad y por la recepción de las innovaciones técnicas más relevantes a nivel internacional, fundamentalmente en el ámbito de puentes de tramo recto.

Las obras del ingeniero Fernández Casado estuvieron fundamentalmente ligadas a las estructuras de hormigón, tanto armado como pretensado. Sus diseños abarcaron diferentes tipologías estructurales, destacando los puentes de altura estricta, los puentes arco, las cubiertas y los edificios de gran altura. Aunque participó en menor medida dentro del mundo de las presas, dentro de sus principales obras siempre es citada la Presa de Quéntar, cuya cerrada presenta unas características especiales para el emplazamiento de una presa bóveda por excelencia.

Entre sus obras de ingeniería reconocidas internacionalmente se encuentra los pasos a distinto nivel en la autopista Las Rozas-Villalba, el puente de Castejón sobre el Ebro, el acueducto del Najerilla, las estructuras de edificación de las Torres blancas, la cubierta de la tribuna del estadio San Mamés o la citada presa.

Junto con Carlos Fernández Casado, hay que destacar también a Eduardo Torroja Caballé (Madrid, 1899 – 1961) como otro de los principales exponentes de la ingeniería estructural española del siglo XX. Al igual que Fernández Casado, Eduardo Torroja mantuvo un papel muy activo dentro del campo del hormigón armado y pretensado, tanto desde el punto de vista de la docencia como del ámbito de diseño y constructivo.

Algunas de las principales obras de este ingeniero fueron el mercado de abastos en Algeciras, el viaducto Martín-Gil sobre el río Esla o el Hipódromo de la Zarzuela, entre muchas otras. Eduardo Torroja también participó en el ámbito de las presas con el proyecto, junto con Carlos Benito Hernández, del Embalse de Canelles.

2.2 Concepción de presas bóveda: generalidades

La presa bóveda, conocida también con el nombre de presa arco, es una estructura que resiste transmitiendo las cargas a los flancos o laderas. Esta tipología puede ser tan segura o más que una de gravedad, y en particular, resiste mucho mejor el aumento imprevisto de carga hidrostática.

Las primeras presas pertenecientes a esta tipología (finales del S.XIX, a pesar de que anteriormente ya se habían construido algunas), se concibieron desde el punto de vista del cálculo como estructuras formadas por arcos circulares horizontales, yuxtapuestos e independientes. Dichos arcos se consideraban biapoyados en las laderas, suponiendo exclusivamente esfuerzos axiales y obviando el empotramiento en los estribos, lo cual derivaba en un dimensionando de éstos con espesor constante.

Todas estas simplificaciones conducen, generalmente, a presas sobredimensionadas y por lo tanto, con un alto grado de seguridad. Sin embargo, este modelo conceptual admite un gran número de mejoras y consideraciones que permiten optimizar en mayor grado el trabajo de la estructura.

En primer lugar, el empotramiento en las laderas produce la aparición de momentos flectores y cortantes en el arco. Debido a las reacciones hiperestáticas que se generan, la línea de presiones no coincide con la directriz del arco, sino que en clave se acerca al trasdós y en el arranque al intradós (**Figura 2**).

Aumentando el ángulo central, la línea de presiones tiende a aproximarse a la directriz. Recíprocamente, si el ángulo disminuye, se reducen los esfuerzos de compresión, pero aumentan los esfuerzos cortantes y de flexión.

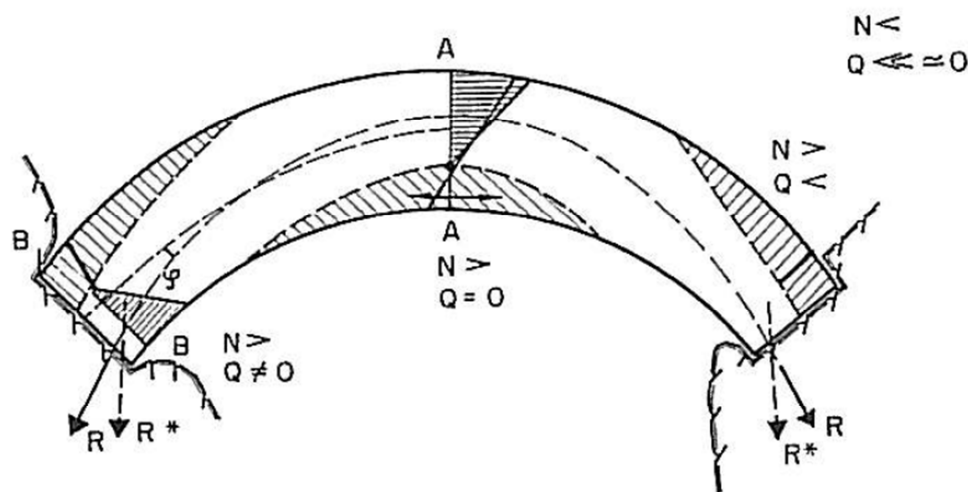


Figura 2: Sección horizontal de una presa bóveda con comportamiento mixto arco/viga.

En sombreado las zonas sometidas a tracción.

(Fuente: ref. [12])

Otra forma alternativa de concebir el comportamiento de los arcos consiste en considerar como únicamente existentes aquellas partes de éstos que trabajan a compresión (bóveda activa), eliminando hipotéticamente todas las sometidas a tracción (**Figura 3**).

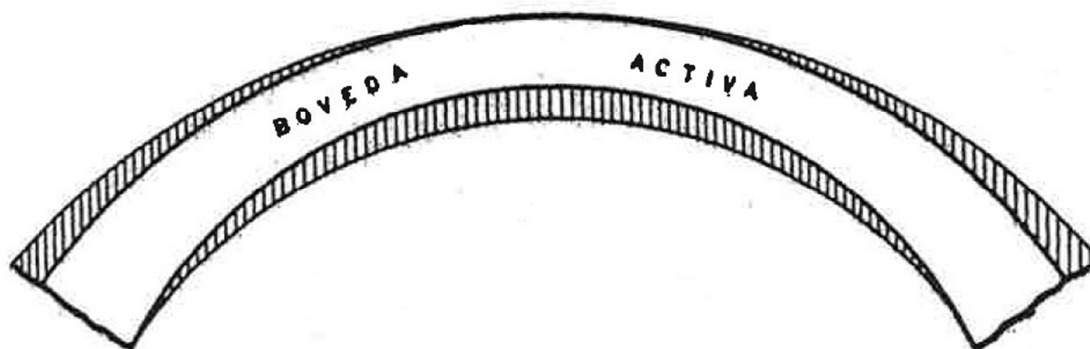


Figura 3: Arco activo trabajando a compresión dentro de una sección horizontal de presa.

En sombreado las zonas sometidas a tracción.

(Fuente: ref.[14])

En segundo lugar, cabe destacar que el funcionamiento de los arcos, salvo que se adopten medidas constructivas especiales, resulta de lejos independiente, puesto que un arco no puede deformarse con independencia de los adyacentes, sino que les trasmite corrimientos y giros, y por lo tanto, esfuerzos. Dentro de la estructuras los arcos menos cargados siempre pueden prestar ayuda a aquellos que se encuentran más solicitados, canalizando y repartiendo los esfuerzos en el interior de la bóveda.

En tercer lugar, y enlazando con el párrafo precedente, el comportamiento de la presa no solo se produce en la dirección horizontal, sino también en la dirección vertical, es decir, la bóveda se comporta en realidad como un entramado de ménsulas y arcos (**Figura 4**). Así pues, un arco no solamente interacciona con aquellos contiguos a él, sino también con las ménsulas que lo atraviesan. Este concepto hizo evolucionar las presas bóveda hacia una curvatura vertical, dando lugar a lo que se conoce como presas cúpula, tipología a la cual pertenece la presa de Quéntar. Conviene, por tanto, detenerse y profundizar un poco más en la concepción estructural de este tipo de presas, con el fin de poder entender mejor la forma final que éstas suelen adoptar.

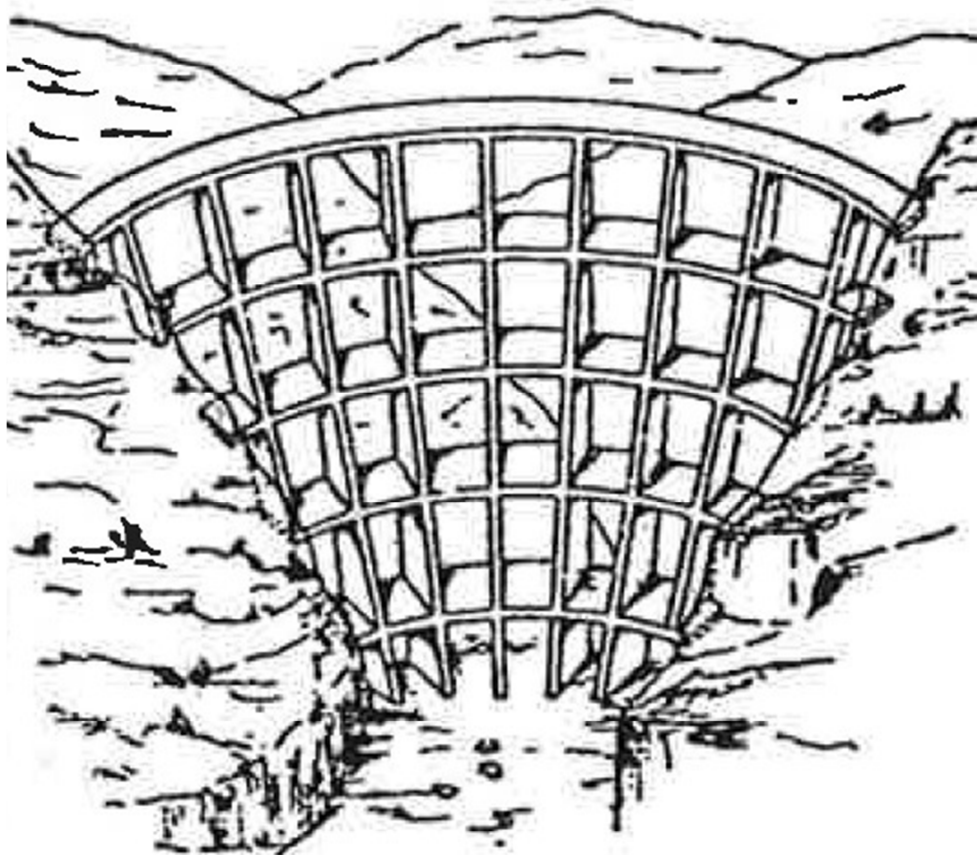


Figura 4: Distribución de arcos y ménsulas considerados en el cálculo de una presa bóveda.

(Fuente: ref.[14])

En todas las presas bóveda, el arco de coronación tiene carga hidrostática nula. A pesar de que éste sea el de mayor flexibilidad de toda la presa, presenta una resistencia a que las ménsulas verticales se deformen en la medida que pudiera corresponderles. Es decir, las ménsulas se apoyan en su extremo superior en el arco de coronación, y si éste es suficientemente rígido, pueden producirse tracciones en el paramento de aguas abajo de las ménsulas, aproximadamente en su tercio superior. Para evitar dichas tracciones, es conveniente dotar las ménsulas de un desplome hacia aguas abajo en la parte superior de éstas, de tal modo que la acción del peso propio contrarreste y anule las tracciones debidas a la carga hidrostática (**Figura 5**).

Pero además, frecuentemente existe otra zona en la cual pueden producirse tracciones debido a la carga básica que resiste la presa, el empuje hidrostático, y que se encuentra en el paramento de aguas arriba de las ménsulas centrales, en su parte inferior, próxima al arranque. El modo de anular estas tracciones consiste en recurrir a la acción del peso propio, generando un desplome hacia aguas arriba en la parte baja de las ménsulas, que origine compresiones en dicho pie (**Figura 5**).

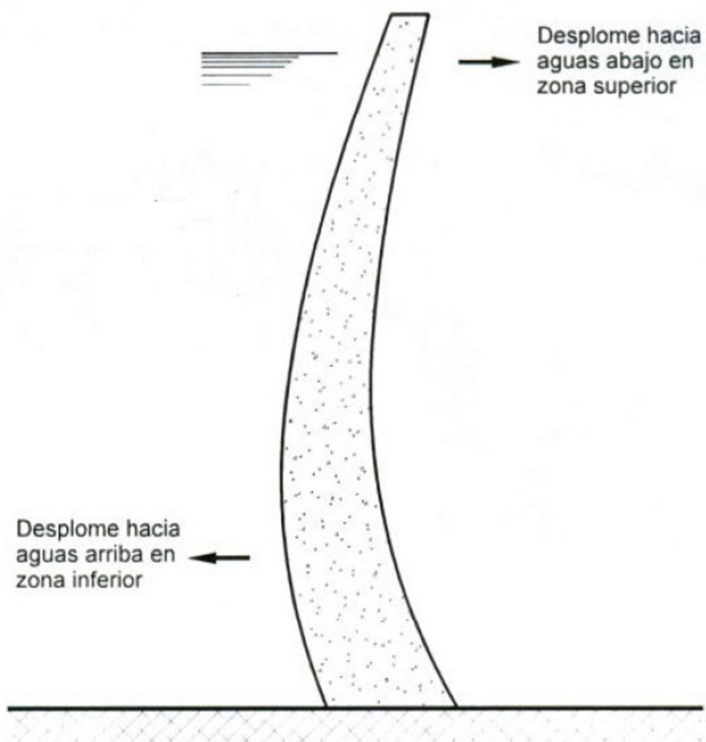


Figura 5: Desplomes típicos de una presa bóveda.

(Fuente: ref.[7])

Sin embargo, este desplome hacia aguas arriba puede invertir sus efectos en situación de embalse vacío, generando tracciones en el pie de aguas abajo. No obstante, este efecto siempre es menos grave que aguas arriba, pues en el paramento en contacto con el agua una tracción puede degenerar en grieta y, a través de ella, aumentarse el defecto por la presión intersticial, mientras que en el de aguas abajo no se da este peligro. Además, si se ve conveniente un cierto desplome hacia aguas arriba en el pie de algunas ménsulas, se pueden construir unos contrafuertes en dicho paramento sobre los que descansa la ménsula durante la fase constructiva y en situación de embalse vacío (muletas o pies amigos, **Figura 6**).

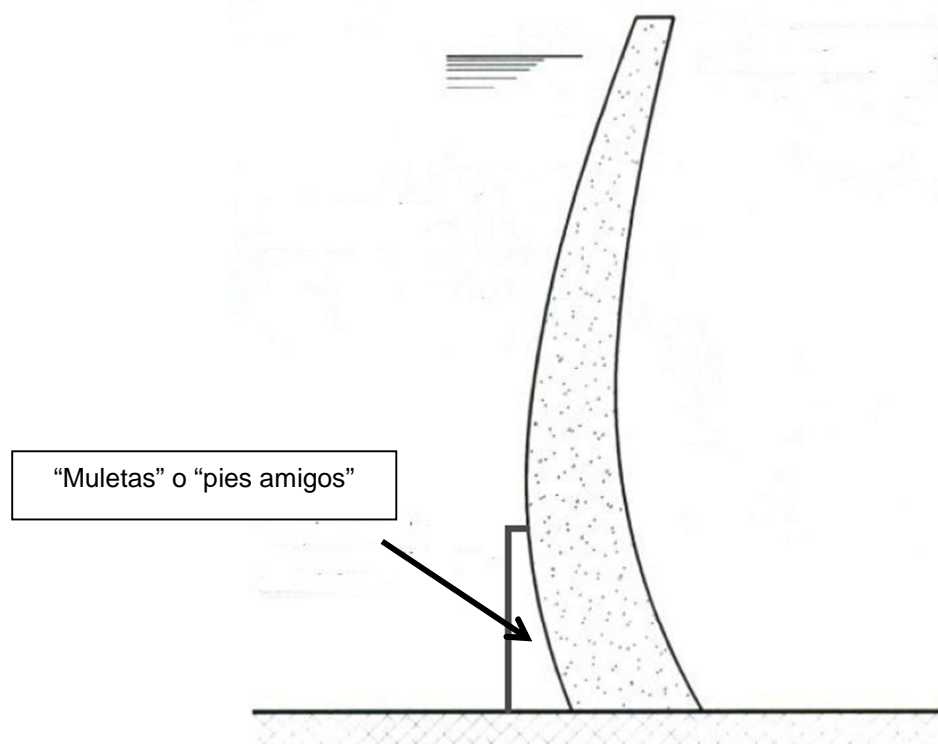


Figura 6: Desplomes típicos de una presa bóveda.

Otra alternativa para solventar la problemática de las tracciones en el pie de aguas arriba la constituye el “pulvino italiano”, consistente en un zócalo perimetral que contornea toda la cimentación, sobre el cual apoya la bóveda. La junta existente entre ambas partes es tratada generalmente con un material bituminoso para eliminar cualquier tipo de adherencia entre ambos hormigones, el del zócalo y la presa. Esta “grieta” inducida se encuentra protegida por bandas estancas en ambos paramentos, encontrándose fijas en uno de las partes y siendo móviles en la otra, con el fin de permitir el movimiento en caso de que se generen tracciones en el pie de aguas arriba.

Retomando el discurso de la evolución y optimización del comportamiento de presas bóveda, el último paso está relacionado con la evolución de los arcos hacia una curvatura y espesor variable. En relación a ello, cabe decir que en el reparto de esfuerzos entre arcos y ménsulas, el hecho de que el corrimiento del arco sea menor para la misma carga supone que éste servirá mejor de soporte a la ménsula central. Por consiguiente, una presa que tuviese sus arcos con forma ojival (**Figura 7**) tendría la ménsula central con muy poca carga.

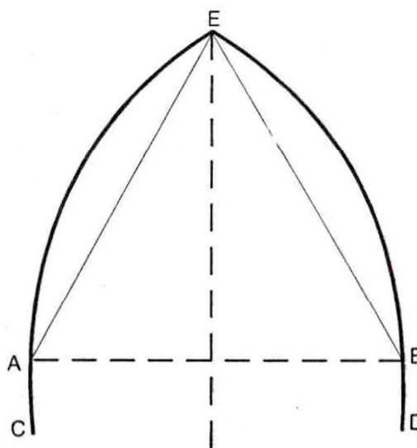


Figura 7: Geometría de un arco ojival o apuntado.

(Fuente: ref.[24])

Soluciones alternativas al arco ojival, y que han sido de empleo en presas bóveda, han sido los arcos parabólicos, elípticos o basados en espirales logarítmicas, aunque obviamente presentan un replanteo de mayor complejidad. Cabe destacar que arcos con este tipo de directriz no solo permiten aliviar las cargas sobre las ménsulas centrales sino también mejorar los ángulos de incidencia sobre las laderas. En la práctica, y por razones de sencillez, se suele recurrir a arcos circulares de tres centros (**Figura 8**), esto es, por la combinación de tres arcos circulares, uno de menor radio en la zona de clave, y dos de radio mayor en los arranques. Al adoptar directrices de arcos como las indicadas, resulta que en las zonas laterales se incrementa el trabajo a flexión, por existir menor curvatura, conveniendo incrementar los espesores de los arcos.

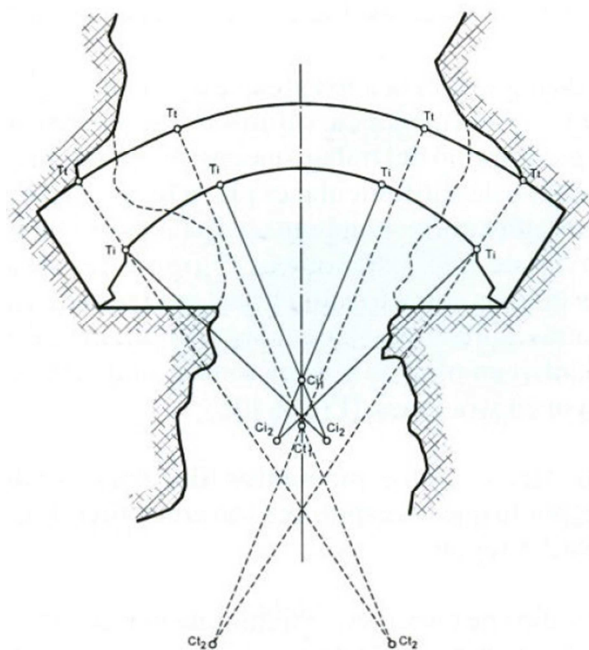


Figura 8: Arco de tres centros, presa de las Portas, bóveda de 141 m de altura (Iberdrola).

(Fuente: ref.[7]).

2.3 Antecedentes sobre el proyecto y construcción de la Presa de Quéntar

El proyecto y la ejecución del Pantano de Quéntar se plantearon durante la primera mitad del S.XX en base a la necesidad de abastecimiento que requería la ciudad de Granada en aquellos momentos.

Para entender la evolución del proyecto de dicha obra es necesario un conocimiento básico de las principales características de la cerrada en la que ésta se emplaza. Así pues, desde un punto de vista geométrico y estructural, nunca se tuvo duda de que el cañón en el cual pretendía ejecutarse la presa reunía unas características excelentes, permitiendo llevar a cabo la construcción de una presa bóveda con reducido volumen de material. En cambio, y desde el punto de vista de las filtraciones, inicialmente se mantuvieron muchas dudas en lo que respectaba a las condiciones de impermeabilidad del vaso.

Por este motivo se proyectó en el año 1948 una presa de prueba, ubicada aguas abajo del emplazamiento actual, y cuyo objetivo era comprobar las condiciones de impermeabilidad del vaso. Se trataba de una presa bóveda de 38 m de altura, que además de cumplir con el objetivo indicado, debería quedar con un papel definitivo, sirviendo a la principal mediante la compensación de empujes que producía la elevación del nivel de agua en su pie y como colchón del aliviadero que se pensaba instalar en su coronación. El conjunto de ambas funcionaría como dos presas compensadas, mejorando la inferior las condiciones de trabajo de la superior con la consiguiente economía de la sección (**Figura 9**).

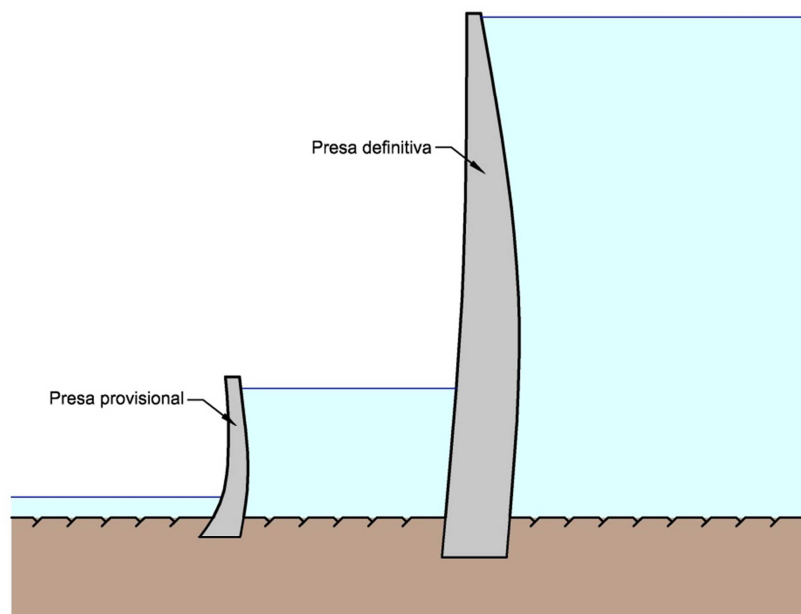


Figura 9: Presa auxiliar aguas debajo de la presa principal de Quéntar.

Esta idea de presas compensadas se desechó posteriormente debido a que en el diseño de la presa principal se generaban desplomes importantes en el pie del paramento de aguas arriba.

Debido a ello, se modificó la concepción de la presa provisional, desplazándola hacia aguas arriba de la presa principal, quedando ambas en contacto. La presa provisional serviría, en primer lugar, de encofrado de la presa principal durante la construcción de ésta, y en segundo lugar, de apoyo a la presa principal durante la fase de servicio en situación de embalse vacío, evitando las muletas (contrafuertes) necesarias para contrarrestar los desplomes (**Figura 10**).

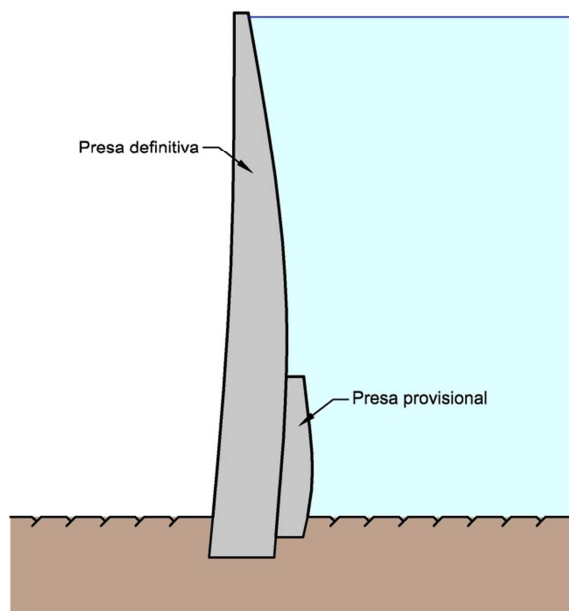


Figura 10: Presa auxiliar aguas arriba de la presa principal de Quéntar.

En estas condiciones se llevó a cabo un segundo proyecto de presa provisional con análoga altura, paralelamente al desarrollo del anteproyecto de la presa principal. Al irse realizando las obras de excavación correspondientes a este segundo proyecto, las cuales coincidieron con una campaña intensiva de sondeos, se pudo observar que los espesores de la capa de acarreos en el fondo del cauce eran superiores a los previstos. Paralelamente se adquirió confianza en la impermeabilidad del vaso, por lo cual se llegó a la conclusión de que la presa provisional perdía su objetivo primario, coincidiendo todo simultáneamente con la creciente importancia de este embalse desde el punto de vista del abastecimiento a Granada.

Por todos estos motivos se llegó a la conclusión de que la presa definitiva, sobre la cual nunca habían habido dudas desde el punto de vista estructural, había llegado a ser necesaria y que el embalse podía asegurarse mediante una pantalla de impermeabilización de tipo normal, lo cual hacía viable la obra sin necesidad de la fase previa de presa provisional.

3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EMBALSE



Figura 11: Vista general de la presa de Quéntar.
(Fuente: ref.[17])

La presa de Quéntar se encuentra ubicada en el cauce del río Aguas Blancas, afluente del río Genil por su margen derecha, en la provincia de Granada, España. El embalse se sitúa en el término municipal de Quéntar, aproximadamente a 20 Km de la ciudad de Granada (**Figura 12 y Figura 13**).

La presa fue proyectada en el año 1'966 por el Ingeniero Español Carlos Fernández Casado, mientras que su construcción fue llevada a cabo por la empresa, también española, Obras de Construcciones e Instalaciones S.A. (OCISA). El inicio de la construcción de la obra corresponde al año 1'968, mientras que su inauguración se llevó a cabo el 11 de mayo de 1'976.

El embalse generado por la presa presenta una capacidad de 13.5 hm^3 . Su titularidad pertenece al estado español, correspondiendo su gestión a la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. La finalidad principal del embalse es la del abastecimiento a la ciudad de Granada, aunque entre sus usos también se encuentra el riego, el aprovechamiento hidroeléctrico, la protección frente a inundaciones y el uso recreativo.



Figura 12: Ubicación de la ciudad de Granada.

(Fuente: Google Maps)

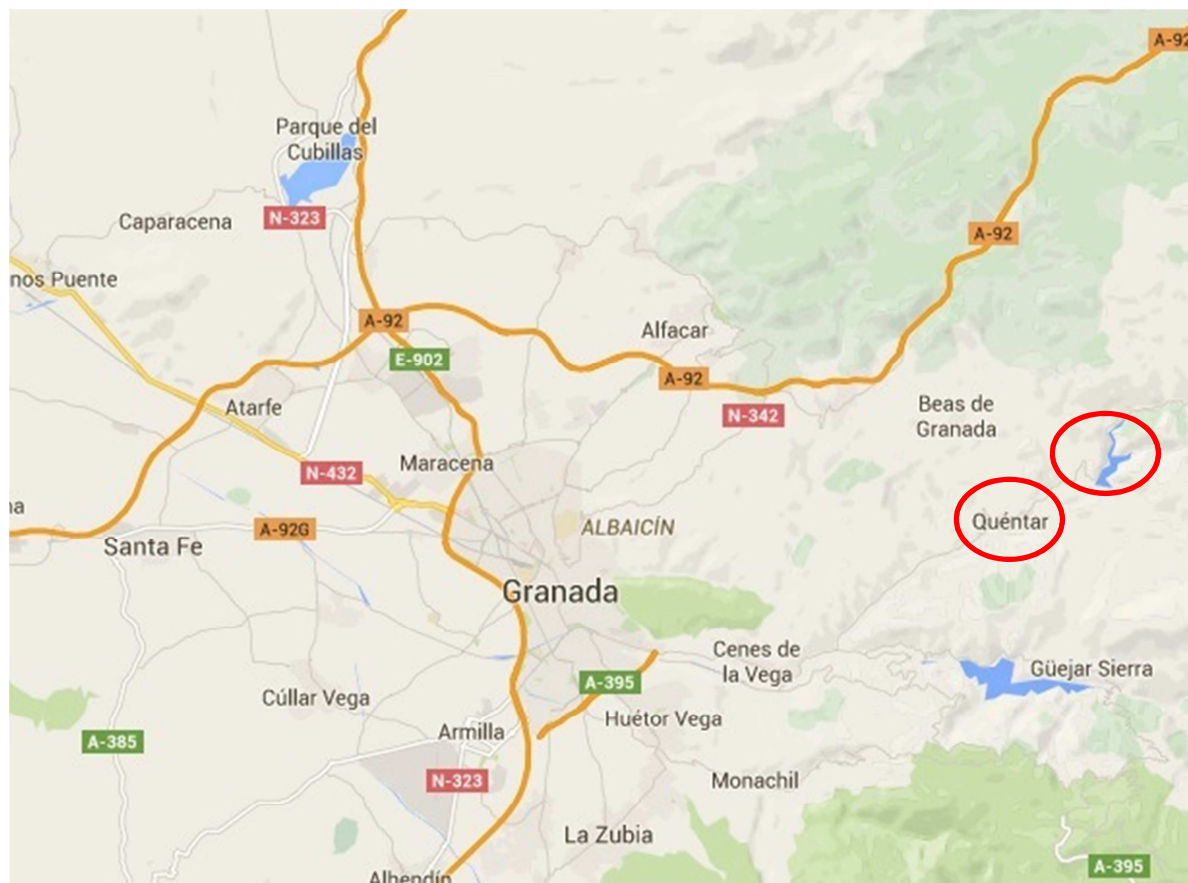


Figura 13: Ubicación de la presa de Quéntar y de la localidad que da lugar a su nombre.

(Fuente: Google Maps)

El cuerpo de presa presenta una tipología bóveda de doble curvatura, también conocida como presa cúpula. Su emplazamiento ofrece unas condiciones geológicas y topográficas excepcionales, aprovechando la oportunidad geográfica que ofrece un cañón muy estrecho del río, tajado en un bloque de calizas marmóreas, permitiendo disponer una presa con un volumen reducido de fábrica.

La totalidad del cuerpo de presa puede dividirse en tres partes: la bóveda propiamente dicha, los muros laterales en las zonas superiores de los estribos donde se alojan los aliviaderos y donde la ladera presenta un perfil transversal más tendido, y un zócalo perimetral en el resto del contorno de la cimentación.

La cota de coronación de la presa es la 1'041 m.s.n.m. La cota inferior de la bóveda es la 916 m.s.n.m. por lo que ésta presenta una altura máxima de 125 m. La longitud de coronación es de 144 m (200 m contando con los muros estribos laterales). La presa dispone de un total de 6 galerías, una de ella perimetral, recorriendo todo el contorno de la cimentación y cinco horizontales atravesando en cuerpo de presa, de las cuales dos profundizan además en el interior del macizo rocoso.

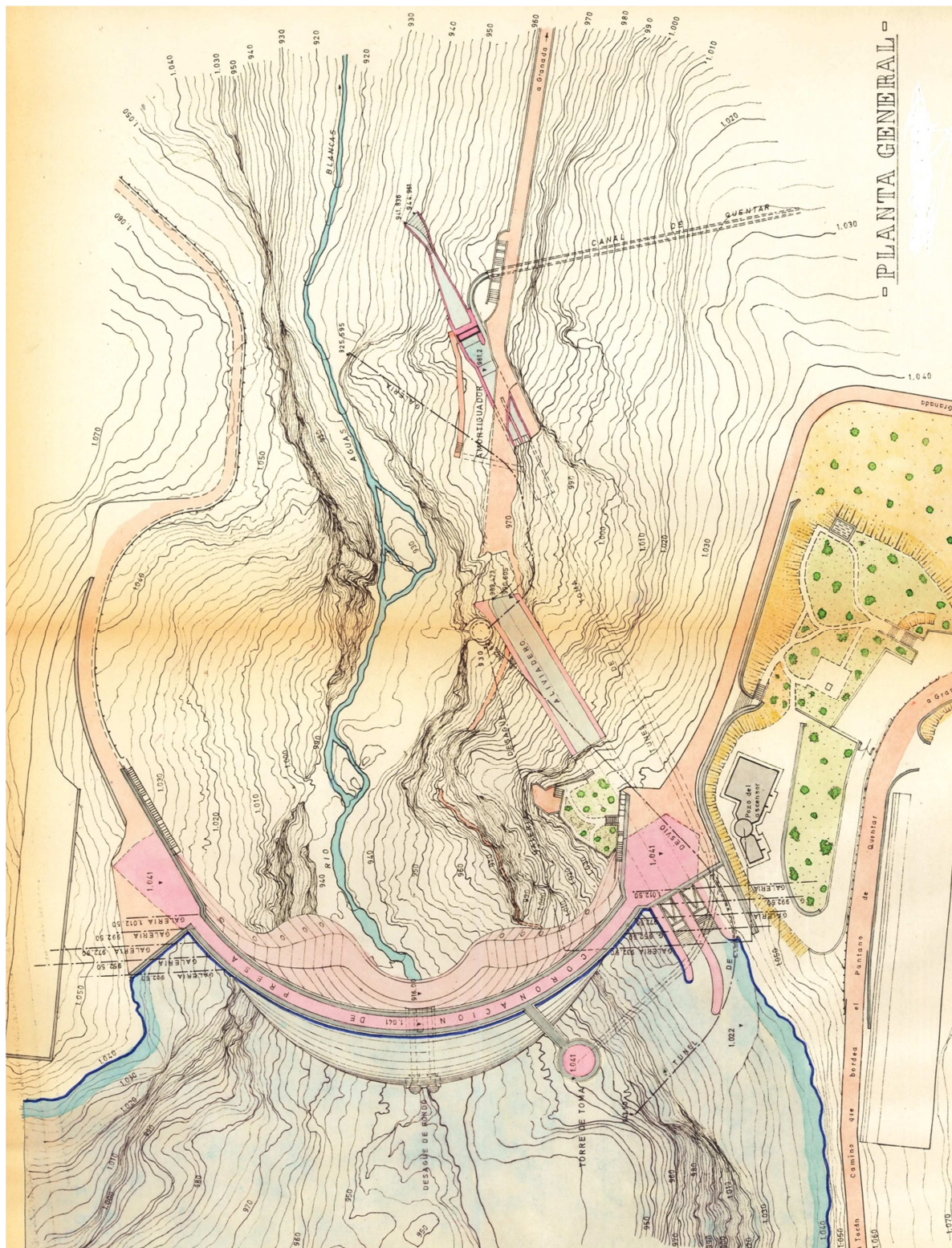


Figura 14: Planta general del embalse.
(Fuente: ref.[1])

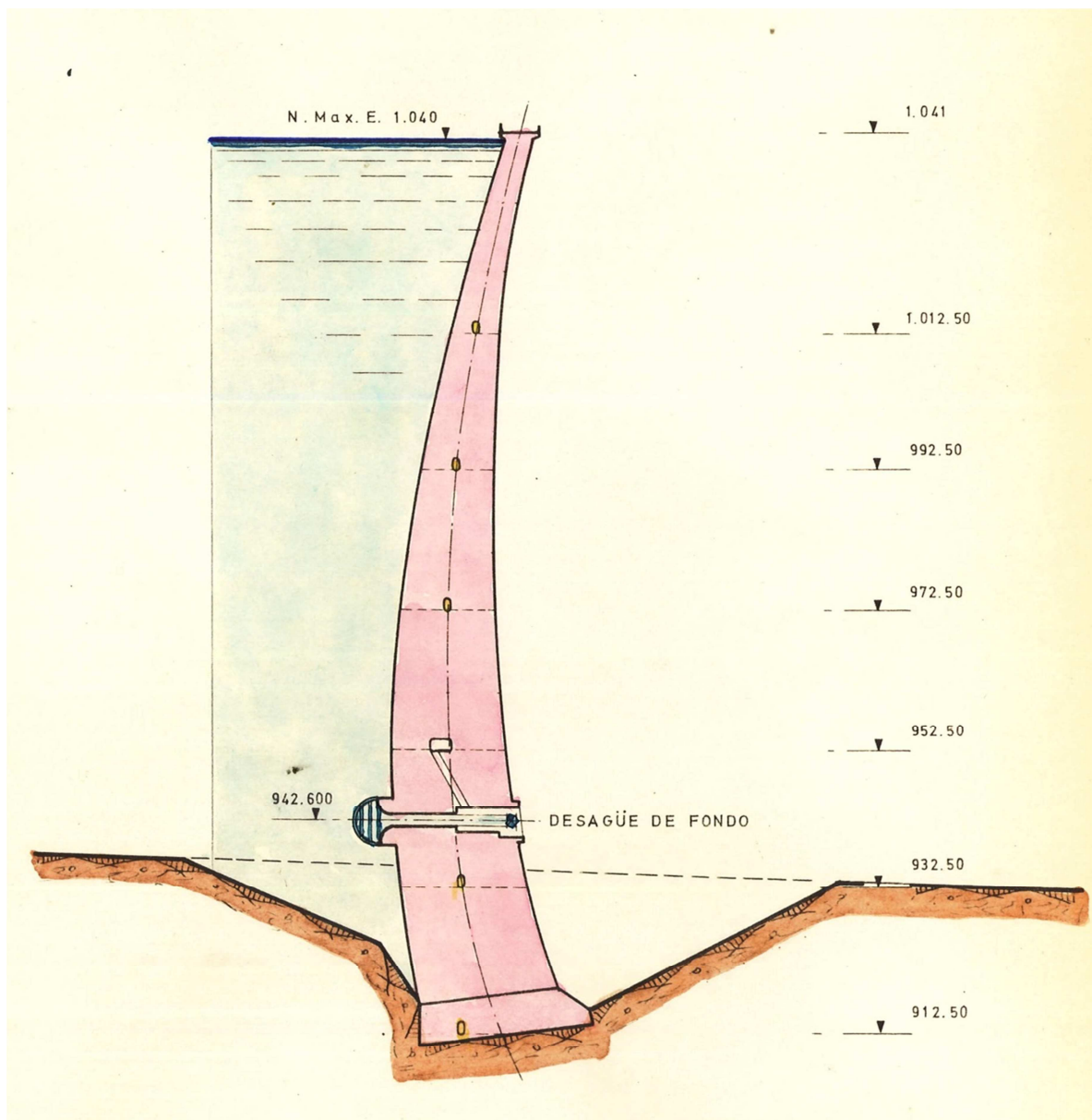


Figura 15: Sección tipo de la presa.

(Fuente: ref.[1])

La presa presenta tres tipos de inyecciones: inyecciones en las juntas entre bloques, inyecciones de cosido entre el zócalo y el terreno e inyecciones de impermeabilización con una profundidad máxima de 60 m por debajo del nivel del cauce.

El embalse dispone de dos aliviaderos ubicados en los muros estribos de la presa, uno de ellos en margen derecha y el otro en margen izquierda. Ambos se regulan a través de compuertas de sector cilíndrico, dos en margen derecha de 4.75 m de vano y otra en la izquierda de 6.50 m. El umbral inferior de éstas se encuentra 10 m por debajo del nivel normal (1'030 m.s.n.m.). Ambos aliviaderos atraviesan los muros estribos de coronación y continúan en canal rectangular abierto el primero y con una parte en túnel el segundo para lanzar el agua desde 60 m de altura al cauce del río

mediante dos trampolines, disponiendo de dientes de frenado el ubicado en margen izquierda. La capacidad total del aliviadero para la cota de máximo embalse (1'040 m.s.n.m.) es de 1'000 m³/s. (600 m³/s el de la derecha y 400 m³/s el de la izquierda).

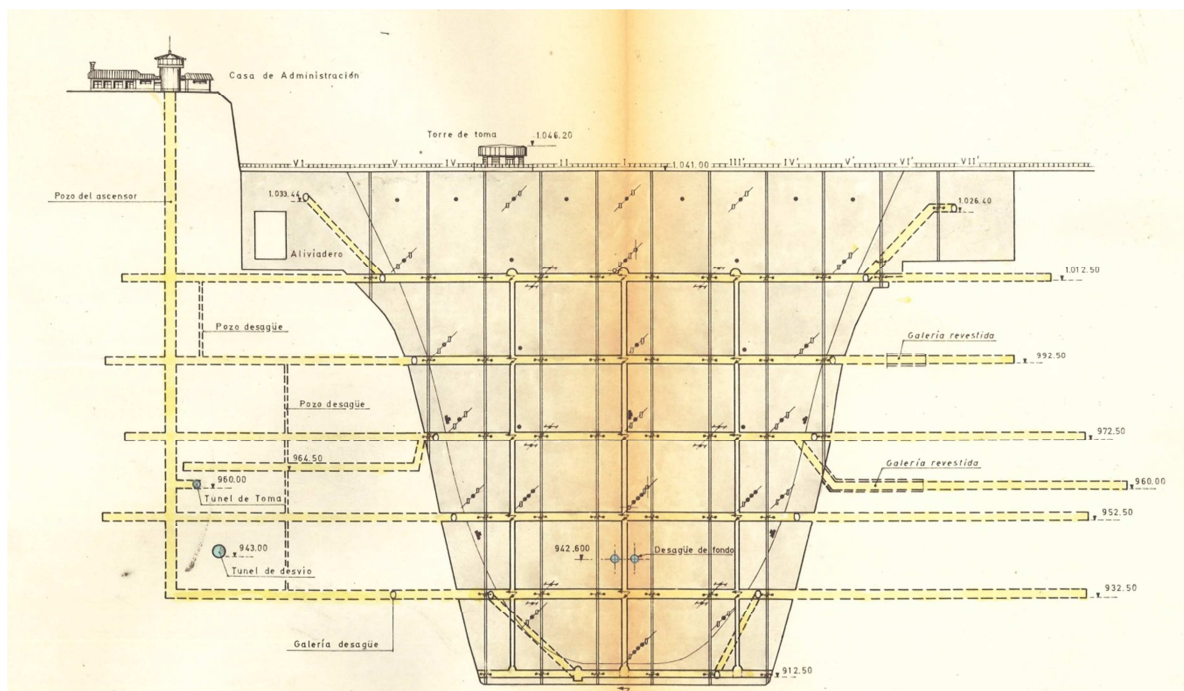


Figura 16: Alzado desarrollado de la presa.

(Fuente: ref.[1])

El desagüe de fondo arranca en sumidero a la cota 955 m.s.n.m. desde el interior del vaso del embalse en su margen derecha, en las proximidades de la torre de toma. Continúa a lo largo de 175 m por una galería cilíndrica de 3,3 m de diámetro interior hasta desaguar en la orilla derecha del río, aguas abajo del cuerpo de presa. Su embocadura se encuentra protegida gracias a una estructura de jaula de ardilla de 8 m de diámetro por 10 m de altura. Dispone de una cámara subterránea intermedia en la cual se alojan dos juegos de dos válvulas de compuerta de 1.25 m x 1 m.

La toma de aguas se realiza mediante una torre cilíndrica situada en la margen derecha. La captación de aguas tiene lugar a través de cuatro niveles distintos mediante 8 compuertas ataguía dispuestas en la superficie externa del cilindro (dos compuertas por nivel diametralmente opuestas). En la parte superior de la torre, y por encima del nivel máximo normal, se sitúa una cámara también cilíndrica para el accionamiento de las compuertas ataguía. En la base de la torre, a la cota 962.5 m.s.n.m., se dispone de una compuerta cilíndrica que da paso a una galería de 2.6 m de diámetro por la cual se derivan las aguas. Dicha galería queda interrumpida por una cámara de válvulas que dispone de compuertas de regulación Larner Johson de 80 cm de diámetro, desembocando en un pozo vertical de 10 m de profundidad y 2.8 m de diámetro donde se produce la rotura de presión. La toma continúa posteriormente en conducción libre, también en galería de 2.5 m x 2.5 m, hasta llegar a la caseta distribuidora ubicada al exterior.

4. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA PRESA

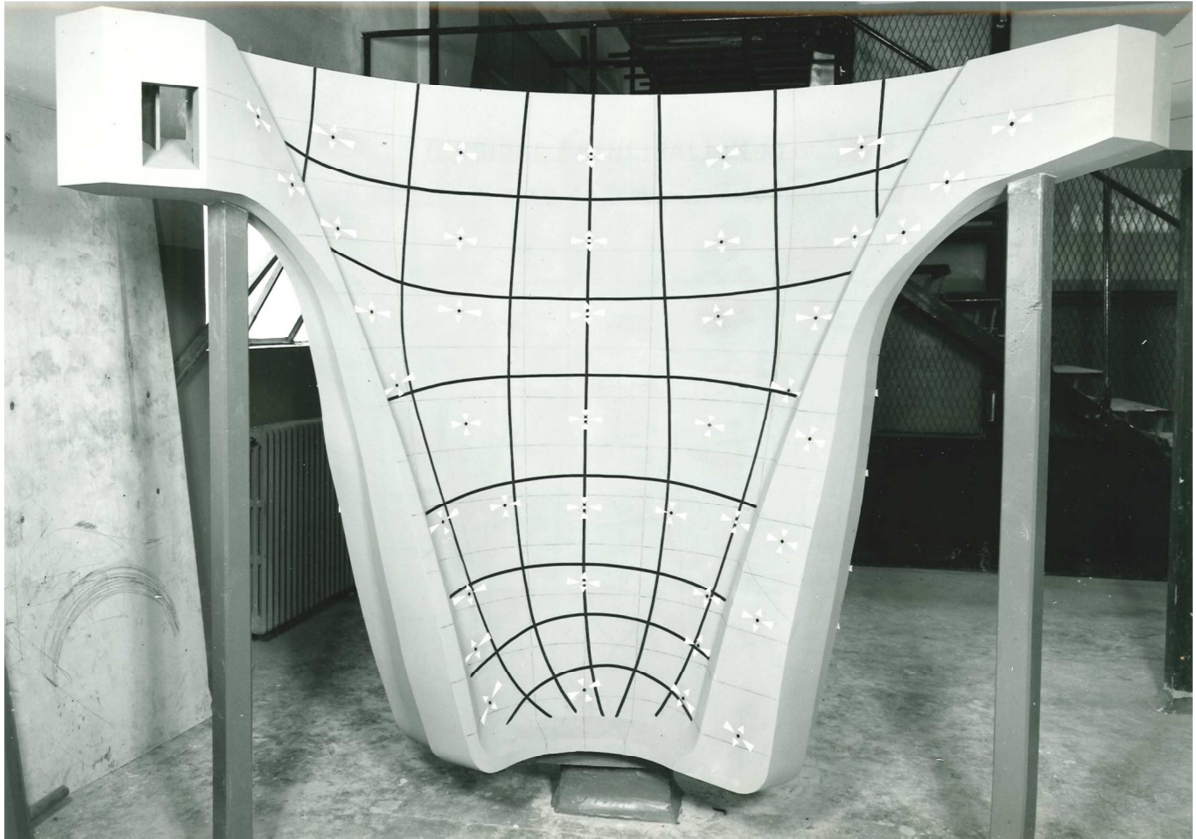


Figura 17: Geometría del modelo físico de la presa de Quéntar.

(Fuente: ref.[2])

La totalidad del cuerpo de presa puede dividirse en tres partes diferenciadas:

- Bóveda propiamente dicha.
- Estribos de gravedad en la zona alta de la presa.
- Zócalo perimetral en el resto del contorno de la cimentación.

En los siguientes apartados se expone de un modo detallado la geometría de cada una de estas partes.

4.1 Bóveda

La parte principal del cuerpo de presa la constituye una bóveda de doble curvatura (presa cúpula), cuya geometría es vital desde el punto de vista del reparto de cargas. La ejecución de los muros estribos así como del zócalo perimetral permite corregir las pequeñas irregularidades de la ladera, encajando de este modo una presa totalmente simétrica.

Las características geométricas principales de la bóveda son las siguientes:

- Cota de coronación: 1'041 m.s.n.m.
- Cota de cimentación (sin contar el espesor del zócalo): 916 m.s.n.m.
- Altura máxima de la bóveda ($h_{m\acute{a}x}$): 125 m.
- Longitud máxima del arco de coronación (l_c): 144 m
- Cuerda del arco de coronación (c_c): 123.8 m.
- Espesor del arco de coronación (e_c): constante de 3.5 m.
- Espesor del arco inferior: variable parabólicamente:
 - Centro: 17 m
 - Arranques: 19.4 m
- Geometría de la directriz de los arcos: circular de 3 radios.
- Volumen total de la bóveda (V): 121'717 m³.
- Área de la membrana, superficie media de la bóveda (S): 6'017 m².

A partir de estas variables geométricas, es posible calcular algunos parámetros geométricos de relevancia:

- Relación entre la longitud de coronación y la altura de la presa ($l_c/h_{m\acute{a}x}$) = 1.16
- Relación entre la altura de la presa y el espesor de coronación ($h_{m\acute{a}x}/e_c$) = 35.7
- Coeficiente de esbeltez de la presa ($C = \frac{S^2}{V * h_{m\acute{a}x}}$) = 2.38
- Índice de esbeltez de la presa: ($C * h_{m\acute{a}x}$) = 297.5

La directriz de todos los arcos es circular de radio variable (concretamente 3 radios). Esta geometría permite dotar al arco de mayor curvatura en la zona central con el fin de aliviar la ménsula central que es la que se encuentra más solicitada. La distribución de radios en un arco no es constante a lo largo de toda la altura de la presa sino que varía según el arco.

La geometría de la ménsula presenta un desplome hacia aguas abajo en coronación con el fin de compensar la flexión que inducen los arcos sobre la ménsula cuando éstos absorben la carga hidrostática.

Las ménsulas presentan también un desplome hacia aguas arriba en su parte central-inferior, con el fin de producir un momento contrario al que genera el empuje hidrostático, reduciendo de este modo los esfuerzos y las tensiones. Sin embargo, este desplome puede generar problemas tensionales en el pie de aguas arriba en situación de embalse vacío. Es por ello que en las zonas laterales de aguas arriba se ubican los denominados “pies amigos” o “muletas” (ver **Figura 18 y Figura 19**), sobre los cuales apoyan dichas ménsulas, evitando de este modo la aparición de tracciones en el pie de aguas abajo.

El cuerpo de presa (solamente bóveda) se encuentra dividido en 10 bloques de 14 m de longitud medidos sobre el arco de la coronación. Debido a la simetría de la presa, una de las juntas entre bloques se encuentra en la posición central (clave de todos los arcos).

La posición de la junta debe quedar orientada siempre del modo más ortogonal posible a los esfuerzos. Puesto que los radios de los arcos varían en función de la cota, la junta final no puede quedar contenida en un único plano vertical, sino que su orientación variará progresivamente a lo largo de la altura quedando siempre ortogonal a la directriz media de los arcos.

Cabe destacar que a lo largo de la cimentación existe una junta constructiva perimetral entre el cuerpo de presa y el zócalo / estribos de gravedad.

La coronación de la presa presenta un ensanchamiento debido a la ejecución de voladizos de 1.25 m a cada lado con el fin de obtener una anchura total de 6 m, de los cuales los 4 m centrales constituyen la calzada y los restantes las aceras. En el paramento de aguas arriba se dispone un pretil de 1 m de altura que sirve como resguardo eventual hasta a la cota 1'042 m.s.n.m.

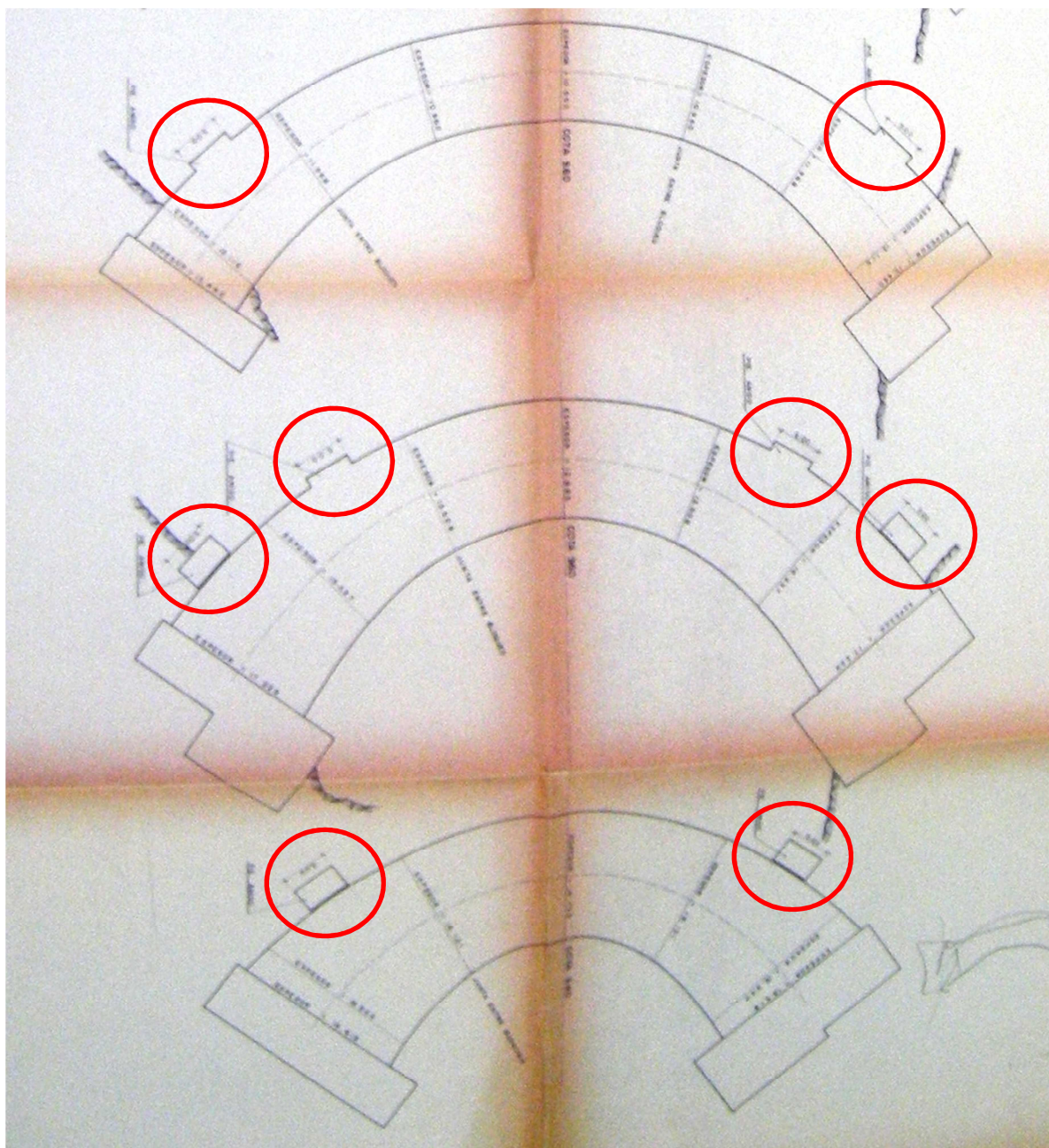


Figura 18: Vista en planta de los "pies amigos" o "muletas de apoyo" en ménsulas laterales.
(Fuente: ref.[1])

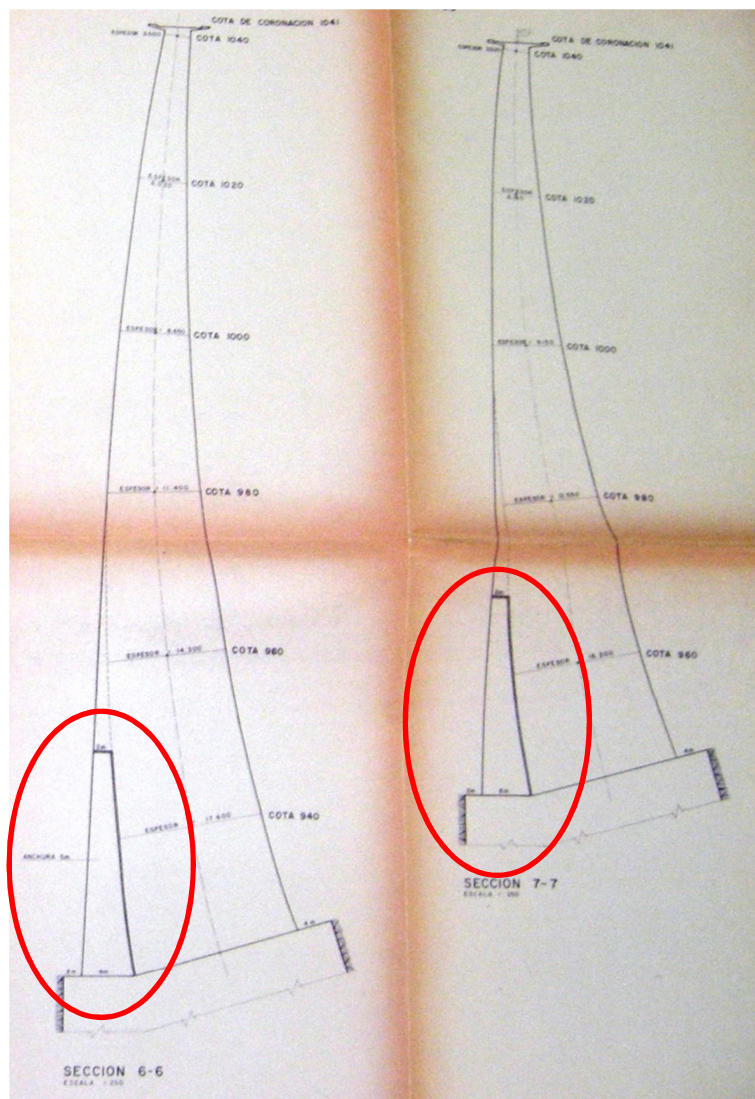


Figura 19: Secciones transversales de ménsulas laterales con “pies amigos” o “muletas de apoyo”.
(Fuente: ref.[1])

4.2 Estribos de gravedad

Los denominados muros estribos o estribos de gravedad, se ubican en la zona alta de la presa en ambas márgenes. Las funciones asignadas a estos estribos de hormigón son las siguientes:

- Por una parte, alojar los canales de descarga de los aliviaderos, que se reparten entre ambas márgenes.
- Por otra parte, permiten una mejor transmisión de cargas al terreno debido en primer lugar a los huecos generados por canales de los aliviaderos, y en segundo, a la peor calidad de la roca que a esta altura del valle presenta unos taludes más tendidos, síntoma de menor consistencia y mayor descompresión.

- Por último, regularizar el contorno de la cimentación, conjuntamente con el zócalo perimetral, consiguiendo ejecutar una bóveda totalmente simétrica.

Ambos estribos se coronan al mismo nivel que la presa y están en prolongación de la directriz del arco superior. El de la margen derecha tiene una longitud de 27 m y una altura máxima de 26 m, mientras que el de la margen izquierda tiene una longitud de 30 m y una altura máxima de 19.45 m.

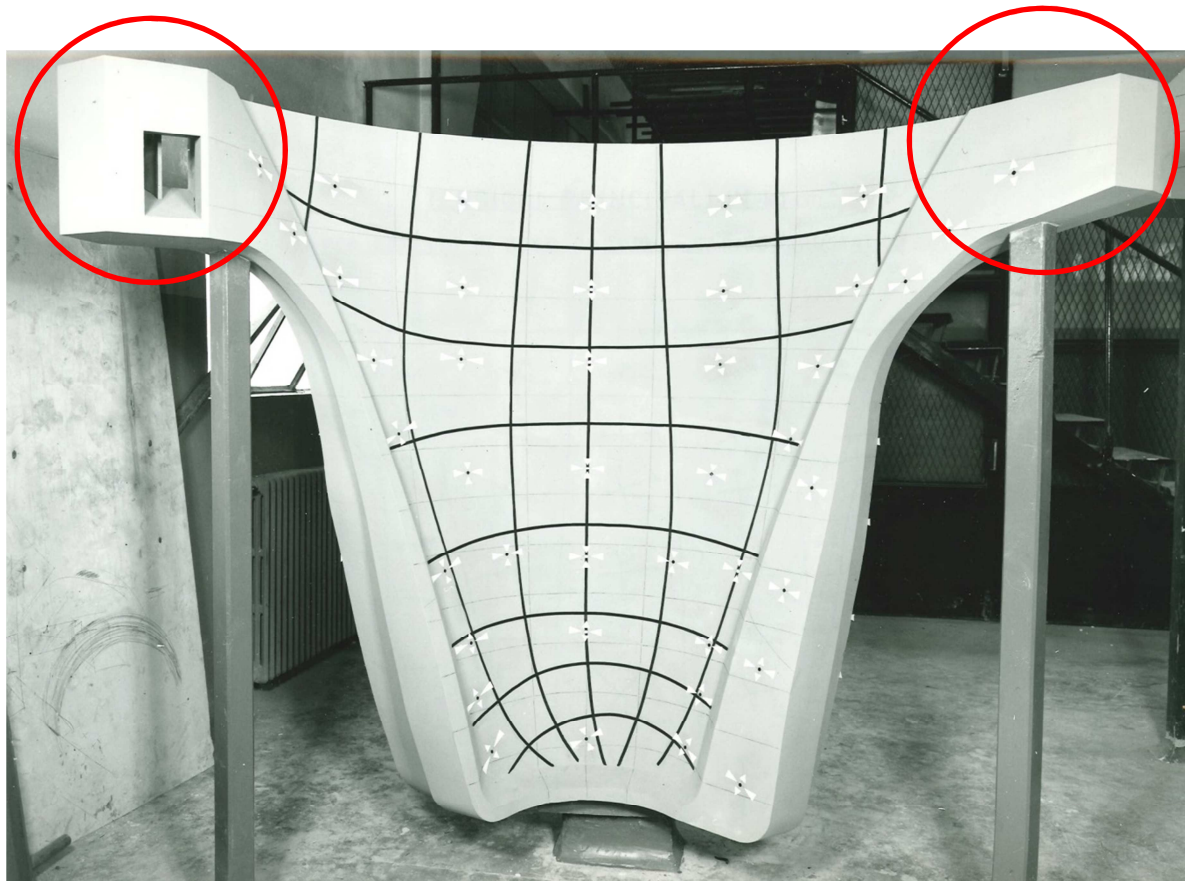


Figura 20: Geometría del modelo físico de la presa de Quéntar. En rojo los estribos de gravedad.

(Fuente: ref.[2])

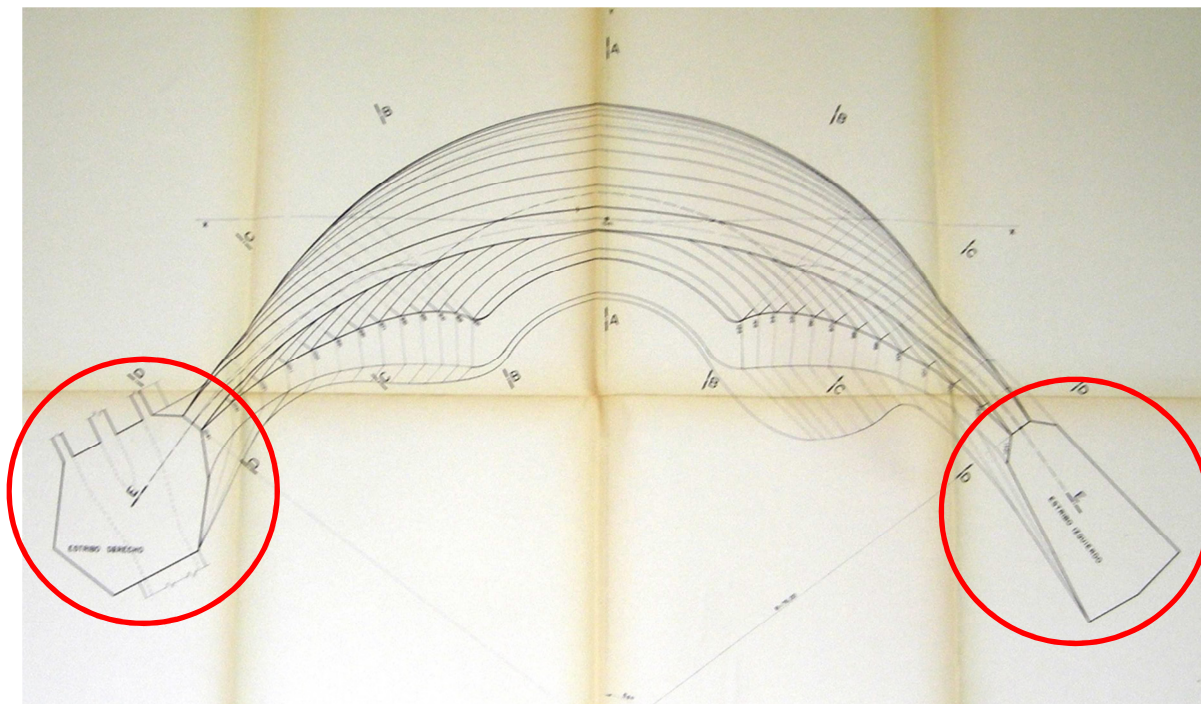


Figura 21: Plano en planta del Proyecto de la presa de Quéntar. En rojo los estribos de gravedad.
(Fuente: ref.[1]).

4.3 Zócalo perimetral

El zócalo perimetral complementa la función de los estribos de gravedad en el resto de la cimentación aunque con menores dimensiones, pues no debe alojar en su interior ninguna estructura anexa. Su finalidad es la de mejorar las condiciones de transmisión de las cargas, ampliando los espesores de la presa en la zona de apoyo. Además, el zócalo también permite corregir las asimetrías de la ladera, permitiendo construir una bóveda simétrica.

La cara exterior del zócalo perimetral (en contacto con la bóveda) se orienta siempre, a cada altura, de modo ortogonal a la superficie media del arco. Su cara interior debe garantizar que el cuerpo de presa quede empotrado un mínimo de 7 m en el macizo rocoso con respecto a la superficie inicial de éste, previamente a la excavación.

El comportamiento estructural del zócalo se corresponde con el de una zapata rígida. Con el fin de repartir las tensiones al macizo lo más uniformemente posible, el zócalo se encuentra descentrado con respecto a la superficie media de los arcos.

La geometría de dicho zócalo no es fija a lo largo de toda la cimentación sino que puede variar con la altura o también de un estribo a otro. En general, el zócalo presenta mayor espesor en el estribo izquierdo, lo cual puede estar fundado en el temor a la posible existencia de una supuesta falla considerada en los estudios geológicos iniciales aunque cabe destacar que su presencia fue finalmente descartada en los informes definitivos.

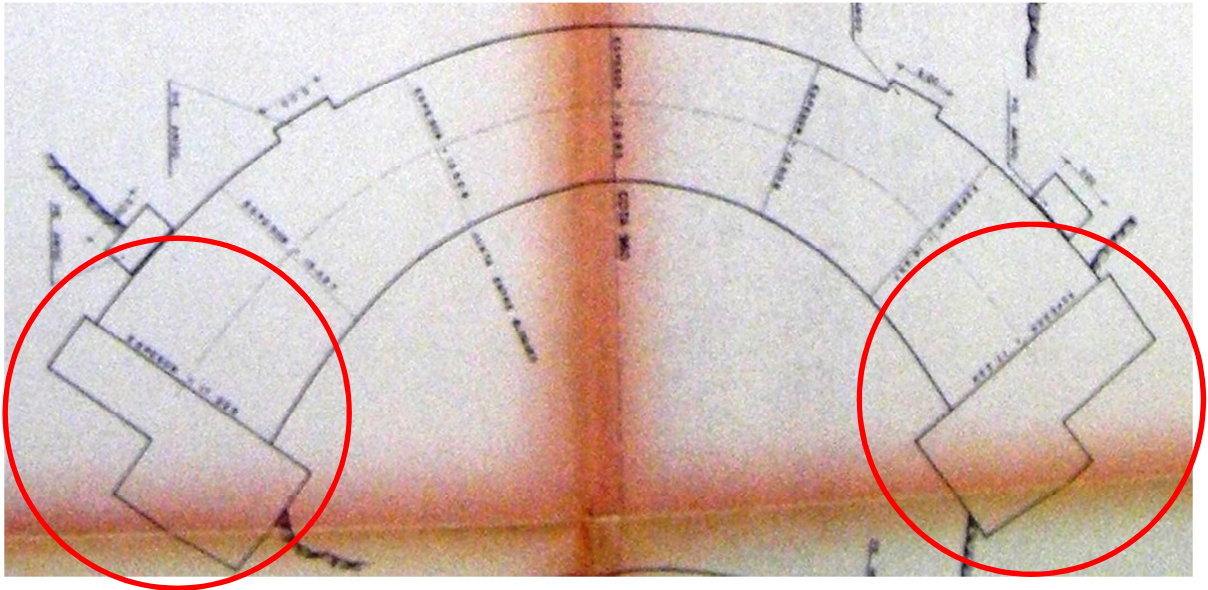


Figura 22: Geometría de un arco de la presa de Quéntar. En rojo el zócalo perimetral de cimentación.
(Fuente: ref.[2])

5. GEOLOGÍA Y MATERIALES



Figura 23: Vista general de la excavación y arranque de los bloques de la presa de Quéntar
(Fuente: ref.[17])

La roca del cimiento constituye un elemento fundamental para el comportamiento de una presa bóveda hasta tal punto que en la visión del problema el conjunto presa - roca de cimentación resulta inseparable. El estudio geológico no debe limitarse a la determinación de la carga unitaria que la presa puede transmitir a su cimentación sino que además debe llevarse a cabo un estudio estructural completo de la zona inmediata al apoyo por la cual se van transmitiendo y diluyendo las tensiones. El análisis de la orientación de las diaclasas con respecto a la de los esfuerzos transmitidos resulta fundamental.

La roca que se presenta en todo el contorno de cimentación de la Presa de Quéntar se corresponde con una caliza marmórea clasificada como del Triásico alpino, bastante metamorfizada debido a las fuertes presiones a que ha estado sometida al producirse los fenómenos orogénicos de la zona bética, con las fisuras correspondientes rellenas posteriormente de calcita. Estas características continúan con bastante homogeneidad en los sondeos que fueron practicados hasta 250 m de profundidad.

De modo general, la forma geométrica de la cerrada atestigua en favor de la naturaleza de la roca, presentando las laderas paredones escarpados que ponen en evidencia las condiciones resistentes de la cerrada.

Solamente las zonas superiores donde se ubican los estribos de gravedad presentan una pendiente más tendida, síntoma de peor calidad que en el resto del perímetro de cimentación. Todos los bloques potencialmente inestables que se detectaron, que presentasen necesidad de desprendimiento o de cosido mediante inyecciones fueron detectados fuera de la zona de apoyo de la presa, quedando todos ellos aguas debajo de ésta.

Los sondeos practicados en la fase de proyecto determinaron un gran espesor de sedimentos en la zona inferior de apoyo correspondiente al cauce, cuya existencia impidió la meteorización y la degradación de la roca.

Como ya se ha comentado en párrafos anteriores, la roca ha estado sometida a presiones intensas que han determinado fisuraciones diversas reinyectadas posteriormente, por lo cual afectan poco a sus condiciones de resistencia. Con posterioridad a estos fenómenos se ha producido el diaclasado correspondiente del macizo rocoso, cuya planos presentan una dirección vertical con ligera inclinación hacia el río, lo cual da un buen ángulo de ataque para la transmisión de los empujes de la bóveda.

Una de las conclusiones del informe geológico de Abril de 1'958 fue: "la resistencia de la cerrada nos parece excelente en su estribo derecho, en el izquierdo no nos parece tanta debido a la falla tan cercana al apoyo de la presa". Es muy importante destacar que dicha falla no fue localizada como tal en los estudios geológicos definitivos. No obstante, en los planos de proyecto se ha podido apreciar como el zócalo de cimentación presenta un espesor más grueso en margen izquierda.

En lo que respecta a las características mecánicas de la roca, la resistencia a compresión queda de sobra asegurada por los ensayos realizados sobre probetas en las que se llega a resistencias de hasta 500 kg/cm^2 , habiendo tomado una tensión admisible máxima en compresión de 20 kg/cm^2 .

El estudio geofísico del proyecto propone un módulo de elasticidad de la roca del 65% con respecto al hormigón. No obstante, los cálculos estructurales reducen un poco este valor, adoptando una relación del 60%. El valor del módulo de elasticidad considerado para la roca es de $150'000 \text{ kg/cm}^2$ y el coeficiente de Poisson es de 0.22.

Cabe añadir además, que el modelo físico reduce todavía más este valor, adoptando una relación del 50% entre los módulos de elasticidad.

Con el fin de asegurar una homogeneidad y una adecuada calidad de la roca, evitando apoyar en zonas decomprimidas, el proyecto establece una penetración mínima de 7 m en ésta para encajar bien el macizo y llegar a zonas que no están afectadas por dicha alteración superficial.

En lo que se refiere a la impermeabilidad de la cerrada, los estudios geológicos de proyecto determinaron que las pérdidas de agua a presión en los sondeos practicados en la cerrada fueron muy aceptables. No obstante, una pantalla de impermeabilización de 70-80 m de profundidad fue proyectada con el fin de garantizar el sellado de la cerrada. Cabe destacar que en la documentación disponible no se hace referencia a ningún posible fenómeno de karstificación en el macizo rocoso calcáreo.

Por último, en relación con las características del hormigón, la totalidad de hormigones que conforman el cuerpo de presa, es decir, bóveda propiamente dicha, muros estribos y zócalo de cimentación, presentan una resistencia característica cilíndrica a 28 días de 250 kg/cm^2 . De cara a los cálculos estructurales, la tensión máxima admisible de compresión que se estableció para el hormigón fue de 55 kg/cm^2 .

6. CÁLCULO DE PROYECTO

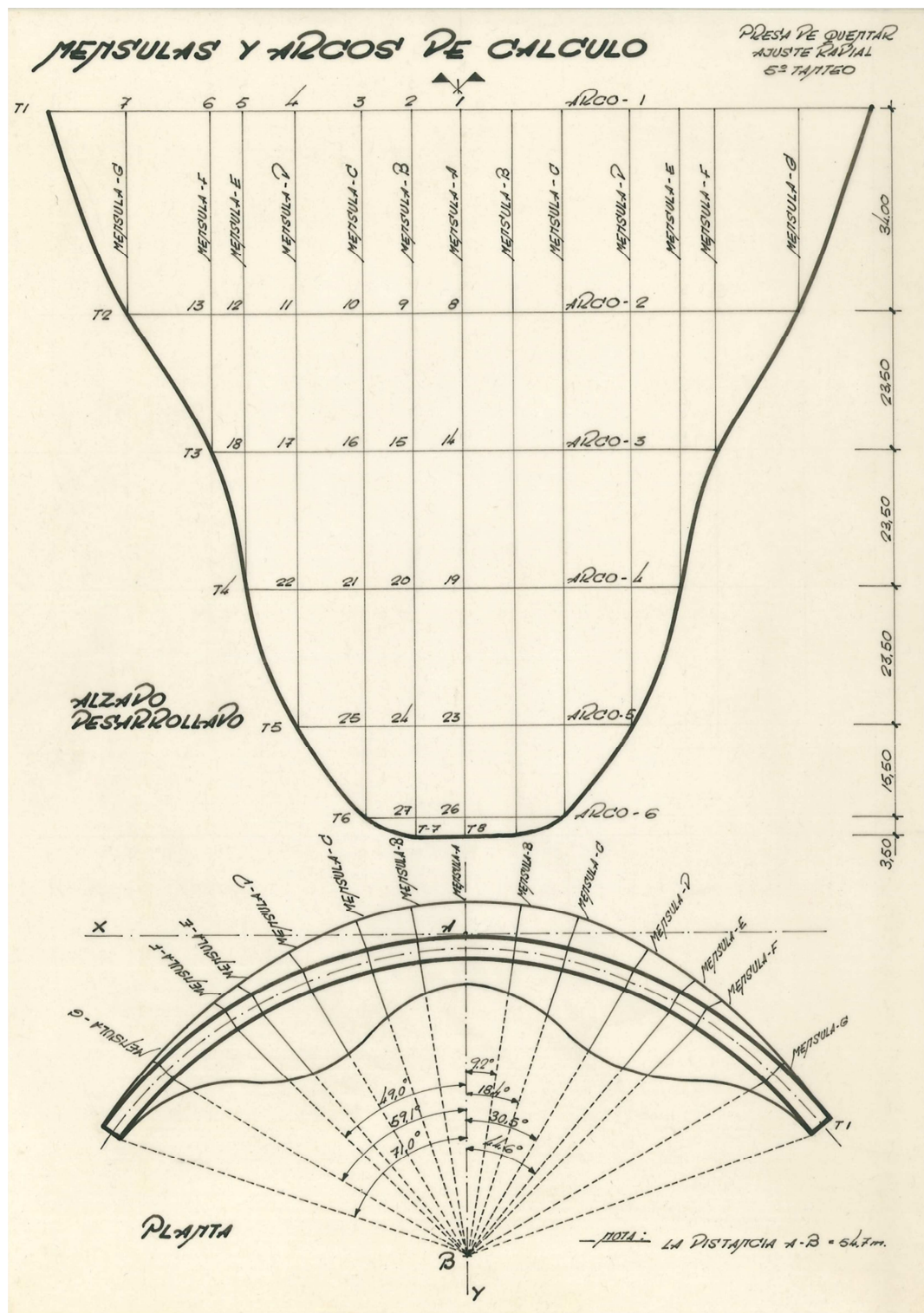


Figura 24: Distribución de arcos y ménsulas, distribución de arcos y ménsulas.

(Fuente: ref.[1])

6.1 Generalidades

En cálculo estructural llevado a cabo en el proyecto original, en lo que a la bóveda propiamente dicha se refiere, se puede dividir en dos partes:

- Tanteos previos.
- Cálculo completo de la bóveda.

La fase preliminar de tanteos previos tiene como objetivo principal el encaje de la ménsula central (la más solicitada), estudiando el reparto y la distribución de la carga hidrostática entre ésta y los arcos.

Por otro lado, el cálculo completo se puede a su vez subdividir también en dos partes:

- Una primera fase, que consta de 4 tanteos, en la cual se tiene en cuenta una geometría más completa que la considerada en los tanteos previos, con mayor número de ménsulas y de arcos, intentando encajar del mejor modo posible el espesor de los arcos tanto en clave como en arranques para los casos de carga básicos de peso propio y empuje hidrostático.

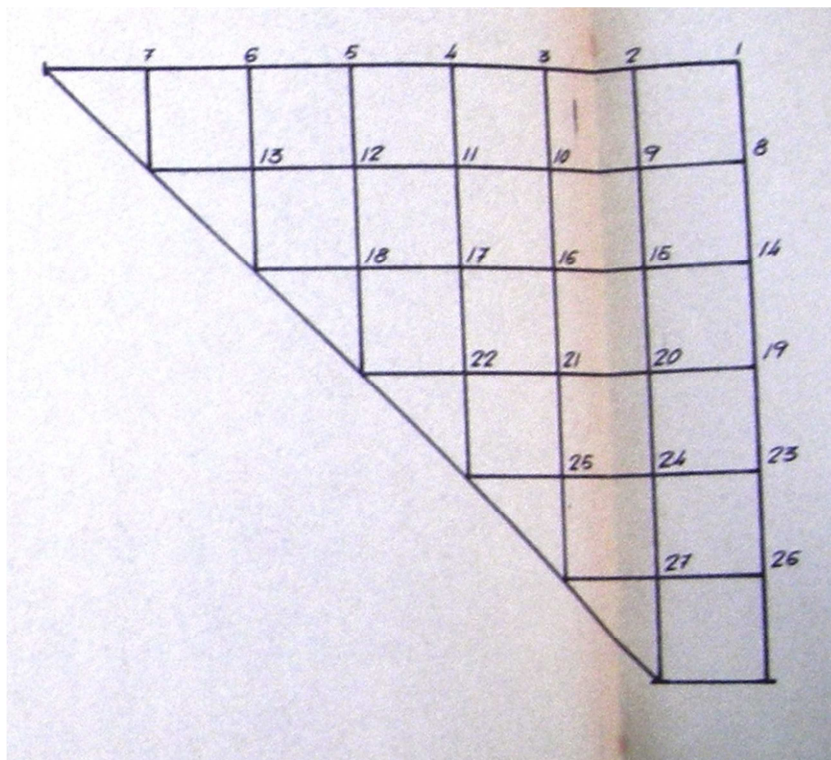


Figura 25: Distribución de arcos y ménsulas en los tanteos previos.

(Fuente: ref.[1])

- Cálculo definitivo de la bóveda, en el cual con una geometría completa, se analizan todas las cargas y combinaciones consideradas en el proyecto.

En los siguientes apartados se pretende desarrollar, desde un punto de vista conceptual, cada una de estas fases, exponiendo las características correspondientes a la geometría, las condiciones de contorno, las acciones y sus correspondientes combinaciones, el modelo de cálculo adoptado y los objetivos que se persiguen en cada una de estas etapas.

Cabe destacar además, que en el **ANEXO 2** se dispone de tablas resumen para poder comparar de un modo directo y resumido las características de las diferentes fases del cálculo.

Debido a las diferentes etapas del cálculo y a los numerosos tanteos, se ha decidido solamente mostrar en el **ANEXO 2** los resultados correspondientes al cálculo definitivo de la bóveda, que son los que realmente interesan para su posterior comparación con el cálculo con elementos finitos.

6.2 Acciones

De acuerdo con la memoria del Proyecto, el cálculo estructural de la Presa de Quéntar se llevó a cabo en base las prescripciones establecidas en la Instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas, aprobada por Orden Ministerial del 21 de Agosto de 1962.

En base a ello, las cargas contempladas en el cálculo han sido:

- Peso propio:

La densidad considerada para el hormigón ha sido de $2'300 \text{ kg/m}^3$. La totalidad de esta fuerza queda asignada a las ménsulas pues de acuerdo con el proceso constructivo, los nueve bloques en que la presa se subdivide funcionan como muros independientes y reciben el peso propio correspondiente.

- Empuje hidrostático del agua:

Se considera solamente un nivel de agua para todas las combinaciones correspondiente a la cota de máximo embalse $1'040 \text{ m.s.n.m.}$

- Empujes de sedimentos:

El empuje de los sedimentos no se contempla como una acción independiente, sino que va ligada al empuje hidrostático del agua. Con el fin de tener en cuenta éste empuje adicional, se incrementa el empuje hidrostático en un 30% en los últimos 30 m de altura de la presa.

- Variaciones de temperatura

Las variaciones de temperatura se consideran para el bloque monolítico obtenido después de la inyección de juntas y desde el punto de vista del cálculo se analiza su efecto dividido en dos partes.

La primera corresponde a las dilataciones y contracciones por aumento o disminución uniforme de la temperatura en toda la masa a partir de la temperatura a que existía en el momento de dicha inyección.

La segunda parte corresponde al gradiente que se establece entre ambos paramentos por diferencia de condiciones en sus relaciones con el medio físico. Esta segunda parte es la que produce los efectos estructurales más importantes.

Las variaciones de temperatura sobre ménsulas dan exclusivamente deformaciones sin proporcionar esfuerzos debidos a su carácter isostático. Sobre los arcos en cambio, por ser hiperestáticos, proporciona esfuerzos y deformaciones debido primero a un aumento uniforme de la temperatura en todo su espesor y segundo a través del gradiente, por ser distintas las temperaturas en ambos paramentos. El valor del gradiente depende de si el embalse se encuentra lleno o vacío y de la época, verano o invierno.

En la **Tabla 1** se proporcionan los parámetros térmicos empleados para el cálculo de la presa de Quéntar:

Arco	Verano		Invierno	
	ΔT_{unif}	$T_{a.a} - T_{a.b}$	ΔT_{unif}	$T_{a.a} - T_{a.b}$
1	4.38	0.00	-5.38	0.00
2	1.05	-7.80	-2.05	1.60
3	0.55	-7.40	-1.55	1.40
4	0.25	-6.80	-1.25	0.80

Tabla 1: Parámetros térmicos.

Donde:

ΔT_{unif} ($^{\circ}C$) se corresponde con el incremento uniforme de temperatura

$T_{a.a} - T_{a.b}$ ($^{\circ}C$) representa el gradiente entre el paramento de aguas arriba a aguas abajo

- Asiento de apoyos

El asiento de apoyos no se trata en realidad de una acción sino de un efecto hiperestático correspondiente al comportamiento del terreno alterando la transmisión de los esfuerzos.

Los cálculos de proyecto contemplan este fenómeno introduciendo en las ecuaciones de equilibrio unos términos basados en los estudios de Vogt (**ref.[15]**), los cuales tienen en consideración la relación entre el módulo el módulo de elasticidad de la roca y del hormigón así como en el coeficiente de Poisson de la primera.

Las características asignadas a la cimentación fueron:

- Módulo de elasticidad de la roca: 150'000 kg/cm²

- Relación entre el módulo de elasticidad de la roca y del hormigón (E_R/E_c)=0.6
- Coeficiente de Poisson: 0.22

Las condiciones de deformabilidad del terreno obtenidas a través de las fórmulas de Vogt proporcionan los giros y los desplazamientos del terreno en función de los esfuerzos que lo solicitan. En un sistema virtual de arcos y ménsulas, el empotramiento elástico influye solamente sobre los arcos ya que las ménsulas son isostáticas.

- Acción sísmica:

Cabe destacar que las acciones sísmicas consideradas en el proyecto original no se encuentran definidas de un modo explícito en la documentación disponible.

En la memoria de dicho proyecto se cita que, en base a la normativa sísmica vigente de la época, la presa quedaba ubicada en la zona de sismicidad VIII. No obstante, los cálculos de proyecto fueron llevados a cabo suponiendo que la presa se encontraba ubicada en la zona de sismicidad IX, dada la proximidad de la estructura a la frontera entre ambas zonas.

La fuente empleada para determinar la aceleración de cálculo empleada ha sido el anexo de cálculos estructurales, el cual dispone de una tabla resumen de cálculo de cargas sísmicas en los nodos. Haciendo un retroanálisis de dicha información se ha podido deducir que la aceleración sísmica de cálculo horizontal que se consideró fue de 0.1g, no habiéndose considerado acción sísmica vertical.

Las presiones hidrodinámicas asociadas al sismo fueron calculadas en base a la teoría de Westergaard (ref.[7]).

- Presiones intersticiales:

El proyecto no considera el efecto de las presiones intersticiales dados los espesores relativamente reducidos de la estructura. Tampoco considera subpresiones en el contacto presa-terreno puesto que se lleva a cabo una inyección de cosido entre roca y hormigón que rellena toda la discontinuidad que exista en esta zona.

6.3 Combinaciones de acciones

Las combinaciones de acciones establecidas en el proyecto son las siguientes:

- Combinaciones estáticas:
 - Peso propio
 - Peso propio + empuje hidrostático
 - Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano

- Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno
- Combinaciones dinámicas:
 - Peso propio + empuje hidrostático + sismo
 - Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano + sismo
 - Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno + sismo

Es importante destacar que todas estas combinaciones albergan implícitamente los siguientes puntos:

- El empuje hidrostático incluye el empuje de los sedimentos.
- La carga sísmica incorpora el incremento de las presiones hidrodinámicas debido al empuje de Westergaard.

6.4 Tanteos previos

La primera etapa del cálculo de la presa se corresponde con los tanteos previos, cuyo objetivo es el de estudiar el encaje de la ménsula central. Se trata pues de un cálculo simplificado en el cual se modela la bóveda mediante una sola ménsula (la central) y cuatro arcos.

En estos tanteos solamente se tienen en cuenta dos cargas:

- Peso propio.
- Empuje hidrostático del agua correspondiente a la cota 1'040 m.s.n.m.

En lo que respecta a las combinaciones de acciones, solamente se barajan dos hipótesis:

- Peso propio
- Peso propio + Empuje hidrostático

El modelo considera arcos circulares de espesor constante con unas condiciones de empotramiento perfecto en sus extremos. Solamente se impone compatibilidad de desplazamientos radiales entre los arcos y la ménsula. Los cuatro arcos se distribuyen equidistantes a excepción del inferior que se encuentra más próximo al empotramiento de la ménsula.

El modelo no considera deformaciones por cortante ni en ménsulas ni en arcos. El cálculo elástico de estos últimos se lleva a cabo mediante las tablas de Laurance.

Uno de los objetivos del cálculo consiste en conseguir un adecuado reparto de la carga hidrostática entre ménsulas y arcos. Por una parte, se considera que en el empotramiento de la ménsula es ésta la que absorbe el 100% de la carga. En cambio, en la parte superior de la presa se busca que los arcos puedan absorber el 100% de la carga si es posible (los tres arcos superiores). No obstante, en varios tanteos puede observarse como los arcos llegan a absorber cargas superiores a la hidrostática debido a la compatibilidad de movimientos con la ménsula. Por lo tanto, a lo largo de estos tanteos se varía el espesor de la ménsula central y el radio de los arcos para conseguir un

adecuado reparto de las cargas hidrostáticas. En esta hipótesis de carga los arcos deben estar totalmente en compresión.

Por otra parte, el cálculo también tiene como objetivo conseguir que en una situación de embalse vacío, donde solamente actúa el peso propio, las ménsulas sean totalmente estables, pasando la resultante del peso propio por el interior del núcleo central en cada una de las secciones horizontales de la ménsula.

6.5 Cálculo de la bóveda

6.5.1 Tanteos del 1º al 4º

Esta etapa del cálculo ya no se centra en una zona concreta de la presa, como ocurre en los tanteos previos con la ménsula central, sino que pretende modelar toda la bóveda en su conjunto, quedando ésta representada a través de 6 arcos y 7 ménsulas, de modo que cada extremo de los arcos debe coincidir con el empotramiento de una ménsula, permitiendo de este modo estudiar mejor las fuerzas transmitidas a la cimentación.

Cabe destacar que la totalidad de la bóveda queda representada mediante 13 ménsulas. Sin embargo, el cálculo queda reducido a 7 ménsulas debido a la simetría de las ménsulas.

Los arcos mantienen una directriz circular de un solo centro pero presentan un espesor variable parabólicamente en función de la cuerda. Se estudia por tanto, el espesor que éstos requieren dependiendo de su posición, es decir, zona central y zona de arranques. Además, en algunos de los tanteos se tiene en cuenta un empotramiento elástico de los arcos a través de los coeficientes de Vogt.

Durante este encaje se comprueban, al igual que en los tanteos previos, los casos de carga básicos de la presa, es decir, peso propio y empuje hidrostático del agua. Además, solamente se impone compatibilidad de desplazamientos radiales entre ménsulas y arcos. La deformación por cortante no está considerada.

6.5.2 Tanteo 5°, cálculo definitivo de la bóveda

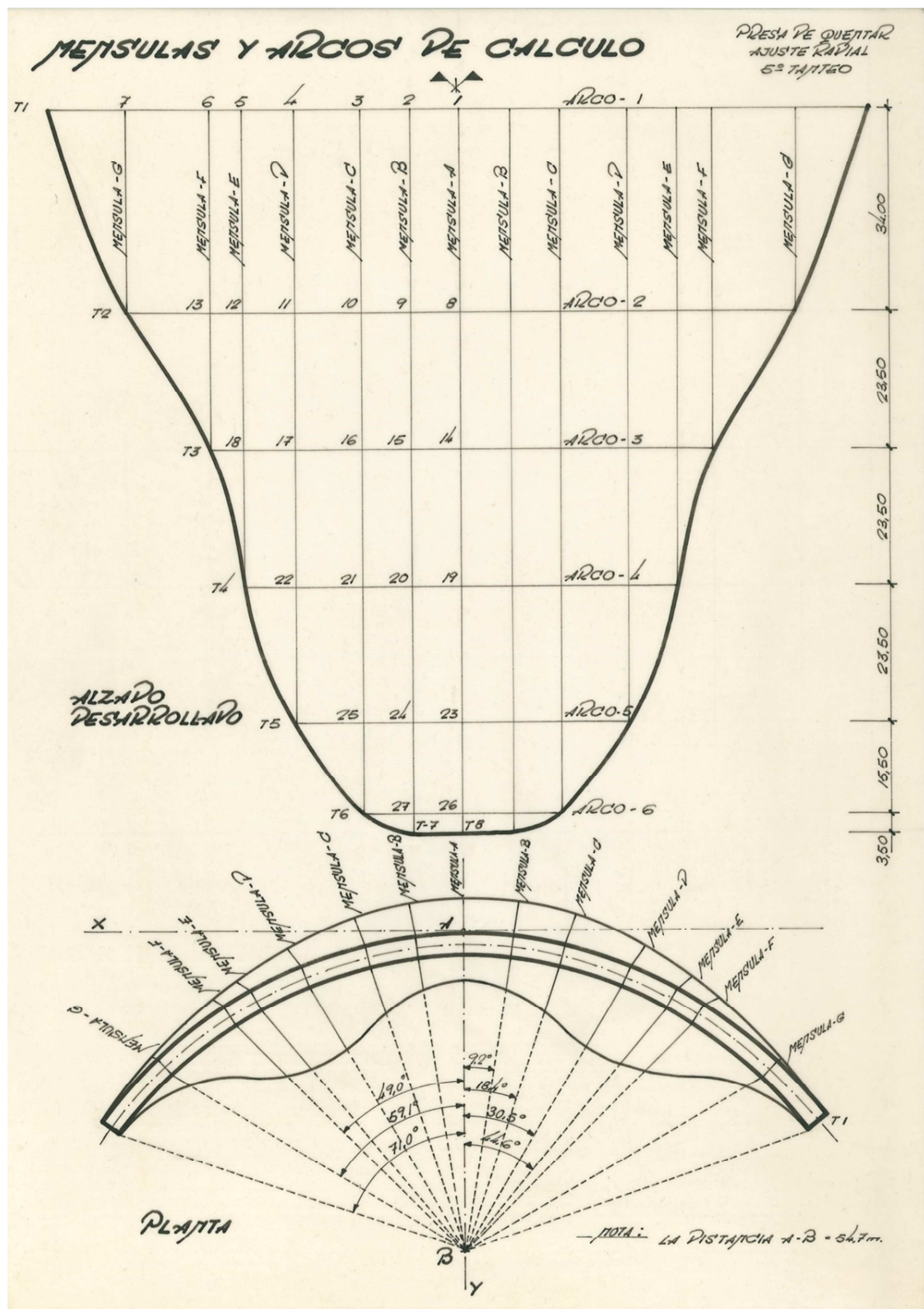


Figura 26: Distribución de arcos y ménsulas, distribución de arcos y ménsulas.

(Fuente: ref.[1])

El quinto tanteo del anexo de cálculos estructurales del proyecto contempla el análisis completo de la bóveda.

En lo que respecta a la geometría, la bóveda se modela mediante 6 arcos e 7 ménsulas (simetría). Los arcos presentan una directriz circular de 3 radios con un espesor variable parabólicamente con la cuerda, presentando un empotramiento elástico en sus extremos (fórmulas de Vogt). La ménsula central también presenta una variación parabólica de sus espesores.

En cuanto a las cargas, esta fase lleva a cabo la comprobación de todas las acciones y combinaciones establecidas en el proyecto, tanto estáticas como dinámicas (ver **apartado 6.3**).

El cálculo elástico y lineal se mantiene al igual que en todos los otros tanteos efectuados. No obstante, durante esta etapa final se introducen las deformaciones de cortante en las zonas de empotramiento de los arcos así como en la zona inferior de la ménsula, que son zonas que presentan un espesor más importante. Además, se impone la compatibilidad de deformaciones (desplazamientos y giros) en toda la presa.

Para el cálculo de las deformaciones no se han considerado solamente las obtenidos a partir de las leyes de momentos flectores y de esfuerzos axiales sino también las deformaciones debidas al esfuerzo cortante que son comparables a las de flexión en los nudos situados cerca del empotramiento.

Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en los arcos superiores se ha tenido en cuenta únicamente el efecto del momento flector y el esfuerzo axial debido a que sus dimensiones entran de lleno en el campo de las estructuras lineales donde los esfuerzos del cortante son despreciables.

Los arcos inferiores, por presentar unas dimensiones fuera del campo de las estructuras lineales, se han considerado como arcos gruesos con las variaciones que estos suponen en la rigidez, en función de los radios de curvatura y el espesor, y en la intensidad de las cargas. Se ha considerado también el efecto de la deformación del esfuerzo cortante.

Cabe destacar que en el caso de carga correspondiente al peso propio (embalse vacío), debido a los desplomes, los esfuerzos de peso propio de las ménsulas sobrepasan en alguna de ellas las tensiones admisibles en la cara de aguas arriba. Para evitarlo se adicionan unos "pies amigos" hasta la altura conveniente para que las deformaciones de peso propio limiten dichas tensiones.

Por último comentar que el cálculo del proyecto considera en todas sus etapas, desde los tanteos previos hasta el cálculo definitivo, una altura máxima de la bóveda de 123.5 m, desde la cota 916.5 m.s.n.m. hasta la 1'040 m.s.n.m. (sin contar el zócalo de cimientos), cuando en realidad la altura máxima es de 125 m.

6.6 Resultados

Como se ha expuesto en el **apartado 6.1**, en el **ANEXO 2** se presentan los resultados del proyecto original de la Presa de Quéntar. En dicho anexo se muestran los planos en los cuales se plasman las tensiones horizontales en arcos y verticales en ménsulas para todos los casos de carga estudiados.

Cabe destacar que, debido a las condiciones impuestas por el "Archivo Carlos Fernández Casado" enfocadas a garantizar la preservación de los documentos presentes en éste, solamente se han podido realizar fotografías de la información requerida, no siendo posible la copia o el escaneado.

Con el fin de mostrar del mejor modo posible dichos resultados, el autor del presente estudio ha vuelto a elaborar los planos en los cuales se muestran dichos resultados, los cuales pueden consultarse en el citado **ANEXO 2**.

6.7 Modelo físico reducido

Además de los cálculos realizados en el Proyecto original de la Presa de Quéntar, también se llevó a cabo un análisis experimental mediante modelo físico reducido con el fin de analizar su comportamiento estático. El modelo se llevó a cabo en ISMES de Bérgamo, en el año 1'969, por parte del Profesor Ingeniero Guido Oberti.

Dicho modelo físico llevó a cabo el análisis de la combinación estática de peso propio + carga hidrostática, considerando un nivel máximo de embalse correspondiente a la cota 1'041 m.s.n.m., a diferencia de los cálculos de proyecto en los cuales el nivel máximo considerado es el de la cota 1'040 m.s.n.m.

El modelo consideró no solo la geometría de la bóveda propiamente dicha sino también los estribos de gravedad de coronación así como el zócalo perimetral de cimentación, distinto según el estribo. La relación entre el módulo de elasticidad de la roca y el del hormigón fue de 0.5, a diferencia de los cálculos del proyecto en los cuales se utilizó una relación de 0.6.

En las siguientes imágenes se muestra una vista del citado modelo desde aguas arriba y aguas abajo.

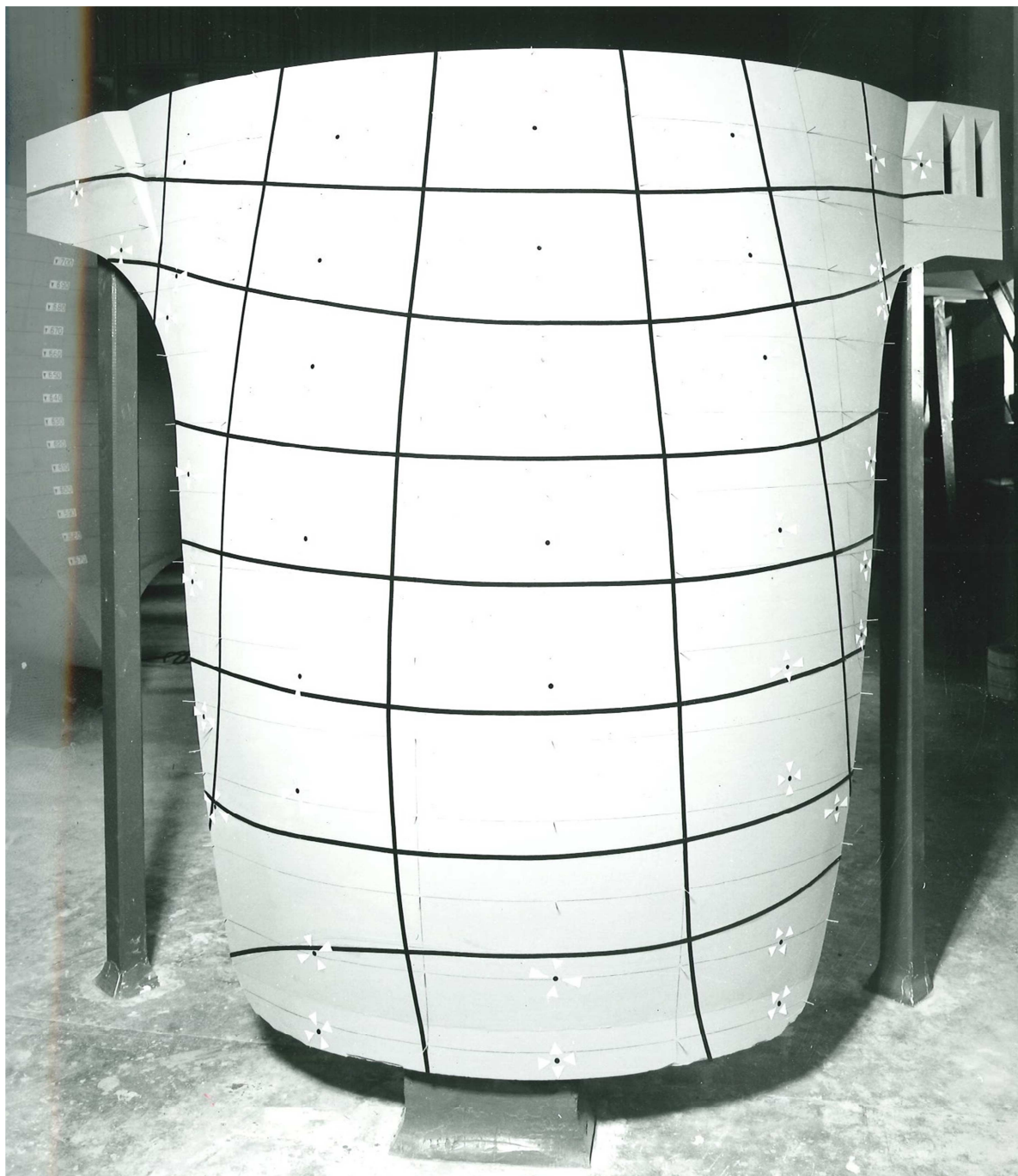


Figura 27: Geometría del modelo físico de la presa de Quéntar. Vista desde aguas arriba.
(Fuente: ref.[2])

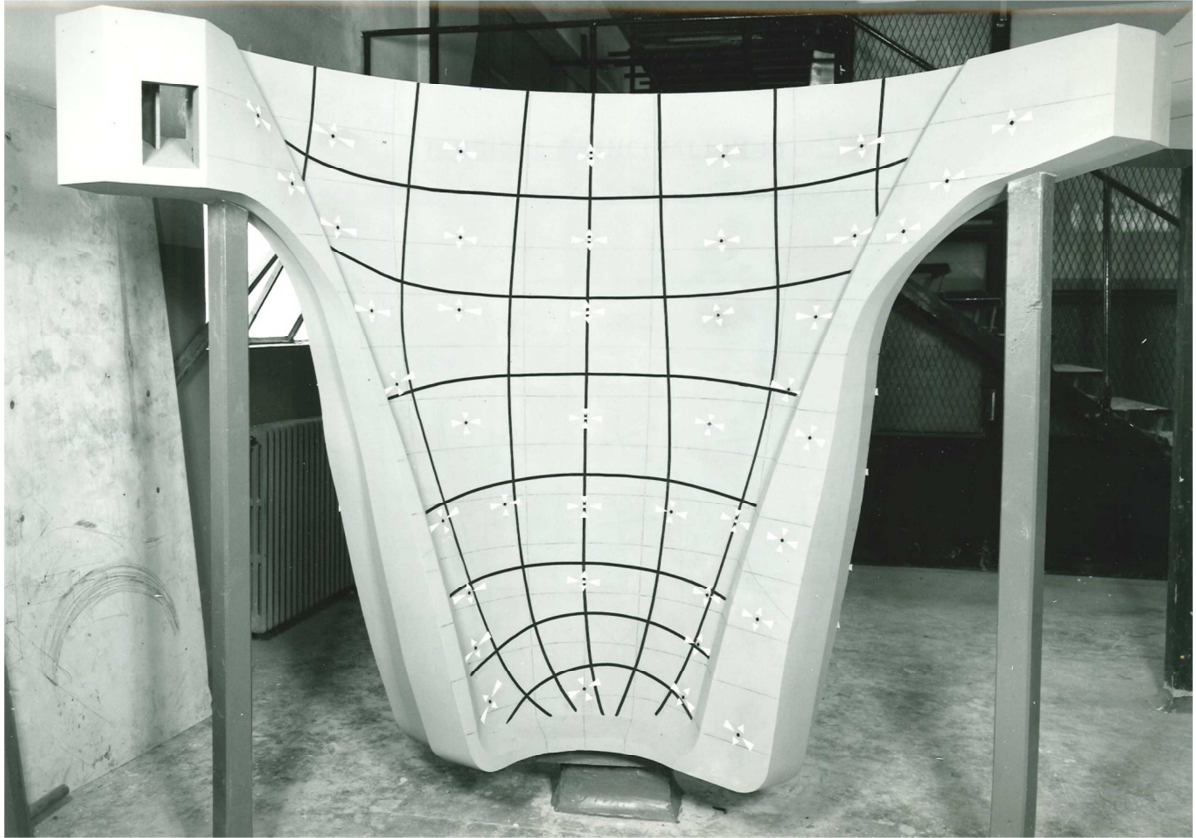


Figura 28: Geometría del modelo físico de la presa de Quéntar. Vista desde aguas abajo.
(Fuente: ref.[2])

7. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

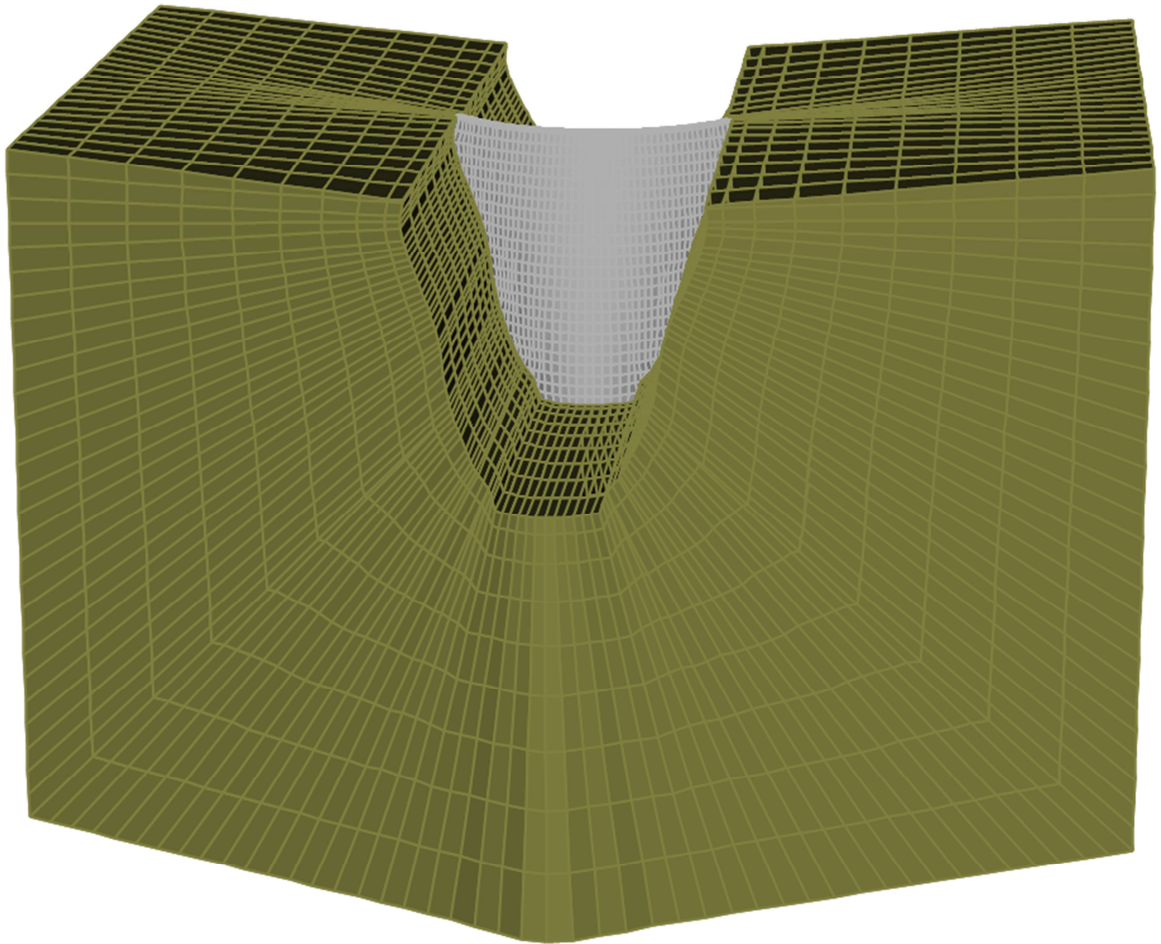


Figura 29: Vista 3D desde aguas arriba del modelo de elementos finitos.

7.1 Geometría y definición del M.E.F.

La finalidad del presente subcapítulo es doble:

- Explicar cómo se ha obtenido la geometría de la presa en lo que respecta al cálculo por elementos finitos.
- Exponer, en base a la documentación disponible, algunas dudas planteadas en lo que se refiere a ciertos detalles geométricos de la bóveda, argumentando las decisiones adoptadas finalmente para completar el modelo de elementos finitos.

Se considera preferible empezar por el segundo punto, puesto que una vez razonadas las posibles dudas, ya se puede proceder a una explicación completa y total de la geometría de la presa.

El primer punto de controversia está relacionado con la altura total de la bóveda. A continuación se expone la información proporcionada en diferentes partes del proyecto constructivo:

- Memoria, Apartado 4º: descripción sucinta de las obras:

“La presa está integrada por un macizo de doble curvatura con simetría respecto a un plano vertical y espesores variando en dicho plano desde 3.5 m en la coronación (cota 1'041) a 17 m en pie (cota 916) ampliándose hasta 19.4 m en este mismo nivel en arranques”.

Como puede observarse, la altura de la bóveda es de 125 m.

- Anexo de replanteo de la presa (**ANEXO 1**):

En este documento se encuentra definida la superficie media de la presa en coordenadas, con un espaciamiento en cota de 5 m, desde la cota 1'040 m.s.n.m. hasta la 920 m.s.n.m.

- Anexo cálculos estructurales:

En todas las fases de cálculo de la bóveda se emplea una cota de coronación correspondiente a la 1'040 m.s.n.m. y una cota de cimentación de 916.5. Por lo tanto, la altura de la presa considerada en el cálculo ha sido de 123.5 m.

- Planos:

En los perfiles transversales del cuerpo de presa se han encontrado planos con cota 916 m.s.n.m. y cota 916,5 m.s.n.m.

En el alzado desarrollado consta la cota 916 como extremo inferior de la bóveda.

Las secciones de los arcos van desde la cota 1'041 hasta la 920. No se dispone ninguna sección a cota inferior

- Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, Capítulo I (descripción de las obras), artículo 2º: Obras a las que se refiere este proyecto:

“Presa propiamente dicha constituida por un macizo de doble curvatura con espesores variando desde 3.5 m en coronación hasta 17 m en arranques de la base, limitado por las siguientes curvaturas: plano horizontal de coronación a la cota 1'041 m.s.n.m., dos planos inclinados en dirección radial en contacto con los macizos superiores de unos 24 m y

superficie de contorno del zócalo que va de una a otra margen teniendo un trozo plano en el nivel inferior a la cota 916.5 m.s.n.m.”

Como puede observarse, la altura de la bóveda es de 124.5 m.

– Modelo físico reducido:

En los planos correspondientes a la Memoria resumida del modelo físico reducido (figura 7 de dicha memoria), se pone de manifiesto que la cota de coronación es la 1'041 m.s.n.m., la cota de cimentación de la bóveda (sin contar el zócalo) es de 916 m.s.n.m. y que por lo tanto, la altura máxima de la bóveda es de 125 m.

Cabe destacar además, que la fecha de este informe relativo al modelo reducido se corresponde con el año 1'970, con posterioridad a la fecha de proyecto, por lo que la geometría relativa a dicho modelo debió ser confirmada y por lo tanto, definitiva.

Finalmente, y de cara a la elaboración del modelo de elementos finitos, se ha decidido considerar la siguiente geometría en lo que a la altura de la presa respecta:

- Cota de coronación: 1'041 m.s.n.m.
- Cota de cimentación: 916 m.s.n.m.
- Altura máxima de la bóveda (sin contar el zócalo de cimentación): 125 m.

Se considera que éstas deben ser las medidas consideradas por los siguientes motivos:

- Resulta obvio que la cota de coronación de la presa es la 1'041, a pesar que en los cálculos se haya adoptado la 1040 m.s.n.m.
- En los planos de proyecto la bóveda presenta una altura máxima de 125 m (desde la 916 a la 1'041). La información gráfica siempre tiene un peso relevante, pues es además la empleada para la construcción de la presa.
- Esta geometría es coherente con la adoptada en el modelo físico reducido, que se realizó con posterioridad a la redacción del proyecto y donde la geometría de la presa debería estar totalmente confirmada.
- Estas dimensiones suponen, de cara al cálculo y con el fin de obtener las mayores sollicitaciones, la mayor altura de bóveda posible.

El siguiente paso consiste en definir la geometría completa de la bóveda, es decir, la superficie media y los paramentos de aguas arriba y aguas abajo. En este sentido, la información disponible ha sido la siguiente:

- Planos de proyecto
- Anexo topográfico de definición de la presa.

En lo que respecta a la primera fuente, es importante matizar que no ha sido posible disponer de planos digitalizados en formato cad o pdf de la presa. Solamente ha sido posible fotografiar los

planos de proyecto disponibles en el Archivo Fernández Casado. Estos planos no se encuentran por lo tanto en verdadera magnitud, por lo que se puede concluir que la documentación gráfica disponible no es de calidad. No obstante, su consulta ha complementado la información disponible en el resto de documentación de proyecto y ha servido para poder resolver dudas en relación con detalles geométricos de la presa.

Así pues, el anexo topográfico de definición de presa ha constituido la principal fuente de información para poder obtener la geometría de ésta. En dicho anexo se proporciona la siguiente información:

- Superficie media de la presa en coordenadas locales, desde la cota 920 m.s.n.m. hasta la 1'040 m.s.n.m.
- Se proporcionan las coordenadas de los ejes de todos los arcos entre las dos cotas mencionadas con un espaciamiento de 5 m en cota.
- Se definen los espesores perpendiculares a la directriz de los arcos en cada una de las coordenadas proporcionadas.
- Se establece la posición de las juntas entre bloques en cada uno de los arcos.
- Se define la ménsula central, desde la cota 920 m.s.n.m. hasta la 1'040 m.s.n.m.

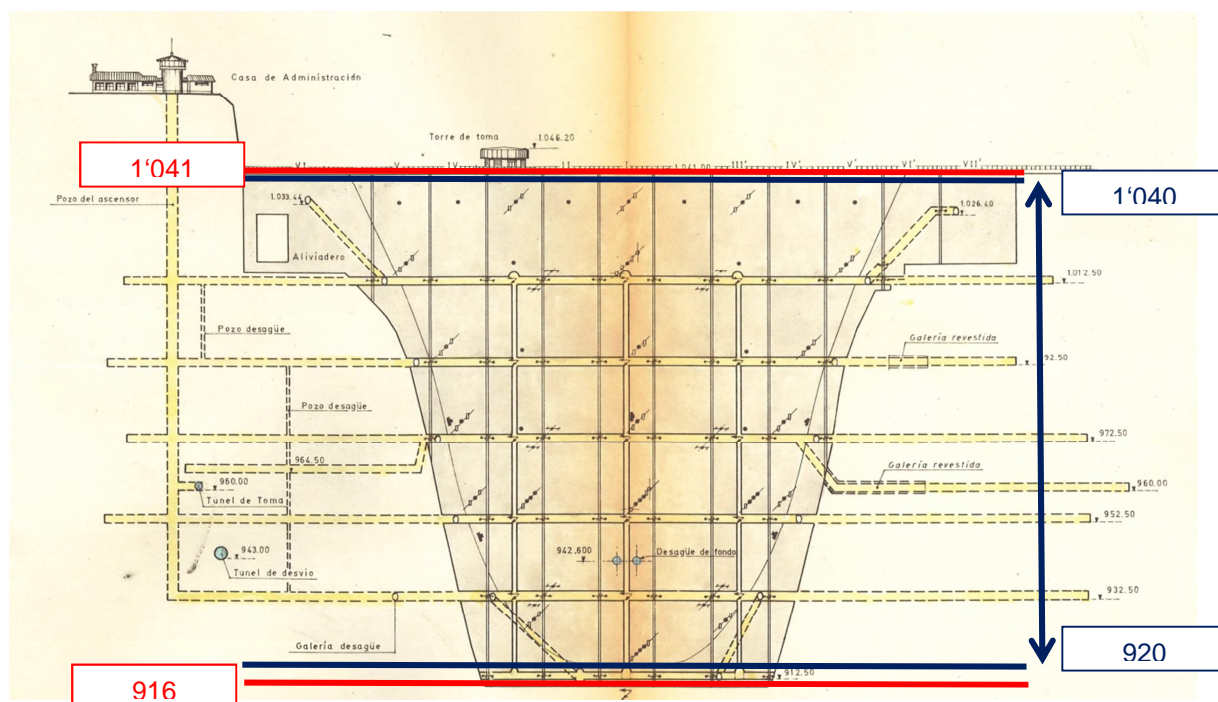


Figura 30: Alzado desarrollado de la presa. Acotada en azul la zona definida por el anexo topográfico. En rojo los arcos que faltan por definir.

De acuerdo con lo establecido en el artículo 2 del Pliego de condiciones generales, los espesores proporcionados en el anexo topográfico se corresponden con los normales a la directriz de cada arco.

En base a la línea media de los arcos y al espesor de éstos en cada uno de los puntos proporcionados, se ha obtenido la superficie del paramento de aguas arriba y la de aguas abajo. Es importante destacar que para poder llevar a cabo este proceso es necesario conocer el círculo (radio y posición del centro) de cada arco. Sin embargo, los arcos de la presa de Quéntar presentan una directriz circular de tres centros. Las coordenadas de cada uno de los círculos que definen los arcos en cada cota no se suministra en el anexo de definición geométrica de la presa. Éstos en cambio, sí se muestran en los planos de proyecto. Sin embargo, éstos están definidos cada 20 m mientras que los arcos del anexo de replanteo están definidos cada 5 m. Así pues, no se dispone de la documentación relativa a los círculos de todos los arcos. A esto hay que añadir que, puesto que los planos disponibles solamente se han podido fotografiar, éstos no se encuentran en verdadera magnitud y no es posible establecer con precisión las coordenadas de los centros de los círculos.

Así pues, el procedimiento que se ha seguido ha consistido en calcular en una hoja Excel, para cada bloque de cada arco, el círculo que engloba los puntos de dicho trozo de arco. Una vez conocido el centro y el radio de éstos, se ha podido calcular las coordenadas del paramento de aguas arriba y las de aguas abajo, y de este modo obtener la geometría completa de la bóveda.

Como se ha expuesto en párrafos precedentes, el anexo topográfico de definición de la presa proporciona datos que van desde la cota 920 hasta la cota 1'040. Sin embargo, la cota real de coronación de la presa se corresponde con la cota 1'041. De la información proporcionada tanto en la memoria como en el pliego relativa a la coronación se deduce que ésta presenta un ancho constante de 3.5 m al igual que el arco de la cota 1'040. Así pues, se ha decidido adoptar el mismo arco para las dos cotas. No obstante, resulta evidente que, aunque ambos arcos sean idénticos, éstos no se encuentran alineados en la misma vertical, puesto que la curvatura de la presa genera que el arco de la cota 1'041 presente mayor desplome hacia aguas abajo que el de la cota 1'040.

En el anexo topográfico de definición de la presa, además de la documentación correspondiente a los arcos, también se proporcionan las coordenadas de la ménsula central. Así pues, se ha procedido a ajustar una función polinómica a todos los puntos dados de dicha ménsula. Se han estudiado diferentes funciones polinómicas, observando que la de cuarto grado es la que presenta un mejor ajuste. Empleando la curva de regresión calculada, se ha podido determinar el desplome parcial entre los arcos 1'040 m.s.n.m. y 1'041 m.s.n.m., y con éste, se han definido las coordenadas del arco correspondiente a la cota 1'041 m.s.n.m.

Por último, en lo que se refiere al arco de cimentación, se ha empleado la misma función de cuarto grado ajustada sobre la ménsula central para estimar el desfase parcial con respecto al arco ubicado a la cota 920 m.s.n.m. Sin embargo, en este caso no se ha adoptado el mismo arco para la cota 916 m.s.n.m. que para la cota 920 m.s.n.m., puesto que en la memoria se cita que *“la presa está integrada por un macizo de doble curvatura con simetría respecto a un plano vertical y espesores variando en dicho plano desde 3.5 m en la coronación (cota 1'041) a 17 m en pie (cota 916) ampliándose hasta 19.4 m en este mismo nivel en arranques.*

En base a ello es necesario ajustar una nueva geometría para este último arco, disponiendo de un espesor de 17 m en la sección central y 19.4 m en arranques. Así pues, se ha decidido emplear la ecuación proporcionada en el tanteo 5º de los cálculos estructurales en relación con la variación de los espesores de los arcos en función de la cuerda. En concreto, la ecuación proporcionada por el arco nº6 en dichos cálculos, correspondiente a la cota 920 es la siguiente:

$$e = e_{clave} + 0.0112760 * x^2$$

Adoptando la misma ecuación para el arco ubicado a la cota 916 m.s.n.m., e imponiendo un espesor en la ménsula central de 17 m se ha obtenido la variación de espesores en función de la cuerda para este nivel. La cuerda del arco a la cota 916 m.s.n.m. ha quedado definida por el punto en el cual se alcanza su espesor en arranques, que es de 19.4 m.

7.2 Características del M.E.F.

En base a todas las premisas establecidas en el apartado anterior, se ha procedido a construir el modelo de elementos finitos de la Presa de Quéntar. Ésta ha sido modelada a través del programa SAP 2000, versión 15.1, desarrollado y comercializado por CSI de Berkeley.

Todos los elementos que conforman el modelo, tanto de la roca como de la presa son de tipo SOLID, con 8 nodos y 6 caras. La bóveda es totalmente simétrica y dispone de 4.440 elementos "hormigón". Por otro lado, la cimentación presenta 21.114 elementos "roca".

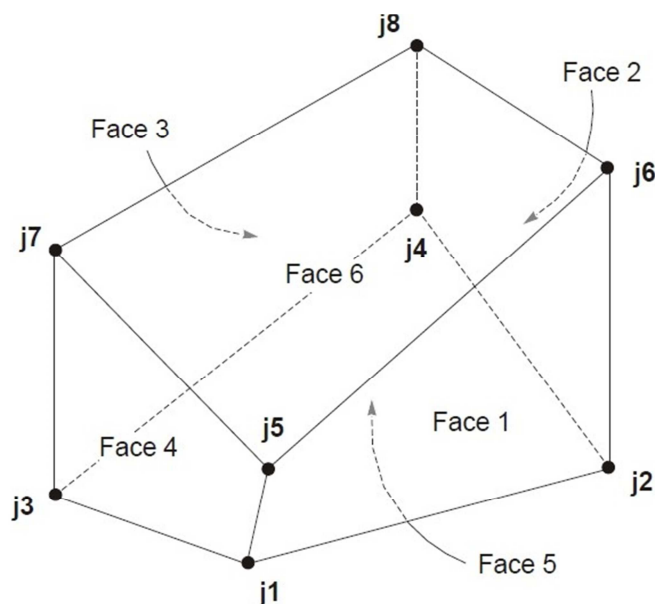


Figura 31: Elemento finito tipo Solid de 8 nodos.

(Fuente: ref.[10])

Las características asignadas a la cimentación han sido las mismas que las que se emplearon en el proyecto original:

- Módulo de elasticidad de la roca: $150'000 \text{ kg/cm}^2$
- Relación entre el módulo de elasticidad de la roca y del hormigón (E_R/E_c)=0.6
- Coeficiente de Poisson: 0.22

En la siguiente imagen (**Figura 32**) se muestra una vista desde aguas arriba del modelo de elementos finitos elaborado. En el **ANEXO 3** se muestran de modo más detallado una serie de imágenes y vistas de la presa en las cuales puede observarse la malla elaborada y el modelo resultante.

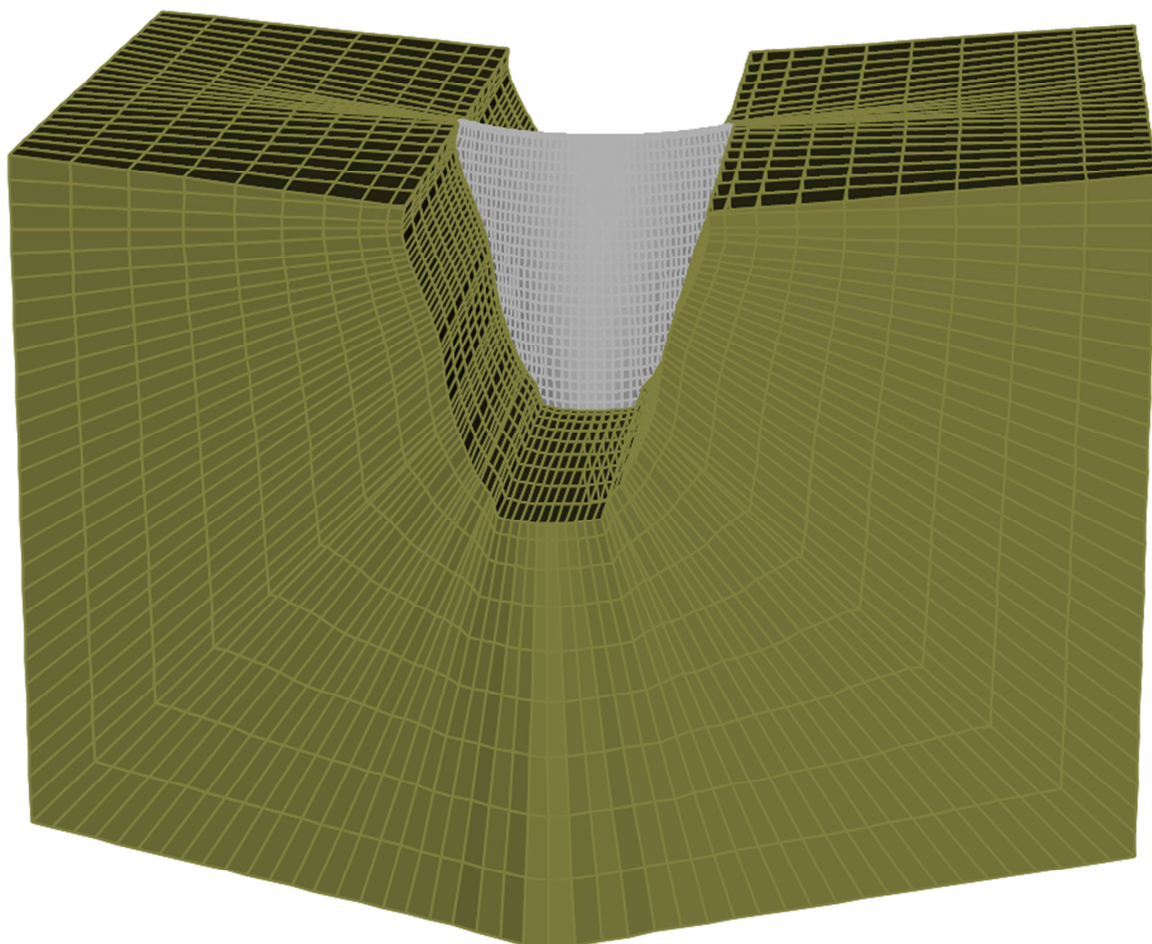


Figura 32: Vista desde aguas arriba del M.E.F.

La discretización de la presa se ha efectuado respetando una estructura vertical y horizontal con el fin de permitir la simulación del peso propio de acuerdo con el proceso constructivo, con ménsulas que se comportan de modo independiente hasta el momento del cierre de juntas.

Un aspecto importante en lo que respecta al caso de carga térmico consiste en que el M.E.F. contempla una reducción del efecto de la temperatura en las proximidades de la cimentación. Es decir, el incremento uniforme y el gradiente de temperatura establecido en un arco han sido atenuados en las proximidades de la cimentación. Concretamente, dichos valores han sido reducidos linealmente en un 50% a una distancia correspondiente al espesor en arranques en el arco considerado. Este concepto tiene como objetivo modelar el caso de carga térmico del modo más real posible, puesto que en la zona de cimentación los efectos de la temperatura se atenúan debido al progresivo empotramiento del cuerpo de presa en el interior del macizo rocoso.

7.3 Resultados del DEL M.E.F.

En el **ANEXO 3** se encuentran los resultados correspondientes al cálculo de la presa realizado mediante elementos finitos, clasificados por casos de carga. Para cada uno de ellos se proporcionan:

- Tensiones normales verticales (S33 en S.A.P.).
- Tensiones normales tangenciales a la directriz de los arcos (S22 en S.A.P.).
- Tensiones principales máximas (compresión).
- Tensiones principales mínimas (tracción).

En la **Figura 33** puede observarse de modo gráfico las direcciones de las tensiones normales verticales y tangenciales citadas previamente.

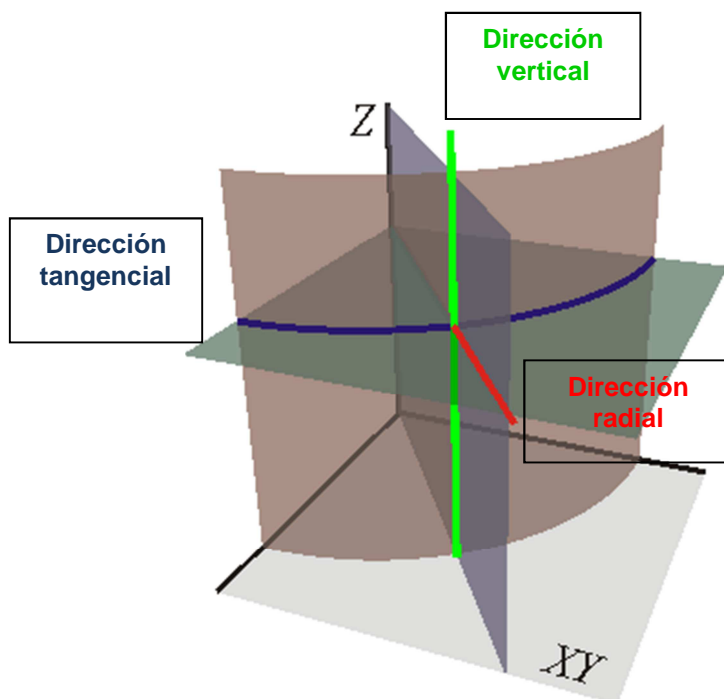


Figura 33: Dirección de las tensiones normales consideradas.

Los resultados mencionados se muestran en ambos paramentos, incluyendo además una sección tipo en clave. Con el fin de poder compararlos adecuadamente, se han representado todos los gráficos con:

- Idéntica escala cromática.
- Idéntico límite máximo de tracción y de compresión.
- Idénticos intervalos de variación de tensiones (cada 1 MPa).

Se prescinde su análisis en el actual apartado puesto que éste se lleva a cabo en el **capítulo 8**, simultáneamente con la confrontación de resultados obtenidos en el cálculo del proyecto.

8. ANÁLISIS COMPARATIVO



Figura 34: Ménsula central de la presa sometida a peso propio y carga hidrostática ($E_R/E_C = 0.6$).

8.1 Introducción

En los siguientes subcapítulos se exponen y comparan los resultados obtenidos en el cálculo original del Proyecto (modelo arco-ménsula) y el cálculo llevado a cabo en el presente estudio (modelo de elementos finitos).

Cabe destacar que el cálculo estructural original correspondiente al Proyecto de la Presa de Quéntar muestra los resultados tensionales en ménsulas (tensiones verticales) y en arcos (tensiones horizontales tangenciales).

Con el fin de poder confrontar ambas metodologías, se han empleado las tensiones S33 y S22 de S.A.P., verticales y horizontales (tangenciales) respectivamente.

En base a lo expuesto en los párrafos anteriores, se deduce que el análisis comparativo está basado en el estudio de las tensiones verticales y horizontales, máximas y mínimas, que se producen en ambos paramentos.

Las tensiones principales no se proporcionan en el modelo arco-ménsula de proyecto original. No obstante, y como complemento informativo, se han decidido incorporar al análisis.

El capítulo está organizado en dos partes: una primera en la que solamente se analizan los casos de carga estáticos y una segunda en la que se procede al análisis de los casos de carga dinámicos (pseudostáticos).

Con el fin de facilitar la comprensión del análisis, se recurre a diversas tablas y figuras que permiten mostrar ciertas características relevantes del cálculo. Sin embargo, se recalca que dichas tablas o figuras no contienen toda la información del cálculo. Es por ello que se recomienda para una total comprensión de los resultados, la revisión paralela del **ANEXO 2** (resultados del cálculo del proyecto original) y del **ANEXO 3** (resultados del cálculo por elementos finitos).

En relación a los comentarios respectivos al cálculo del proyecto original, la totalidad de ménsulas y arcos citados están referidos a los establecidos en la **Figura 26**.

8.2 Casos de carga estáticos

8.2.1 *Peso propio*

8.2.1.1 Modelo arco-ménsula

En el paramento de aguas arriba, las compresiones máximas se producen en la zona central de la presa, pero no en la posición correspondiente a la ménsula central, sino en la contigua (ménsula B). Su valor máximo alcanza los 3.68 MPa, tendiendo lugar en el arranque.

También en este mismo paramento se producen unas leves tracciones en la zona central (sector desde ménsula A hasta ménsula C), alrededor de la cota correspondiente al arco 2 (1'006 m.s.n.m.). Su valor máximo es de -0.08 MPa, y al igual que las compresiones tiene lugar en la ménsula B. Puede concluirse por tanto que el paramento de aguas arriba se encuentra bajo este caso de carga prácticamente comprimido en su totalidad.

En cuanto al paramento de aguas abajo, la compresión máxima alcanza un valor de 1.65 MPa, teniendo lugar en la ménsula central en torno al arco 4 (cota 959 m.s.n.m.).

Este paramento se encuentra comprimido a lo largo de toda su altura a excepción de las zonas de arranque, donde las tracciones desarrolladas alcanzan valores mayores en las ménsulas más próximas a los estribos (máximo -0.38 MPa). Debido a la presencia de las muletas, no es posible conocer los valores extremos que se generarían sin ellas. Cabe destacar además que la ménsula central (ménsula A) se encuentra comprimida en su totalidad.

8.2.1.2 Modelo E.F.

En el paramento de aguas arriba las tensiones máximas de compresión alcanzan los 4.8 MPa en el arranque de la bóveda, en la zona más profunda de la cimentación (fondo del valle).

El M.E.F. muestra también en esta zona un pico de tensión, alrededor del arranque de la ménsula central (6.5 Mpa), que se ha excluido desde el punto de vista del análisis comparativo por no considerarse representativo (ver **Figura 35**).

A lo largo del contorno de la cimentación se registran otros picos tensionales los cuales han sido también excluidos del análisis.

En la zona central de la presa, entre las cotas 995-1'030 m.s.n.m. se localiza una zona de ligeras tracciones, cuyo valor extremo alcanza -0.1 MPa a la cota 1'010 m.s.n.m. No obstante, estos niveles de tracción son muy reducidos y puede concluirse que todo el paramento de aguas arriba se encuentra en un estado de compresión en este caso de carga.

En el paramento de aguas abajo la compresión máxima tiene lugar en la ménsula central a la cota 975 m.s.n.m., siendo su valor máximo de 1.6 MPa.

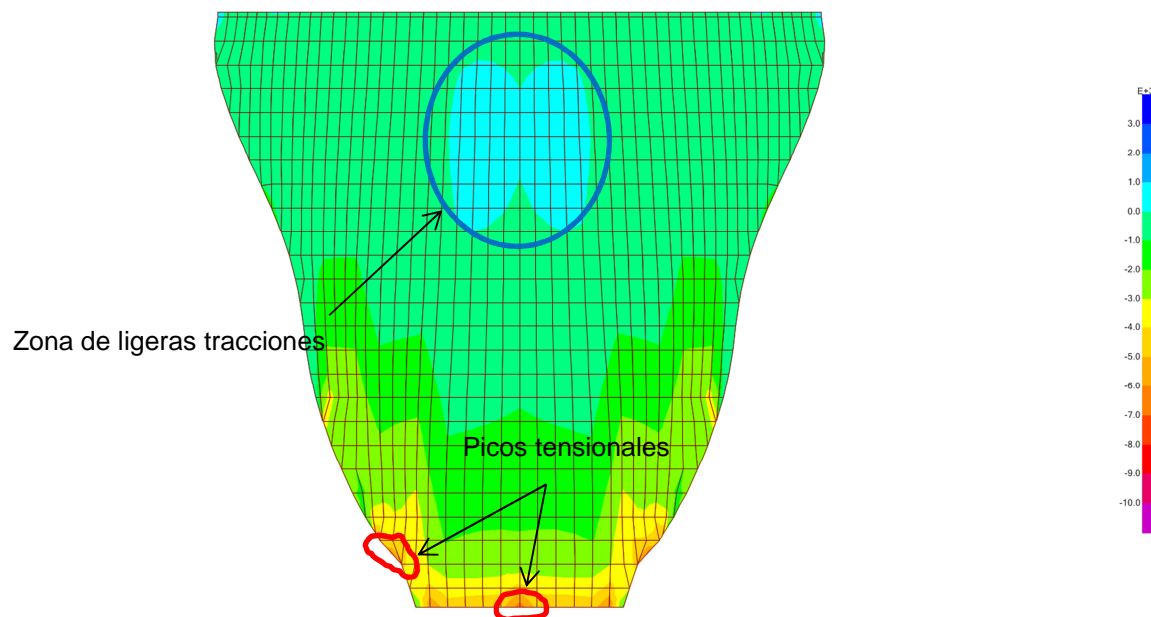


Figura 35: Tensión S33 (vertical) en el paramento de aguas arriba.

Toda la zona central de la presa se encuentra comprimida, desde arranques a coronación. En cambio, en los arranques correspondientes a los estribos se detectan zonas puntuales traccionadas, con valores del orden de -0.8 MPa y picos de -2 MPa (estos últimos considerados no representativos).

Como se ha comentado en el párrafo anterior, estas zonas de tracción son localizadas, encontrándose el resto de los estribos totalmente comprimidos. Esta característica difiere del modelo arco-ménsula de proyecto, donde el fenómeno de tracciones en el arranque aguas abajo de las ménsulas ubicadas en estribos es generalizado.

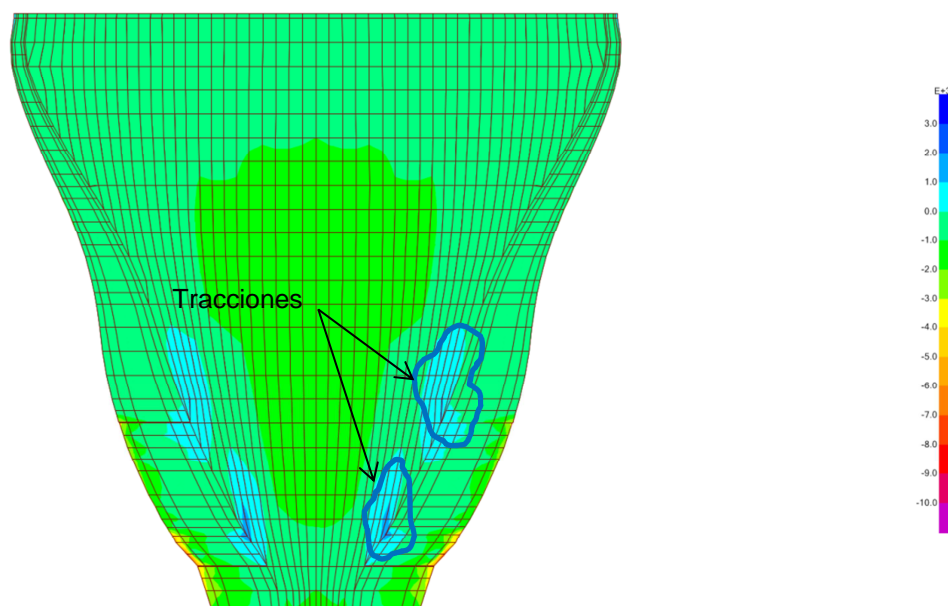


Figura 36: Tensión S33 (vertical) en el paramento de aguas abajo.

8.2.1.3 Comparación

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	3.68	1.65	4.80	1.61
$\sigma_{(t,v)}$	-0.08	-0.38	-0.10	-0.79
$\sigma_{(c,h)}$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{(t,h)}$	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 2: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

En la **Tabla 2** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. Los resultados mostrados por el M.E.F. concuerdan de modo general con los obtenidos mediante el modelo arco-ménsula, tanto en orden de magnitud como en posición. La compresión máxima en el pie de aguas arriba resulta superior en el M.E.F.

No obstante, cabe destacar que ambos modelos no son comparables a la hora de analizar las tracciones registradas en el arranque de las ménsulas más próximas a los estribos, puesto que el modelo arco-ménsula no proporciona los valores que se producirían en caso de no existir las muletas.

Sin embargo, y en relación con estas tracciones, puede concluirse que mientras que en el modelo arco-ménsula dicho fenómeno se mantiene constante a lo largo de los estribos, en el M.E.F. las zonas traccionadas aparecen de modo más bien localizado.

8.2.2 *Peso propio + empuje hidrostático*

8.2.2.1 Modelo arco-ménsula

– Ménsulas:

En el paramento de aguas arriba, las compresiones máximas se producen en la zona correspondiente a la ménsula C, en torno al arco 5 (cota 935.5 m.s.n.m.) con un valor máximo de 2 MPa. Este valor se encuentra muy próximo a los registrados en la zona central (1.79 MPa en ménsula A y 1.86 MPa en ménsula B).

Cabe destacar que todas las ménsulas se encuentran comprimidas en este paramento salvo la central, que experimenta una ligera tracción de -0.025 MPa en su empotramiento.

El paramento de aguas abajo también se encuentra totalmente comprimido. No se experimenta por lo tanto ninguna tracción y el valor máximo de las compresiones es de 3.76 MPa, produciéndose en el arranque de la ménsula central.

– Arcos:

La mayor compresión registrada en el paramento de aguas arriba se produce en torno al arco 3 (cota 982.5 m.s.n.m.) y su valor alcanza los 4.3 MPa en la clave del arco. El resto de los arcos también presentan su valor máximo de compresión en clave (a excepción del arco 1).

Cabe destacar que los arcos muestran en el paramento de aguas arriba un estado tensional de compresión a lo largo de su longitud a excepción de las zonas de arranques en las cuales se registran tracciones (a excepción del arco 1 que está totalmente comprimido). El valor máximo de estas tracciones se produce alrededor del arco 3 (cota 982.5 m.s.n.m.) y su valor es de -0.62 MPa.

En lo que respecta al paramento de aguas abajo, la compresión máxima se produce también en el arco 3, con un valor máximo de 4.7 MPa en la zona de arranques.

En este paramento se encuentran totalmente comprimidos los arcos superiores (del 1 al 3) mientras que desde el arco 4 hasta la cimentación se experimentan tracciones en la zona central de clave y alrededores (desde ménsula A hasta ménsula B). El valor máximo se produce en el arco 5 con un valor de -0.79 MPa.

8.2.2.2 Modelo E.F.

– Tensiones verticales:

Las tensiones verticales máximas de compresión se producen en la zona inferior de la bóveda, desde la cota 920 m.s.n.m. hasta la 945 m.s.n.m. En esta zona los valores máximos de compresión se encuentran en torno a los 3.59 MPa, en las proximidades de los estribos (excluyendo picos tensionales).

Aunque las mayores compresiones no tienen lugar de modo general en el arranque de la bóveda en el fondo del valle sino en el intervalo definido en el párrafo anterior, cabe destacar que

puntualmente el arranque de la ménsula central presenta el valor máximo de compresión (2.5 MPa). Este valor difiere con respecto al del modelo arco ménsula, donde dicho arranque presenta una ligera tracción. Así pues, esta diferencia puede ser debida al pico de compresiones que se produce en el caso de carga del peso propio y que no fue considerado representativo. Este punto no constituye pues una referencia y no sirve como base de comparación entre ambos modelos.

El paramento de aguas arriba se encuentra totalmente en un estado tensional de compresión a excepción de la zona de arranque superior desde la cota 985 m.s.n.m. hasta la 1'015 m.s.n.m. Los valores de estas tracciones se encuentran en torno a los -0.5 MPa.

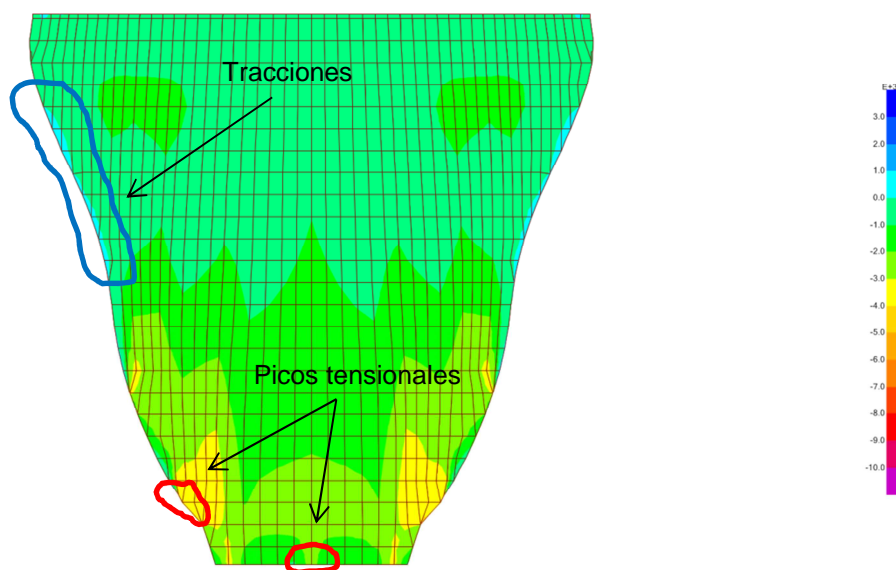


Figura 37: Tensión S33 (vertical) en el paramento de aguas arriba.

El paramento de aguas abajo no se encuentra totalmente comprimido sino que se detectan diferentes zonas de tracción, las más grandes ubicadas cerca de la coronación y otras de carácter más localizado próximas a los estribos. El valor máximo de la tracción en la zona superior se encuentra alrededor de -0.4 MPa. En las inferiores los valores son de -0.1 / -0.2 MPa.

La máxima compresión también tiene lugar en el arranque de la ménsula central con un valor máximo de 3.23 MPa.

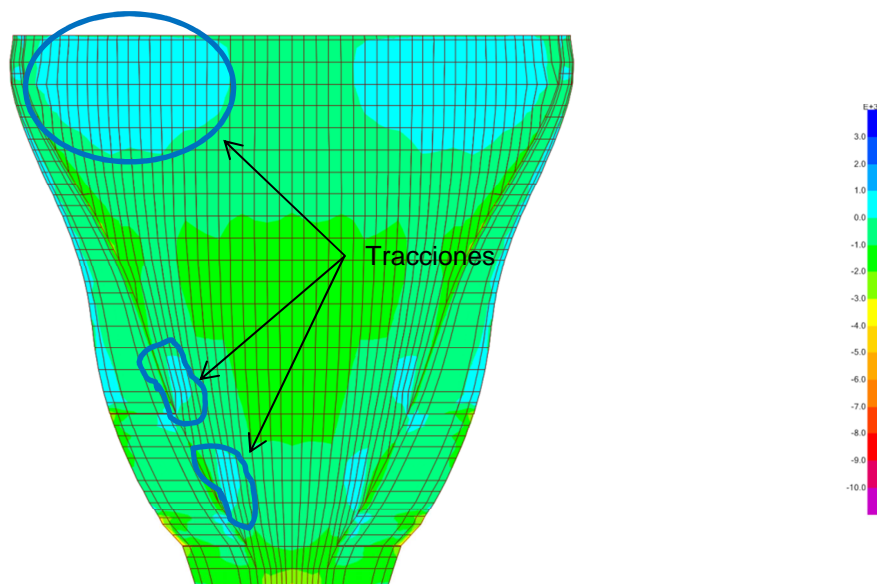


Figura 38: Tensiones S33 aguas abajo.

– Tensiones horizontales:

En el paramento de aguas arriba las tensiones máximas de compresión también se producen en las claves de la bóveda, con un valor máximo de 3.9 MPa a la cota 985 m.s.n.m.

En lo que respecta a las tracciones, la totalidad del paramento se encuentra comprimido. Solamente a la cota 930 m.s.n.m. se genera un pico en el arranque de cimentación que se ha excluido del análisis por no considerarse representativo.

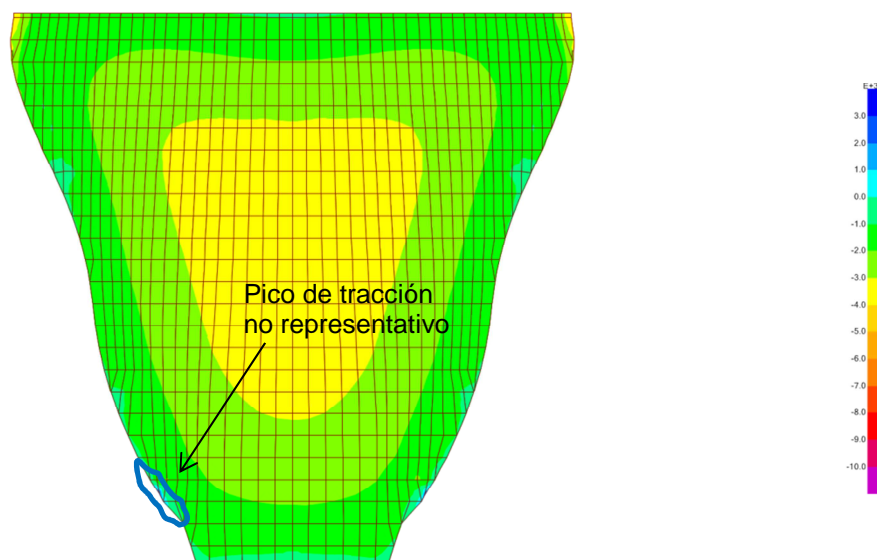


Figura 39: Tensiones S22 aguas arriba.

El paramento de aguas abajo se encuentra totalmente comprimido a excepción de la zona de clave entre la cota 920-925 m.s.n.m. El valor máximo de tracción es de -0.3 MPa.

El resto de la bóveda se encuentra a compresión. Los mayores valores se producen en las zonas de arranques, siendo la zona más solicitada la que se encuentra entre las cotas 955 m.s.n.m. y 1'110 m.s.m., con valores alrededor de los 6.5 MPa.

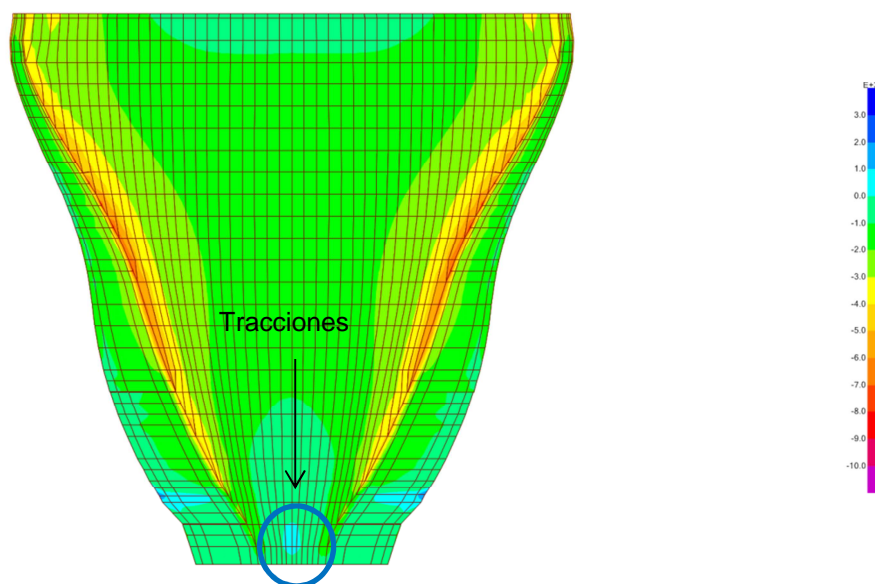


Figura 40: Tensiones S22 aguas abajo.

8.2.2.3 Conclusiones

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	2.00	3.76	3.59	3.30
$\sigma_{(t,v)}$	-0.03	0	-0.47	-0.42
$\sigma_{(c,h)}$	4.30	4.70	3.90	6.50
$\sigma_{(t,h)}$	-0.62	-0.79	0.00	-0.25

Tabla 3: Resumen tensiones horizontales y verticales.

En la **Tabla 3** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. En dirección vertical (ménsulas), los resultados mostrados por el M.E.F se ajustan a los obtenidos mediante el modelo arco-ménsula en lo que se refiere al estado tensional de compresión. Sin embargo, ambos modelos arrojan resultados distintos en relación con el estado tensional de tracción. Así pues, mientras que el modelo arco-ménsula presenta ambos paramentos totalmente comprimidos (solo se registra una tracción despreciable en el pie de aguas arriba de la ménsula central), en el M.E.F. se registran diversas zonas de tracción, tanto en el paramento de aguas arriba como en el de aguas abajo.

En dirección horizontal ocurre lo contrario. El modelo arco-ménsula presenta tracciones en el paramento de aguas arriba de los arcos, en su empotramiento con la cimentación, mientras que el modelo de elementos finitos muestra este paramento totalmente comprimido. Aguas abajo, la zona de tracciones en clave también resulta mayor en el modelo arco-ménsula, abarcando la mitad inferior de la altura de la presa. Sin embargo, en el modelo de elementos finitos la superficie traccionada es mucho más pequeña, quedando reducida a la zona inferior inmediata a la cimentación.

Pese a que en el M.E.F. los arcos presentan un nivel inferior de tracciones con respecto al modelo arco-ménsula, cabe destacar que las compresiones máximas alcanzan valores mayores en el paramento de aguas abajo, en la zona de empotramiento de los arcos.

8.2.2.4 Tensiones principales

En el paramento de aguas arriba, la tensión principal máxima (compresión) se alcanza en la zona de clave a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 3.9 MPa. Este valor se encuentra muy próxima al que tiene lugar en las zonas de arranque a la cota 930 m.s.n.m. y en las proximidades de la coronación.

En el paramento de aguas abajo, las tensión principal máxima tiene lugar en la zona de arranques a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 8.04 MPa.

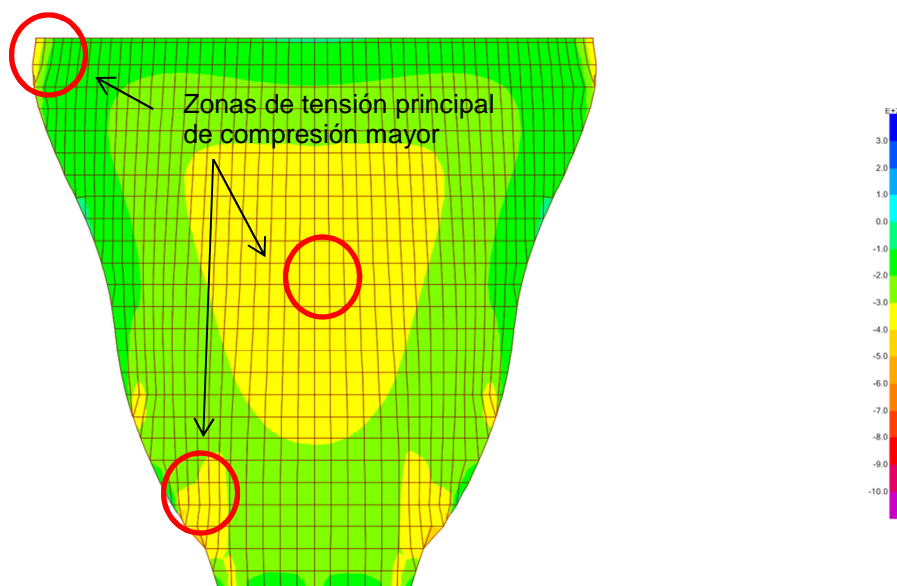


Figura 41: Tensiones principales máximas aguas arriba,

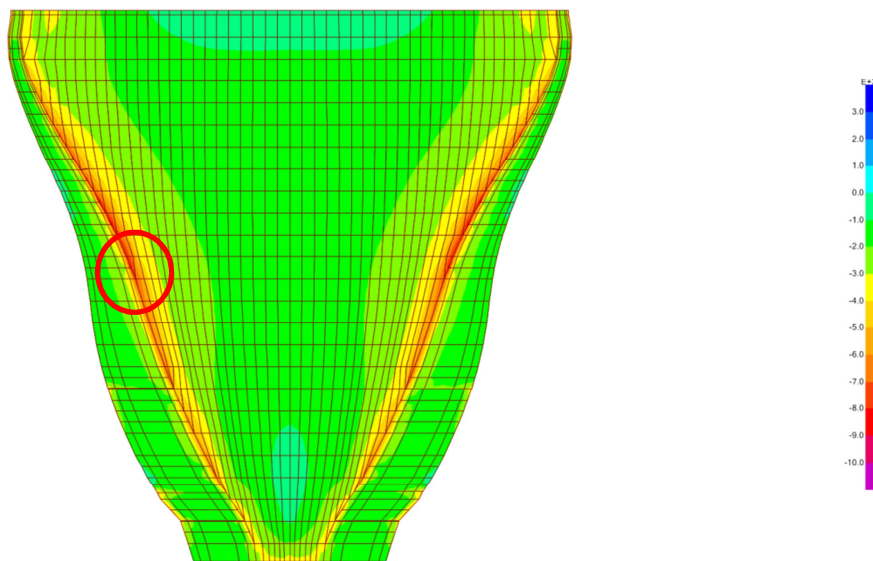


Figura 42: Tensiones principales máximas aguas abajo.

En cuanto a las tensiones principales mínimas (tracción), en el paramento de aguas arriba se alcanzan valores de -1.53 MPa en las zona de arranque, a la cota 940 m.s.n.m. En las proximidades de esta zona existe un pico tensional que se ha despreciado por no considerarse representativo.

En el paramento de aguas abajo la tensión principal de tracción alcanza un valor de -0.73 MPa a la cota 940 m.s.n.m., en las proximidades del arranque.

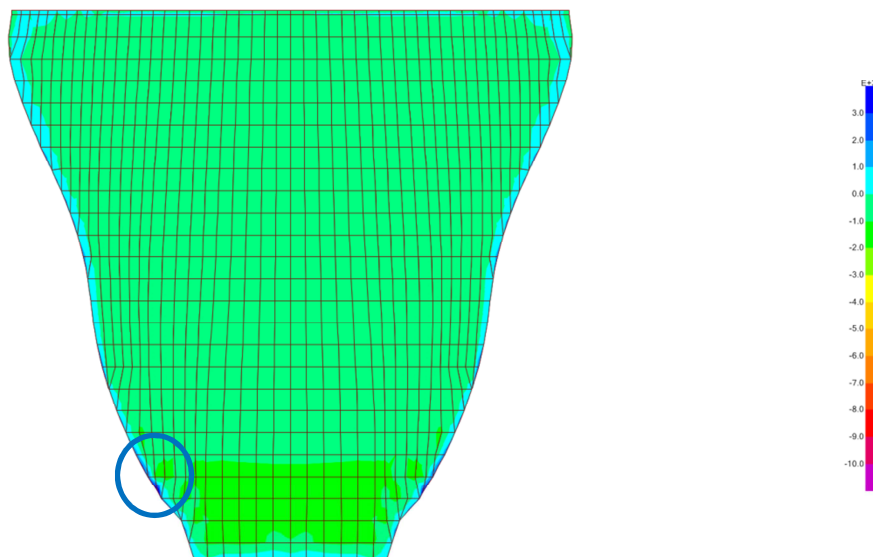


Figura 43: Tensiones principales mínimas aguas arriba.

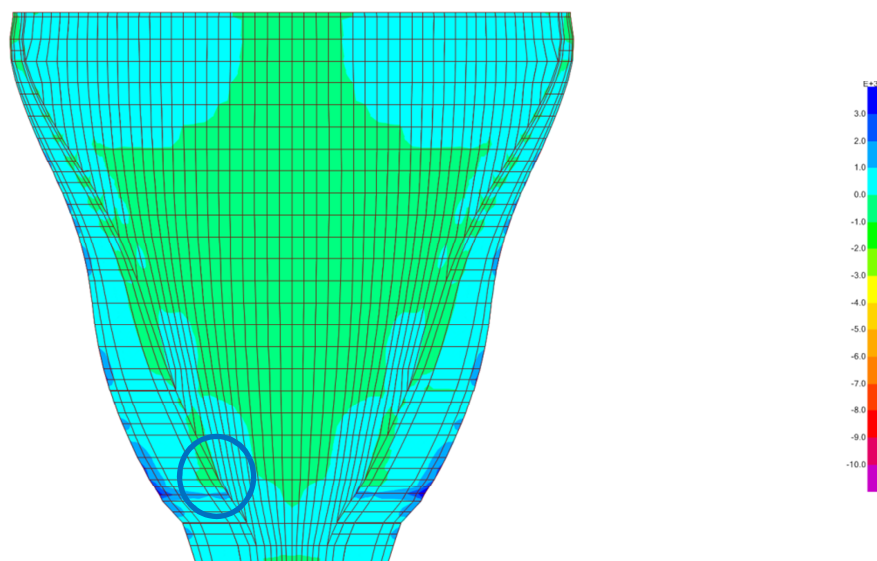


Figura 44: Tensiones principales mínimas aguas abajo.

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo
$\sigma_{\text{máx.}}$	3.9	8.04
$\sigma_{\text{mín.}}$	-1.53	-0.73

Tabla 4: Tensiones principales.

8.2.3 *Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano*

8.2.3.1 Modelo arco-ménsula

– Ménsulas

Las mayores compresiones en el paramento de aguas arriba se producen en la zona central, entre las cotas 920 m.s.n.m. y 935.5 m.s.n.m., correspondientes a los arcos 5 y 6. El máximo valor se alcanza en la ménsula C y su valor es de 1.64 MPa.

En dicho paramento también se generan tracciones de modo generalizado de estribo a estribo en torno al arco 3 (cota 982.5 m.s.n.m.). Su valor máximo es de -0.5 MPa produciéndose en la posición correspondiente a la ménsula F.

En cuanto al paramento de aguas abajo, las tensiones máximas se encuentran siempre en la zona de arranques, con un valor extremo de 3.75 MPa en la ménsula central, no generándose ninguna tracción en toda la superficie de dicho paramento.

– Arcos:

En el paramento de aguas arriba las compresiones más altas se dan en la zona de clave, entre los arcos 3 y 5 (cotas 935.5 m.s.n.m. y 982.5 m.s.n.m.), siendo su valor máximo de 3.2 MPa.

Las tracciones, en cambio, se producen de modo generalizado en la zona de arranques, a excepción del arco 1 que se encuentra comprimido en su totalidad. Entre los arcos 2 y 4 (cotas 959 m.s.n.m. - 1'006 m.s.n.m.) se generan las mayores tracciones, con valor uniforme en torno a -1 MPa.

En el paramento de aguas abajo la compresión máxima se produce a la altura del arco 3 (982.5 m.s.n.m.) alcanzando en la zona de arranques un valor de 5.13 MPa.

En lo que respecta a las tracciones, se detectan dos zonas, una en la zona de clave inferior (entre los arcos 5 y 6), y otra en el arranque del arco superior (arco 1) con valores máximos de -0.77 MPa y -0.62 MPa respectivamente.

8.2.3.2 Modelo E.F.

– Tensiones verticales

En el paramento de aguas arriba, las tensiones de compresión más elevadas tienen lugar entre las cotas 925 m.s.n.m. y 935 m.s.n.m., en las proximidades a la cimentación. Despreciando los picos tensionales, los valores máximos se encuentran en torno a los 3 MPa.

En cuanto a las tracciones, se detecta una banda de estribo a estribo entre las cotas 980 m.s.n.m. y 1'100 m.s.n.m. Esta banda no es continua sino a modo de "nubes", con valores en torno a -0.17 MPa. A medida que se aproxima a los estribos la franja se amplía, llegando a abarcar en zona de arranques desde las cotas 955 m.s.n.m. a la 1'020 m.s.n.m., con valores que alcanzan los -0.97 MPa.

Cabe añadir a las zonas ya comentadas, que en el arranque de la bóveda entre las cotas 935 m.s.n.m. y 940 m.s.n.m. también se registran tracciones del orden de -0.4 MPa.

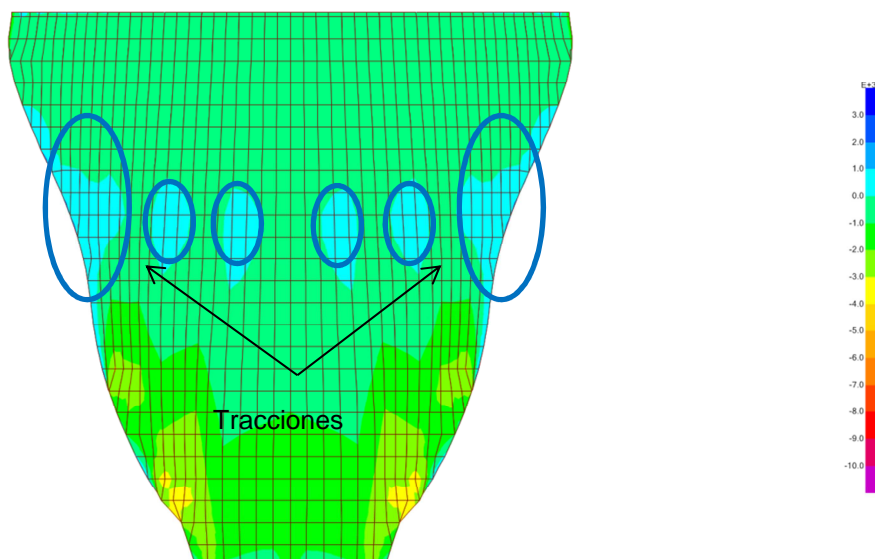


Figura 45: Tensiones S33 aguas arriba.

En el paramento de aguas abajo la mayor tensión de compresión tiene lugar en el arranque de la ménsula central, con un valor de 4 MPa. En lo que respecta a las tracciones, solamente en la zona próxima a la coronación se registra una zona en la cual los valores extremos alcanzan los -0.16 MPa.

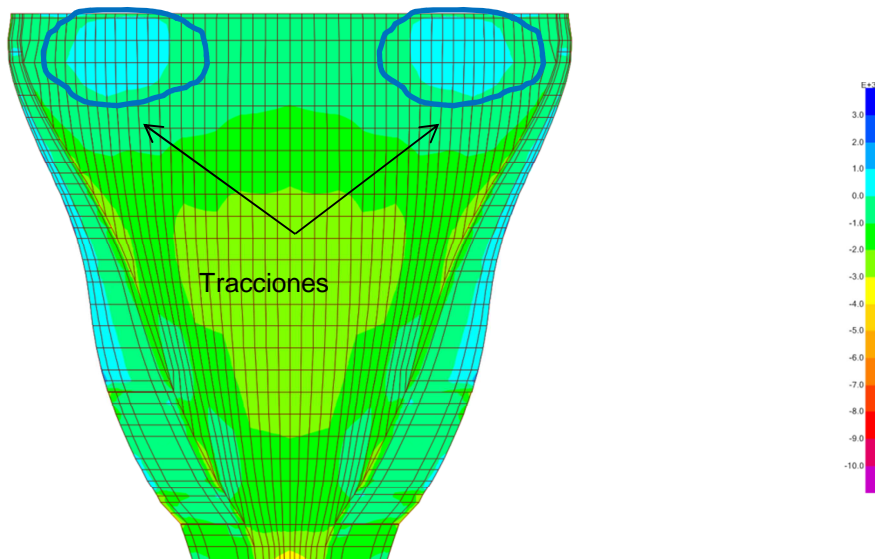


Figura 46: Tensiones S33 aguas abajo.

– Tensiones horizontales

En el paramento de aguas arriba se registran dos zonas de mayor compresión. La primera en el interior del cuerpo de presa, a media altura, que alcanza su valor máximo a la cota 985 m.s.n.m. con un valor de 2.64 MPa. La segunda se ubica la zona de arranques próxima a la coronación, cuyo valor máximo despreciando picos se encuentra en torno a los 4.25 MPa.

El M.E.F. no muestra en este paramento existencia de tracciones, a excepción de un pico tensional en zona de arranques a la cota 930 m.s.n.m. que se ha despreciado por no considerarse representativo.

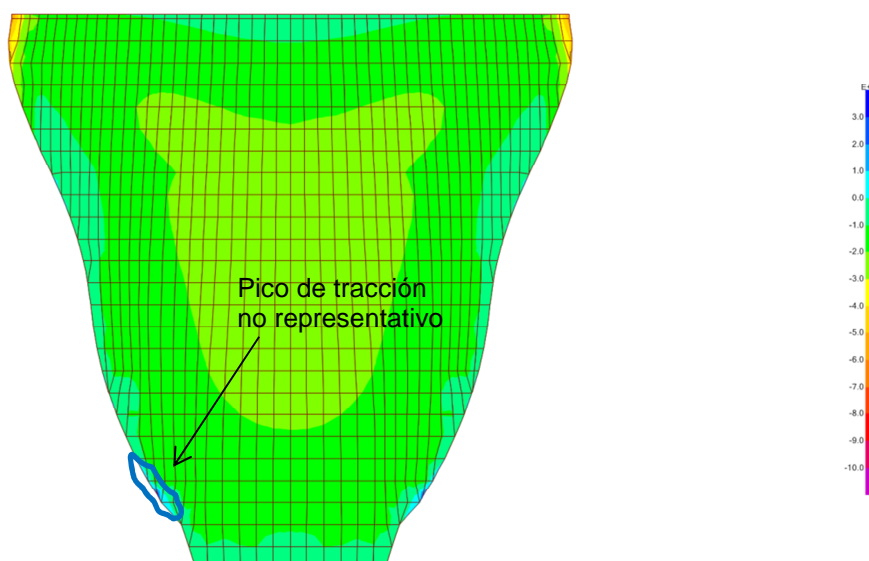


Figura 47: Tensiones S22 aguas arriba.

En el paramento de aguas abajo los valores máximos de compresión tienen lugar en la zona de arranques, alcanzando un valor máximo uniforme alrededor de 7 MPa entre las cotas 985 m.s.n.m. y 1'000 m.s.n.m.

En este paramento se registran ligeras tracciones en la zona de clave inmediata a coronación con valores máximos de -0.16 MPa.

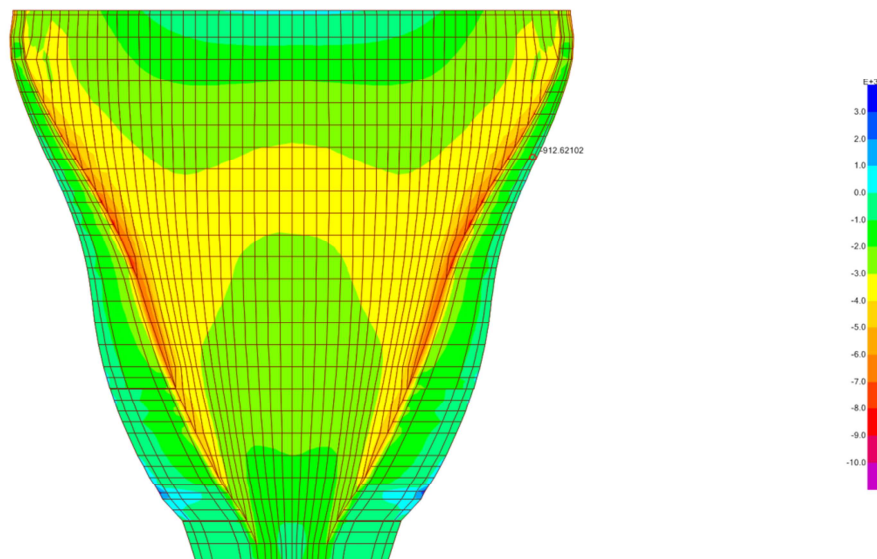


Figura 48: Tensiones S22 aguas abajo.

8.2.3.3 Comparación

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	1.64	3.75	2.94	4.00
$\sigma_{(t,v)}$	-0.50	0	-0.97	-0.16
$\sigma_{(c,h)}$	3.20	5.13	2.64 (*)	7.25
$\sigma_{(t,h)}$	-1.00	-0.77	0.00	-0.16

Tabla 5: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

(*) Valor en clave

En la **Tabla 5** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. En lo que respecta a las tensiones verticales en el paramento de aguas arriba, los dos modelos coinciden en las zonas donde se registran los valores más elevados de tensión, tanto de tracción como de compresión. No obstante, el modelo de E.F. obtiene valores más elevados en ambos extremos. Además, hay que añadir que el modelo de E.F. muestra otra zona pequeña de tracción ubicada a menor cota.

En el paramento de aguas abajo ambos cálculos coinciden en la posición y la magnitud de la compresión vertical máxima. En cambio, la principal diferencia estriba en que en el modelo de E.F. se observan unas zonas de tracción próximas a la coronación y a los estribos que el modelo arco-ménsula no muestra.

En cuanto a las tensiones horizontales, ambos modelos presentan una diferencia fundamental en el paramento de aguas arriba. Mientras que en modelo de E.F. no se registran tracciones en todo el

paramento, el modelo arco-ménsula muestra tracciones generalizadas en los arranques de los arcos prácticamente en toda la altura de la presa, con valores que alcanzan -1 MPa.

En cuanto a las compresiones que se dan en este paramento, hay que decir que ambos modelos coinciden aproximadamente en las tensiones máximas que se generan en la zona de clave. En cambio, otra diferencia importante consiste en que el modelo de E.F. muestra otra zona de compresiones en el arranque próximo a la coronación, con valores que superan a los del interior del cuerpo de presa.

El paramento de aguas abajo sigue la misma pauta que el de aguas arriba. Mientras el modelo arco-ménsula muestra dos zonas de tracciones (clave en fondo del valle y arranques en coronación), con valores próximos a -1 MPa, el modelo arco ménsula solo registra unas leves tracciones en la zona de clave del arco de coronación.

8.2.3.4 Tensiones principales

En el paramento de aguas arriba, la tensión principal máxima se alcanza en la zona de arranques próxima a coronación, con un valor máximo de 5.45 MPa. En el paramento de aguas abajo, las tensión principal máxima tiene lugar en la zona de arranques a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 8.85 MPa.

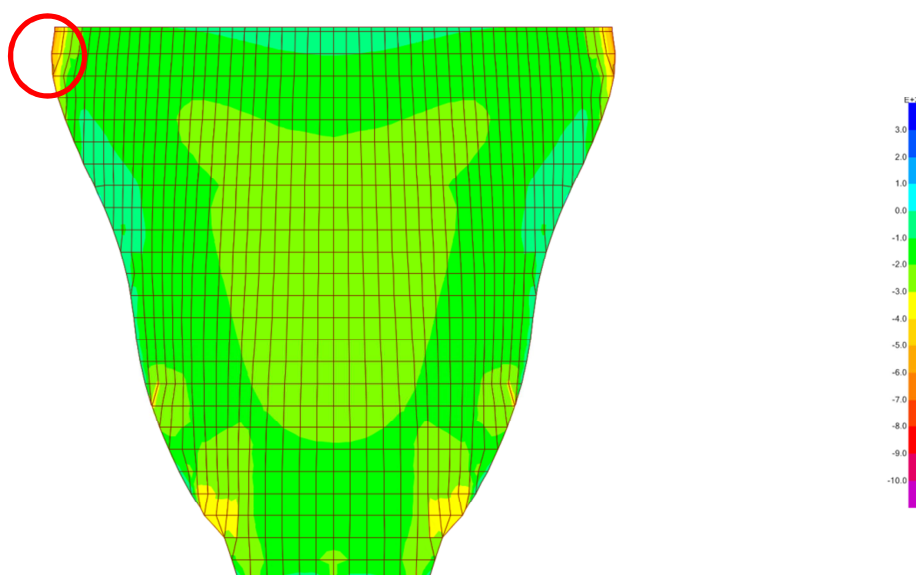


Figura 49: Tensiones principales máximas aguas arriba.

En lo que respecta a las tensiones principales de tracción, en el paramento de aguas arriba se alcanzan valores de -2.11 MPa en las zona de arranque, a la cota 940 m.s.n.m. En las proximidades de esta zona existe un pico tensional que se ha despreciado por no considerarse representativo.

En el paramento de aguas abajo la tensión principal de tracción alcanza un valor de -0.38 MPa en la zona próxima a coronación y al arranque simultáneamente.

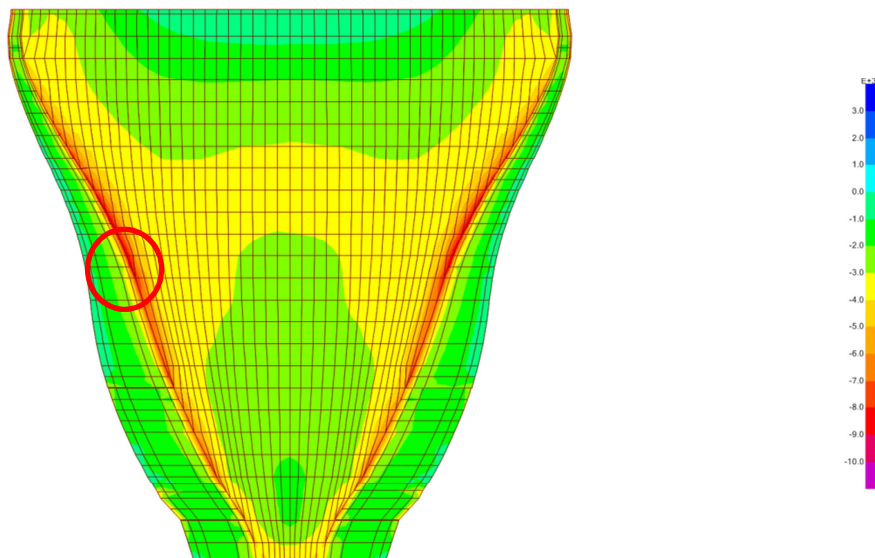


Figura 50: Tensiones principales máximas aguas abajo.

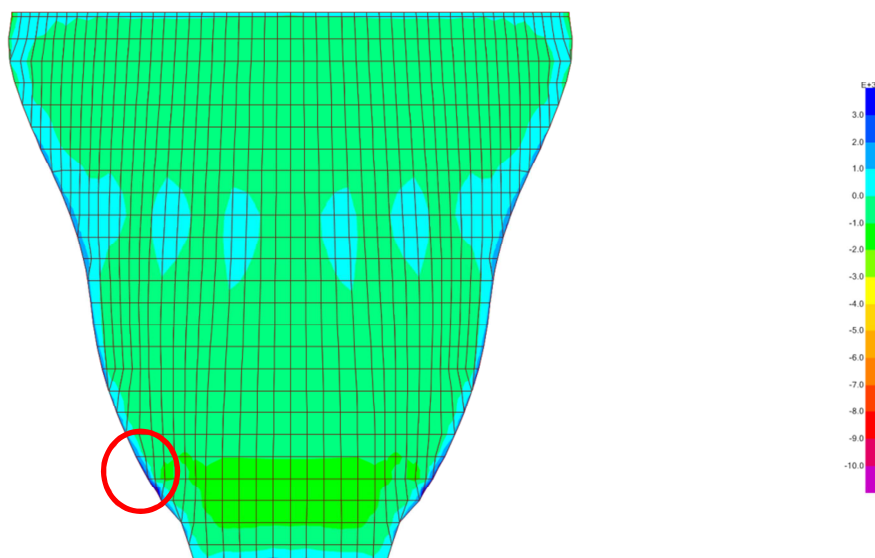


Figura 51: Tensiones principales máximas aguas arriba.

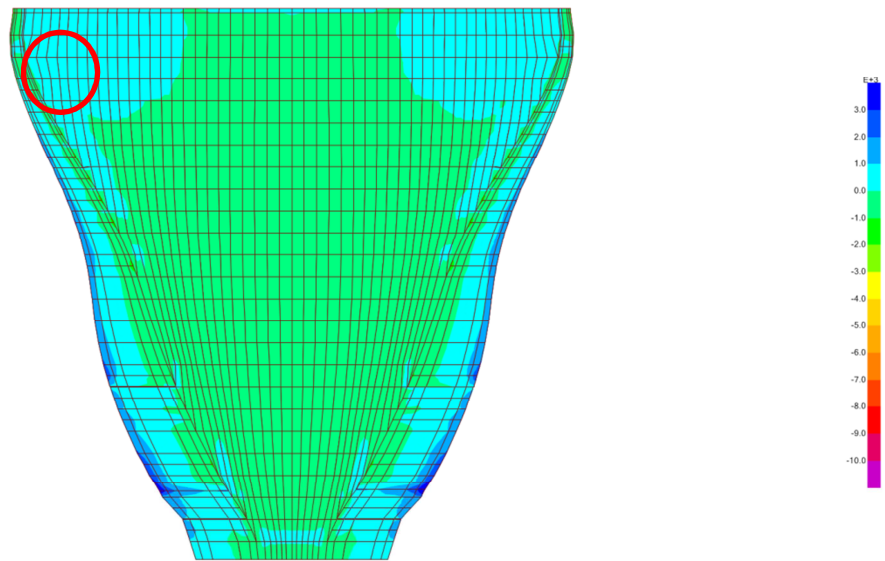


Figura 52: Tensiones principales máximas aguas abajo.

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo
$\sigma_{\text{máx.}}$	5.45	8.85
$\sigma_{\text{mín.}}$	-2.11	-0.38

Tabla 6: Tensiones principales.

8.2.4 *Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno*

8.2.4.1 Modelo arco-ménsula

– Ménsulas

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas se generan en torno al arco 5 (935.5 m.s.n.m.). Concretamente, el máximo valor se alcanza en la ménsula C y resulta ser de 2 MPa.

Dicho paramento se encuentra totalmente comprimido a excepción del arranque de la ménsula central donde se registra una tracción de -0.5 MPa.

Aguas abajo, la compresión máxima tiene lugar en el arranque de la ménsula central, con un valor de 4.25 MPa. La totalidad de las ménsulas se encuentran comprimidas, por lo que no se registran tracciones en ningún punto.

– Arcos

En el paramento de aguas arriba, la compresión máxima se produce en la clave del arco 3 (982.5 m.s.n.m.), con un valor de 4.5 MPa.

En lo que se refiere a las tracciones, la totalidad de arcos a excepción del arco 1 presentan tracciones en sus arranques, con un valor máximo de -0.55 MPa en el arco 4, siendo este nivel de tracciones prácticamente similar en los arranques de los arcos 2 y 3.

En el paramento de aguas abajo, las mayores solicitaciones de compresión tienen lugar en los arranques de los arcos 2, 3 y 4, con un valor máximo de 4.6 MPa en el arco 3.

Dicho paramento muestra una zona de tracciones en la clave próxima a la cimentación del fondo del valle (del arco 4 al 6), con un valor extremo de -0.82 MPa en el arco 5 (935.5 m.s.n.m.).

8.2.4.2 Modelo E.F.

– Tensiones verticales

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas se producen entre las cotas 925 m.s.n.m. y 940 m.s.n.m, en las proximidades de la cimentación. Despreciando los picos tensionales, las compresiones máximas que se obtienen son del orden de 3.41 MPa.

En este mismo paramento se producen tracciones en los estribos, en una zona amplia que abarca prácticamente la mitad superior de la presa (desde cota 980 m.s.n.m. hasta coronación), con unos valores máximos en torno a los -0.69 MPa a a la cota 1'110 m.s.n.m.

En el paramento de aguas abajo las tensiones de compresión máximas tienen lugar en el arranque de la ménsula central, con valores que alcanzan los 3 MPa.

Por otra parte, en este paramento se detectan diversas zonas de tracción. La más grande se localiza cerca de la coronación, con el límite inferior a la cota 1'015 m.s.n.m. y con un valor máximo de -0.4 MPa a la cota 1'025 m.s.n.m. Las otras dos se localizan en la mitad inferior de la presa,

próximas a las zonas de arranque. La más inferior presenta una tracción de -0.54 MPa, mientras que la superior es del orden de -0.31 MPa.

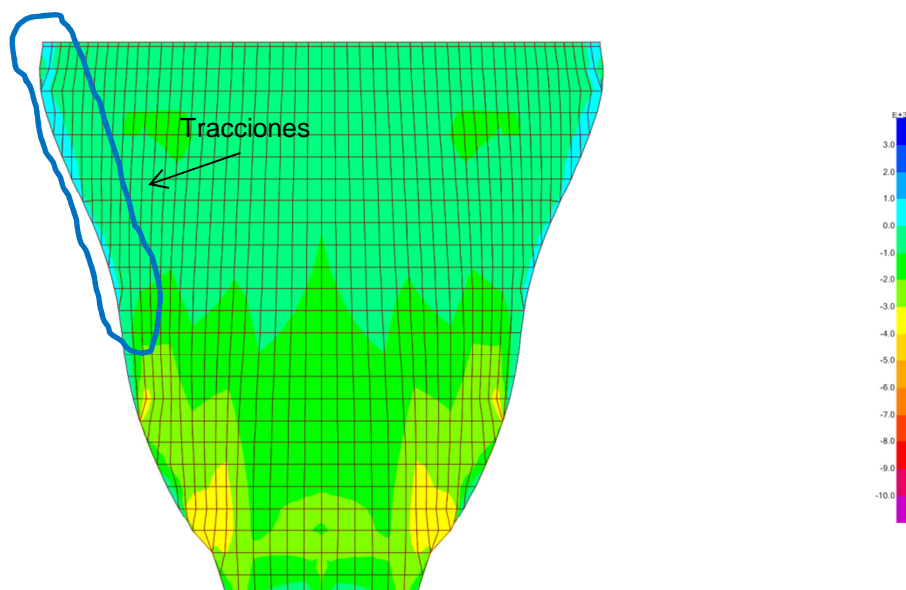


Figura 53: Tensiones S33 aguas arriba.

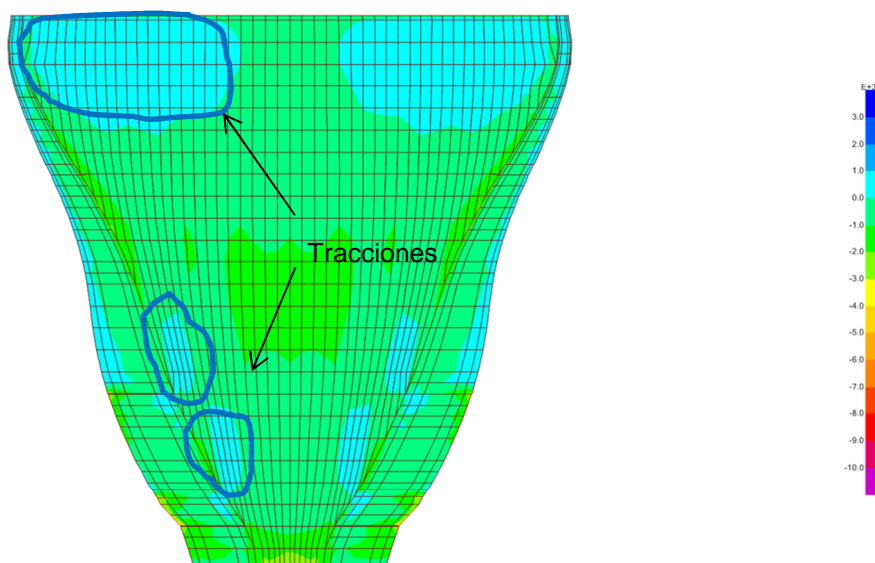


Figura 54: Tensiones S33 aguas abajo.

– Tensiones horizontales

Las compresiones máximas en el paramento de aguas arriba tienen lugar en la zona de clave, con un valor máximo de 4.2 MPa a la cota 1'100 m.s.n.m.

En lo que respecta a las tracciones, la totalidad del paramento se encuentra en compresión. Solamente se produce un pico de tensión en la cimentación que no se ha considerado representativo.

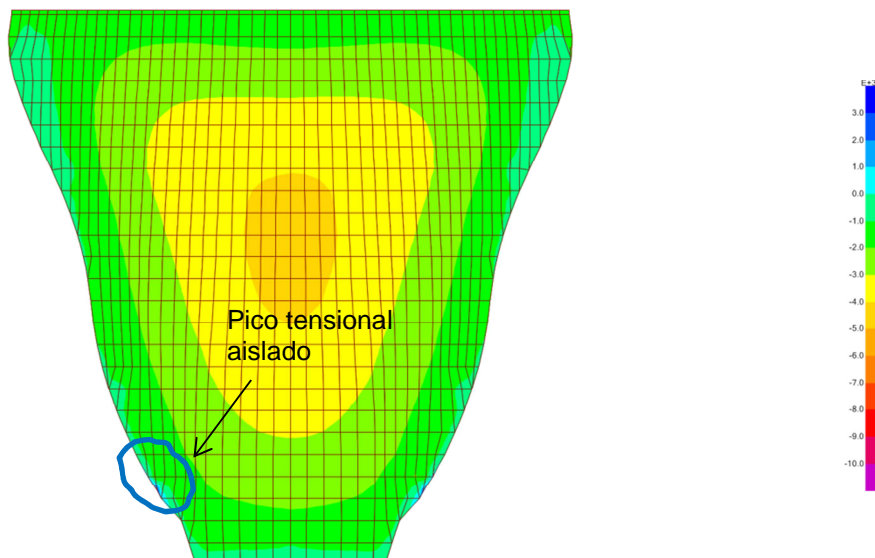


Figura 55: Tensiones S22 aguas arriba.

En el paramento de aguas abajo las compresiones máximas se alcanzan en los arranques de los estribos, con un valor máximo de 6.7 MPa a la cota 990 m.s.n.m.

La única zona de tracciones que presenta este paramento se ubica en la zona de clave próxima a la cimentación, donde se alcanzan valores máximos de -0.7 MPa.

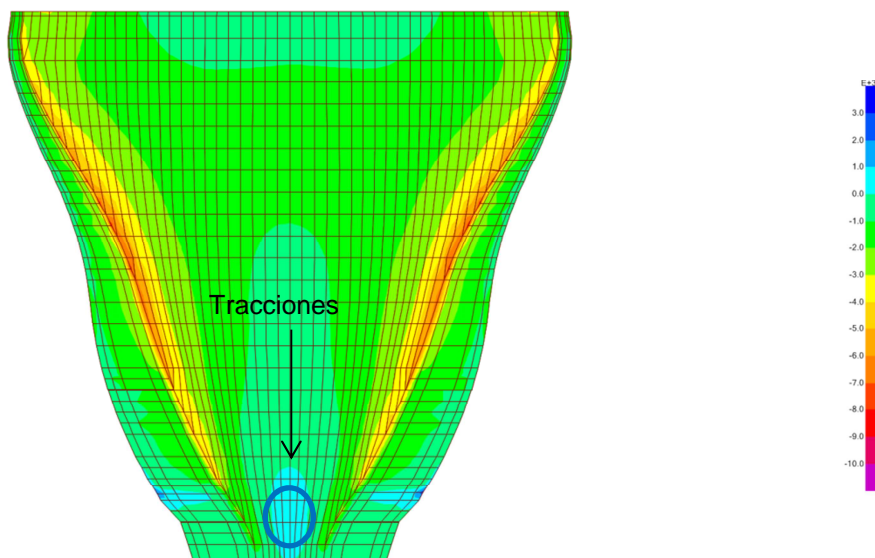


Figura 56: Tensiones S22 aguas abajo.

8.2.4.3 Comparación

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	2.00	4.25	3.41	3.00
$\sigma_{(t,v)}$	-0.50	0	-0.69	-0.54
$\sigma_{(c,h)}$	4.50	4.60	4.20	6.70
$\sigma_{(t,h)}$	-0.55	-0.82	0.00	-0.70

Tabla 7: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

En la **Tabla 7** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. En lo que respecta a las tensiones verticales, este caso de carga presenta diferencias fundamentalmente en lo que respecta a las zonas en las que se desarrollan tracciones. En el paramento de aguas arriba, el modelo arco-ménsula prevé aparición de tracciones en el arranque de la ménsula central. En cambio, el modelo de elementos finitos muestra compresiones en esta zona, presentado por contra una zona amplia de tracciones en la mitad superior de los estribos.

En el paramento de aguas abajo continúan las diferencias. Mientras que el modelo arco-ménsula no se detectan tracciones verticales en este paramento, en el modelo de elementos finitos se desarrollan diferentes zonas de tracciones a lo largo de toda la altura.

A todo ello hay que añadir que ambos modelos también presentan valores de compresión ligeramente distintos.

Por otro lado, ambos modelos presentan menos diferencias en lo que a las tensiones horizontales se refiere. Cabe resaltar solamente en el paramento de aguas arriba que, mientras que el modelo arco-ménsula prevé el desarrollo de tracciones en gran parte del arranque de los arcos, el modelo de elementos finitos arroja un estado tensional total de compresión.

8.2.4.4 Tensiones principales

En el paramento de aguas arriba, la tensión principal máxima (compresión) se alcanza en la zona de clave a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 4.22 MPa. Por otro lado, en el paramento de aguas abajo, la tensión principal máxima tiene lugar en la zona de arranques a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 8.07 MPa.

En cuanto a las tensiones principales mínimas, en el paramento de aguas arriba se alcanzan valores de -1.91 MPa en la zona de arranque, a la cota 940 m.s.n.m. En las proximidades de esta zona existe un pico tensional que se ha despreciado por no considerarse representativo.

En el paramento de aguas abajo la tensión principal de tracción alcanza un valor de -0.9 MPa a la cota 940 m.s.n.m., en las proximidades del arranque.

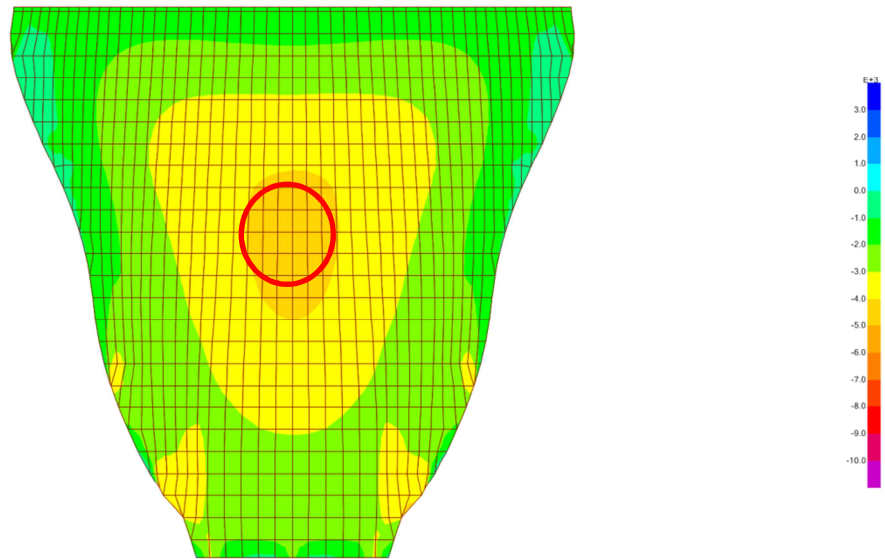


Figura 57: Tensiones principales máximas aguas arriba.

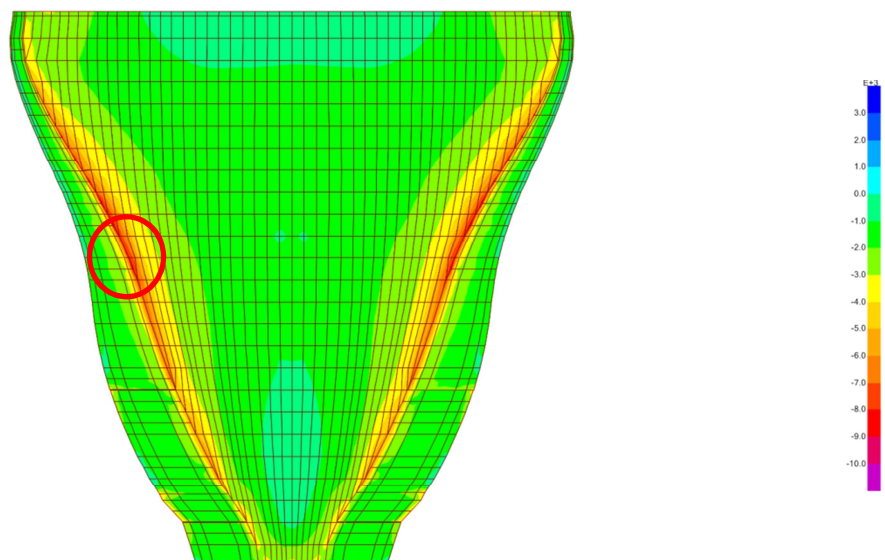


Figura 58: Tensiones principales máximas aguas abajo.

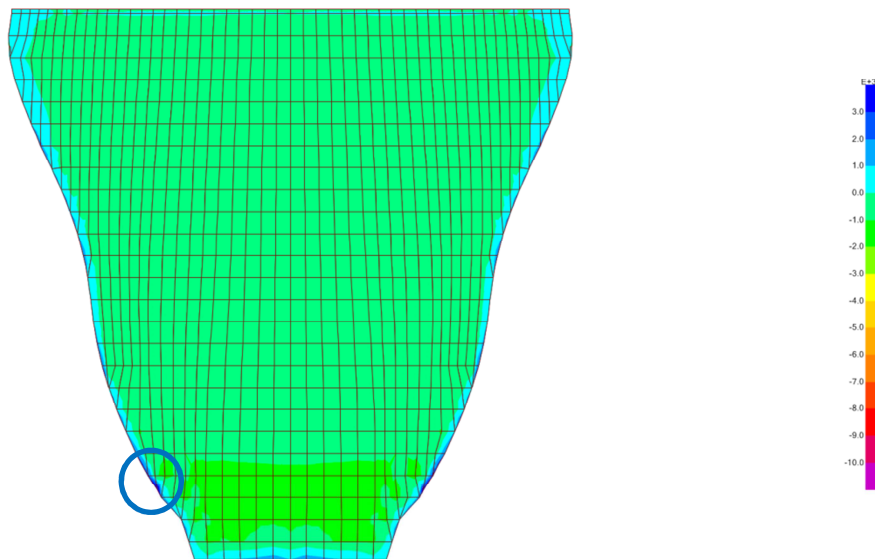


Figura 59: Tensiones principales mínimas aguas arriba

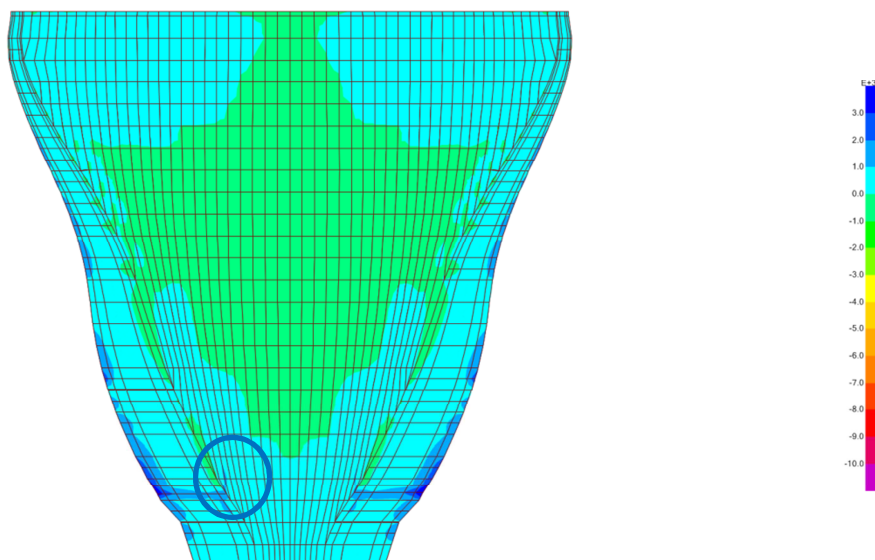


Figura 60Tensiones principales mínimas aguas abajo

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo
$\sigma_{\text{máx.}}$	4.22	8.07
$\sigma_{\text{mín.}}$	-1.91	-0.9

Tabla 8: Tensiones principales.

8.2.5 Resumen de los casos de carga estáticos

	Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
		Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
PP	$\sigma_{(c,v)}$	3.68	1.65	4.80	1.61
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.08	-0.38	-0.10	-0.79
	$\sigma_{(c,h)}$	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\sigma_{(t,h)}$	0.00	0.00	0.00	0.00
PP+W	$\sigma_{(c,v)}$	2.00	3.76	3.59	3.30
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.03	0	-0.47	-0.42
	$\sigma_{(c,h)}$	4.30	4.70	3.90	6.50
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.62	-0.79	0.00	-0.25
PP+W+TV	$\sigma_{(c,v)}$	1.64	3.75	2.94	4.00
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.50	0	-0.97	-0.16
	$\sigma_{(c,h)}$	3.20	5.13	2.64	7.25
	$\sigma_{(t,h)}$	-1.00	-0.77	0.00	-0.16
PP+W+TI	$\sigma_{(c,v)}$	2.00	4.25	3.41	3.00
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.50	0	-0.69	-0.54
	$\sigma_{(c,h)}$	4.50	4.60	4.20	6.70
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.55	-0.82	0.00	-0.70

Tabla 9: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

- En situación de embalse vacío, el comportamiento que manifiesta la estructura en ambos modelos sigue el mismo patrón. La compresión máxima en el pie de aguas arriba en la parte central de la presa resulta mayor en el modelo de elementos finitos (4.8 MPa) con respecto al modelo arco-ménsula (3.68 MPa).
- En este caso de carga, ambos modelos muestran la existencia de tracciones en el arranque por aguas abajo de la bóveda, en zona de estribos. El modelo arco-ménsula presenta tracciones generalizadas a lo largo del estribo, mientras que el modelo de elementos finitos solamente muestra tracciones localizadas. Ambos modelos no pueden compararse a la hora de evaluar el valor absoluto de estas tracciones puesto que el modelo arco-ménsula considera la presencia de muletas en el paramento de aguas arriba.
- La situación correspondiente a peso propio y embalse lleno, considerada una de las más relevantes para el dimensionamiento de una presa bóveda, presenta una buena correspondencia entre ambos modelos. Las zonas en las cuales se desarrollan las mayores tensiones de compresión, tanto verticales como horizontales, son las mismas en ambas metodologías. No obstante, el modelo de elementos finitos presenta una tensiones relativamente mayores en la componente vertical del paramento de aguas arriba (3.59 MPa frente a 2 MPa) y también en la componente horizontal en zona de arranques aguas abajo (6.5 MPa frente a 4.7 MPa).

- En el modelo arco-ménsula los arcos más cargados presentan una tensión máxima de compresión aproximadamente igual en el paramento de aguas arriba y en el de aguas abajo. En cambio, en el modelo de elementos finitos la tensión de compresión en arranque aguas abajo es mayor a la que tiene lugar en la zona de clave aguas arriba.
- La diferencia fundamental en esta combinación de acciones tiene lugar en las tracciones desarrolladas en el paramento de aguas arriba, en la zona de arranque de estribos. Mientras que el modelo arco-ménsula muestra la existencia de tracciones en el arranque de los arcos y no en el de las ménsulas, el modelo de elementos finitos manifiesta un comportamiento contrario, en el cual no se desarrolla tracciones horizontales pero sí verticales a lo largo del perímetro de arranque. Cabe comentar también que aguas abajo, la zona de tracciones horizontales que se desarrollan en la zona de clave resulta de menor magnitud en el modelo de elementos finitos.
- En este caso de carga, las tracciones verticales resultan mayores en el modelo de elementos finitos (-0.47 MPa frente a -0.03 MPa) sucediendo lo contrario con las tensiones horizontales (-0.25 MPa frente a -0.79 MPa).
- La combinación de acciones que incluye los efectos térmicos correspondientes a la estación estiva muestra en el modelo arco-ménsula un incremento de las tracciones en el paramento de aguas arriba, tanto verticales como horizontales. Las verticales se desarrollan fundamentalmente en el interior del cuerpo de presa, en una franja que va desde la margen derecha a la izquierda en la mitad superior de la presa. Las horizontales se desarrollan fundamentalmente en el arranque de los arcos. El modelo de elementos finitos muestra también la franja de tracciones verticales existentes entre estribos. En cambio, no experimenta tracciones horizontales en la zona de arranque. Este hecho se debe probablemente a que el modelo de elementos finitos considera una reducción de los efectos térmicos en las proximidades a la cimentación, que se encuentran embebidas en el interior del macizo rocoso y por lo tanto con menor afección externa.
- En el paramento de aguas abajo ambos modelos también presentan diferencias en lo que a tracciones se refiere, siguiendo el mismo patrón, es decir, con predominancia de tracciones horizontales en el modelo arco-ménsula y verticales en el de elementos finitos.
- En lo que respecta a las compresiones, cabe destacar que en este caso de carga los arcos más solicitados se ubican a menor cota en el modelo arco-ménsula que en el modelo de elementos finitos.
- En lo que se refiere a la última combinación estática, que considera los efectos térmicos correspondientes a la estación invernal, cabe destacar que se mantienen las diferencias existentes entre ambas metodologías en relación con las zonas de tracción tanto en el paramento de aguas arriba como en el de aguas abajo. Mientras que el modelo arco-ménsula muestra mayor desarrollo de tracciones en sentido horizontal, el modelo de elementos finitos

considera que los arcos se encuentran prácticamente en una situación completa de compresión, desarrollando en su lugar mayores tensiones de tracción en dirección vertical.

- En la siguiente tabla se muestra a modo resumen y considerando todas las combinaciones de acciones, los valores extremos de tracción y de compresión en sentido vertical y horizontal para ambas metodologías:

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	3.68	4.25	4.80	4.00
$\sigma_{(t,v)}$	-0.50	-0.38	-0.97	-0.79
$\sigma_{(c,h)}$	4.50	5.13	4.20	7.25
$\sigma_{(t,h)}$	-1.00	-0.82	0.00	-0.70

Tabla 10: Valores máximos de las tensiones horizontales y verticales.

8.3 Casos de carga dinámicos (pseudostáticos)

8.3.1 *Peso propio + empuje hidrostático + sismo*

8.3.1.1 Modelo arco-ménsula

– Ménsulas

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas tienen lugar a la altura del arco 5 (935.5 m.s.n.m.), alcanzando un valor de 1.95 MPa en torno a la ménsula C. En dicho paramento solamente registra tracciones en el arranque de la ménsula central, con un valor de -0.28 MPa.

Por otro lado, en el paramento de aguas abajo las tensiones de compresión muestran un valor máximo de 4.02 MPa en el arranque de la ménsula central. En este paramento las ménsulas se encuentran comprimidas en su totalidad.

– Arcos:

En el paramento de aguas arriba las máximas compresiones se producen en zona de clave, alcanzando un valor de 4.75 a la altura del arco 3 (982.5 m.s.n.m.). En lo que respecta a las tracciones, éstas se producen solamente en la zona de arranques de todos los arcos a excepción del arco 1, que se encuentra totalmente comprimido. El valor máximo se produce a la altura del arco 3 (982.5 m.s.n.m), con un valor de -0.7 MPa,

En el paramento de aguas abajo las compresiones alcanzan valores máximos en zona de arranques, con un valor de 5.24 MPa a la altura del arco 3 (982.5 m.s.n.m). Las tracciones, en cambio, tienen lugar en zona de clave, aproximadamente en la mitad inferior de la altura de la presa (desde el arco 4 hasta cimentación), con un valor de -0.84 MPa en el arranque del arco 5 (935.5 m.s.n.m).

8.3.1.2 Modelo de elementos finitos

– Tensiones verticales

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas se producen entre las cotas 925 m.s.n.m. y 940 m.s.n.m, en las proximidades de la cimentación. Despreciando los picos tensionales, las compresiones máximas que se obtienen son del orden de 3.41 MPa.

En este mismo paramento se registran tracciones en diversos puntos del estribo. La zona más importante es la que se encuentra entre las cotas 908 m.s.n.m. y 1'025 m.s.n.m., con un valor máximo de -0.69 MPa.

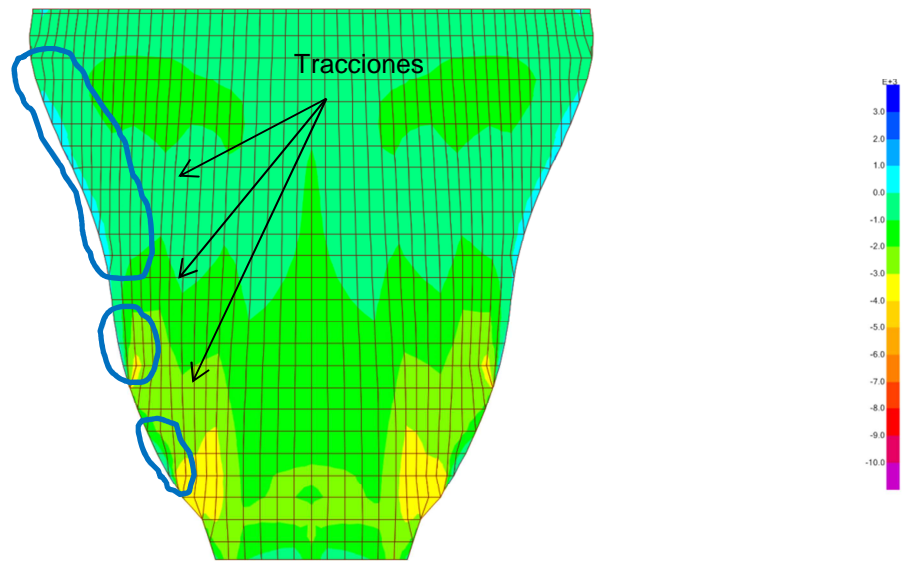


Figura 61: Tensiones S33 aguas arriba.

En el paramento de aguas abajo las compresiones máximas se alcanzan en el arranque de la ménsula central, con un valor máximo de 3.4 MPa. En este mismo paramento se detectan varias zonas de tracciones, dos de menor área en la mitad inferior próximas a los estribos y otras más importantes en la mitad superior, cerca de la coronación. En esta zona es donde se alcanza el valor más elevado, que es de -0.54 MPa.

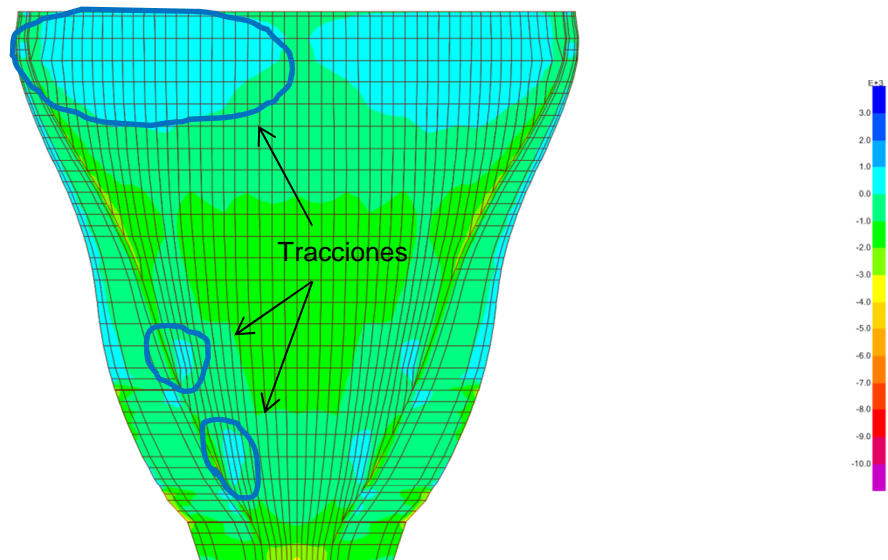


Figura 62: Tensiones S33 aguas abajo.

– Tensiones horizontales

En el paramento de aguas arriba la compresión máxima se alcanza a la cota 985 m.s.n.m. con un valor máximo de 4.54 MPa, en la zona de clave. En este paramento no se registran tracciones. Solamente en un arranque en zona de estribos, entre las cotas 930 m.s.n.m. y 935 m.s.n.m. se registra un pico puntual de tracción pero se ha descartado por no considerarse representativo.

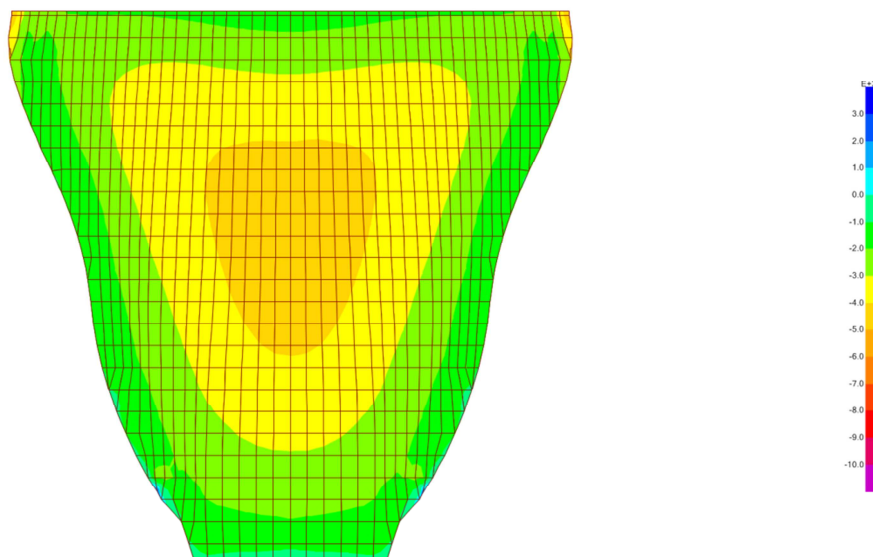


Figura 63: Tensiones S22 aguas arriba.

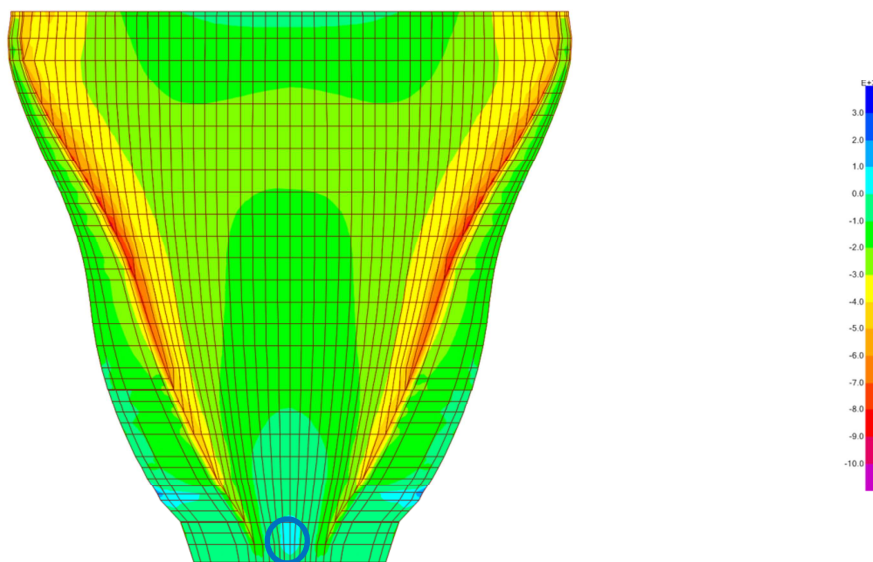


Figura 64: Tensiones S22 aguas abajo.

En lo que respecta al paramento de aguas abajo, las compresiones máximas tienen lugar en la zona de arranques, con un valor máximo de 7.84 MPa a la cota 990 m.s.n.m. y alrededores. En

cuanto a las tracciones, se registra una zona muy pequeña en la zona de clave entre las cotas 920 m.s.n.m. y 925 m.s.n.m., con un valor máximo de -0.34 MPa.,

8.3.1.3 Conclusiones

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	1.95	4.02	3.41	3.40
$\sigma_{(t,v)}$	-0.28	0.00	-0.69	-0.54
$\sigma_{(c,h)}$	4.75	5.24	4.54	7.84
$\sigma_{(t,h)}$	-0.70	-0.84	0.00	-0.34

Tabla 11: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

En la **Tabla 11** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. Ambos modelos vuelven a registrar diferencias en lo que respecta a las zonas traccionadas. Así pues, el modelo de elementos finitos muestra la existencia de tracciones verticales en la zona de estribos en el paramento de aguas arriba así como también la existencia de diversas zonas traccionadas en el paramento de aguas abajo, lo cual no se manifiesta en el modelo arco-ménsula.

En cambio, en éste último pueden observarse en el paramento de aguas arriba tracciones horizontales en los arranques de los arcos, mientras que el modelo de elementos finitos contempla dicho paramento comprimido en su totalidad.

En lo que se refiere a las compresiones, cabe destacar que la diferencia entre las tensiones horizontales máximas registradas en el arranque de los arcos, en su paramento de aguas abajo, donde el modelo de elementos finitos revela un valor considerablemente mayor (7.84 MPa) con respecto al arco-ménsula (5.24 MPa).

8.3.1.4 Tensiones principales

En el paramento de aguas arriba, la tensión principal máxima se alcanza en la zona de arranques próxima a la coronación, con un valor de 4.71 MPa. Este valor se encuentra muy próximo al que tiene lugar en la zona de clave a la cota 985 m.s.n.m., con un valor de 4.53 MPa.

En el paramento de aguas abajo, la tensión principal máxima tiene lugar en la zona de arranques a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 9.55 MPa.

En cuanto a las tensiones principales mínimas, en el paramento de aguas arriba se alcanzan valores de -1.9 MPa en las zona de arranque, a la cota 940 m.s.n.m. En las proximidades de esta zona existe un pico tensional que se ha despreciado por no considerarse representativo.

En el paramento de aguas abajo la tensión principal de tracción alcanza un valor de -0.74 MPa a la cota 940 m.s.n.m., en las proximidades del arranque.

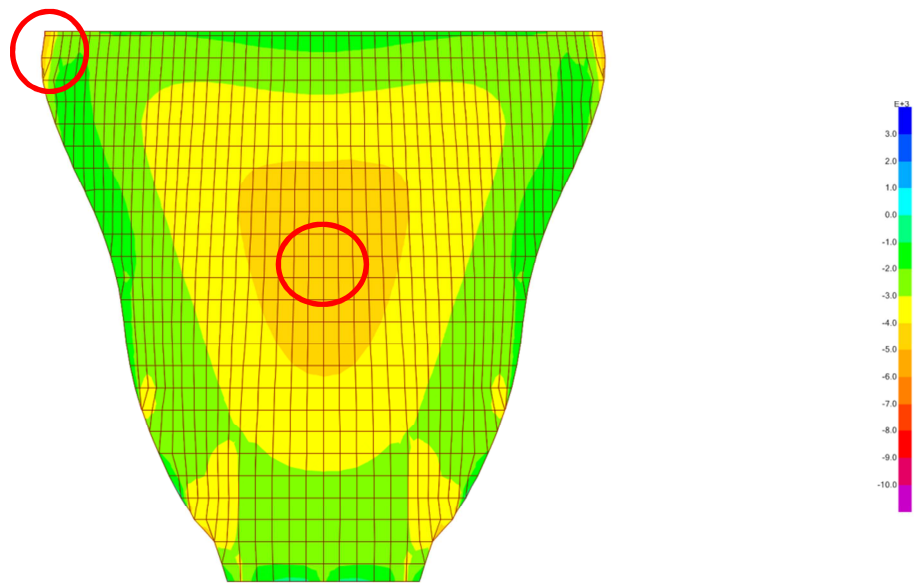


Figura 65: Tensiones principales máximas aguas arriba.

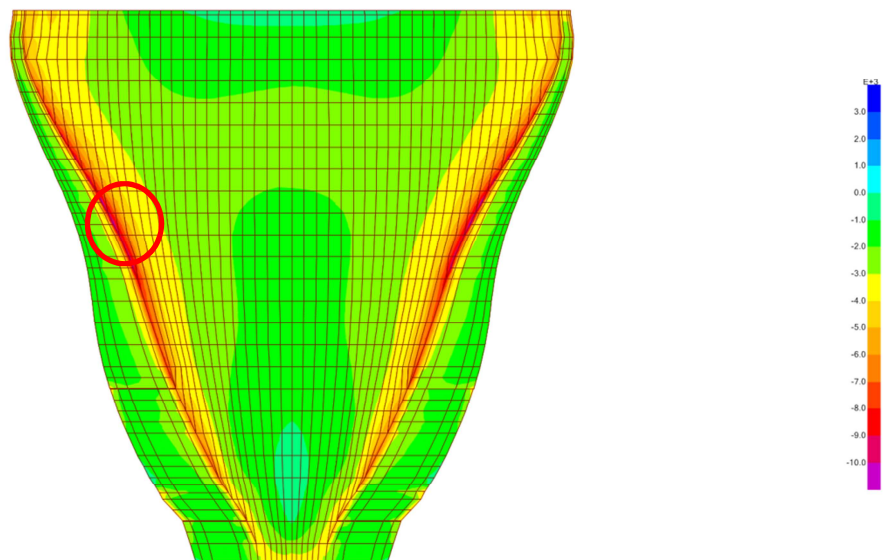


Figura 66: Tensiones principales máximas aguas abajo.

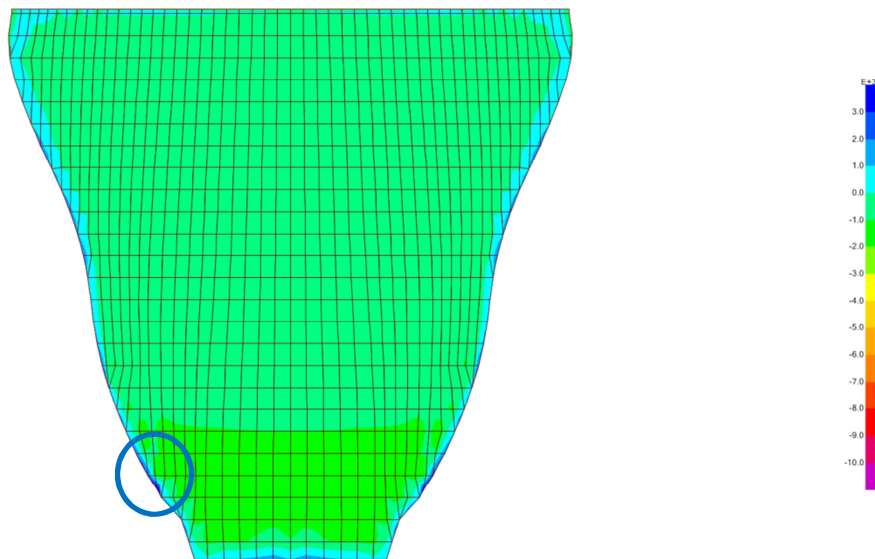


Figura 67: Tensiones principales mínimas aguas arriba.

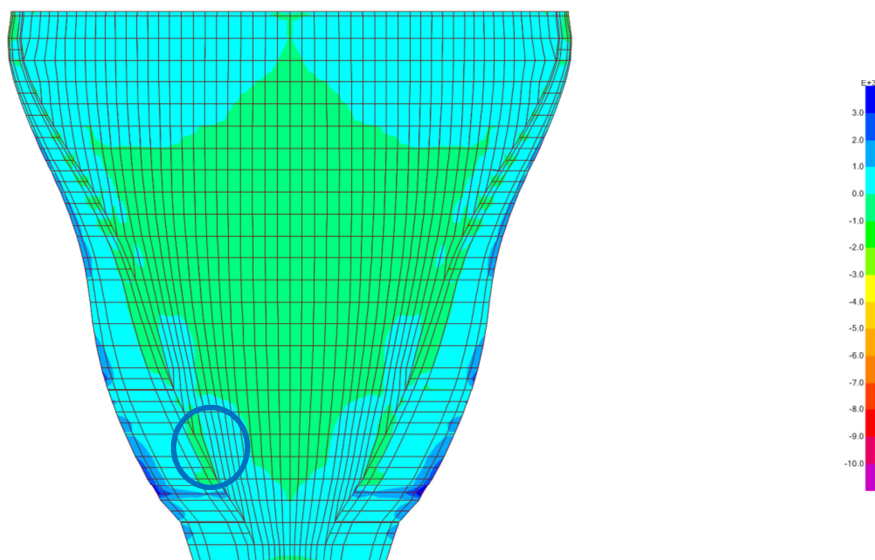


Figura 68: Tensiones principales mínimas aguas abajo.

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo
$\sigma_{\text{máx.}}$	4.71	9.55
$\sigma_{\text{mín.}}$	-1.9	-0.74

Tabla 12: Tensiones principales.

8.3.2 *Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano + sismo*

8.3.2.1 Modelo arco-ménsula

- Ménsulas

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas tienen lugar en torno a la cota del arco 5 (935.5 m.s.n.m.), con un valor máximo de 1.58 MPa en la ménsula C. Por otro lado, en este mismo paramento se detecta una zona generalizada de tracciones entre las cotas correspondientes a los arcos 3 y 4, con un valor máximo de -0.61 MPa. A ello cabe añadir que el arranque de la ménsula central también permanece en tracción, con un valor de -0.27 MPa.

En el paramento de aguas abajo, las compresiones máximas tienen lugar en el arranque de la ménsula central con un valor máximo de 4 MPa. Destacar que no se registra ninguna tracción en todo el paramento.

- Arcos

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas tienen lugar siempre en la clave del arco (a excepción del arco 1), alcanzando un valor máximo de 3.66 MPa en el arco 3 (cota 982.5 m.s.n.m.). En este paramento se registran tracciones en el arranque de todos los arcos (menos el arco 1), con un valor máximo de -1.1 MPa en los arcos 2 y 3 (1'006 m.s.n.m – 982.5 m.s.n.m.).

En el paramento de aguas abajo, las compresiones más elevadas se producen en el arranque de los arcos, con un valor máximo de 5.66 MPa a la cota del arco 3 (982.5 m.s.n.m.). Por otro lado, se registran tracciones en el arranque del arco 1 (-0.32 MPa) así como en la zona de clave próxima a la cimentación (arcos 4 y 5) con un valor máximo de -0.82 en el arco 5 (cota 935.5 m.s.n.m.)

8.3.2.2 Modelo de elementos finitos

- Tensiones verticales

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas se producen entre las cotas 925 m.s.n.m. y 940 m.s.n.m., en las proximidades de la cimentación. Despreciando los picos tensionales, las compresiones máximas que se obtienen son del orden de 2.81 MPa.

En cuanto a las tracciones, se detecta una banda de estribo a estribo entre las cotas 975 m.s.n.m. y 1'105 m.s.n.m. Esta banda no es continua sino a modo de “nubes”. A medida que se aproxima a los estribos la franja se amplía, llegando a abarcar en zona de arranques desde las cotas 955 m.s.n.m. a la 1'020 m.s.n.m., con valores que alcanzan los -1.1 MPa.

Además de las zonas ya comentadas, también se registran otras zonas de tracción de menor entidad en zonas de empotramiento con roca, una entre las cotas 930 m.s.n.m.- 945 m.s.n.m. y otra en la zona plana de fondo valle con un valor de 0.35 MPa, próxima a la mensula central.

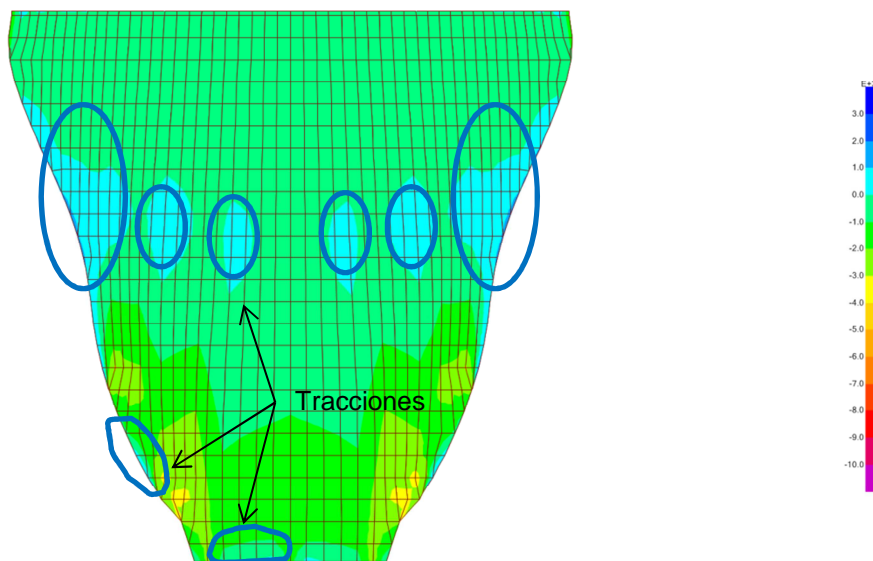


Figura 69: Tensiones S33 aguas arriba.

En el paramento de aguas abajo las tensiones máximas de compresión se producen en el arranque de la ménsula central, con un valor de 4.15 MPa. En lo que respecta a las tracciones, se detecta una región próxima a la coronación que alcanza valores de -0.3 MPa.

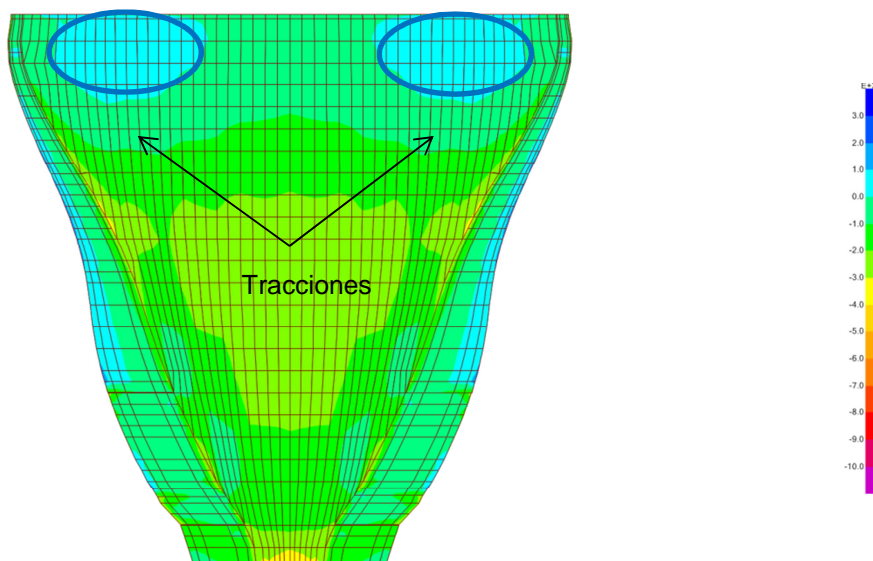


Figura 70: Tensiones S33 aguas abajo.

– Tensiones horizontales

En el paramento de aguas arriba encontramos dos zonas de máxima compresión. Una en la zona de clave, a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 3.3 MPa. La otra en zona de arranques, en las inmediaciones de la coronación, con un valor de 5 MPa.

En cuanto a las tracciones cabe destacar que todo el paramento se encuentra comprimido. Solo se detecta un pico de tensión, entre las cotas 930 m.s.n.m. y 940 m.s.sn.m. que se ha excluido por no considerarse representativo.

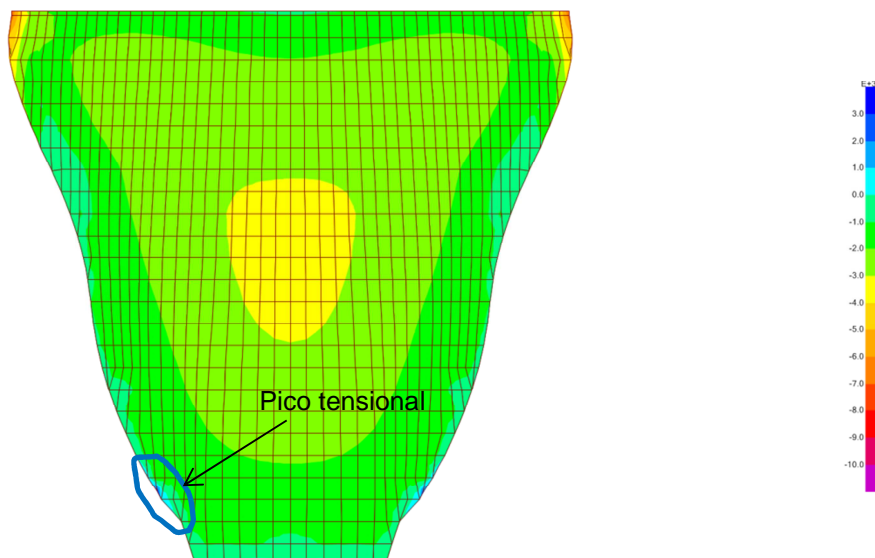


Figura 71: Tensiones S22 aguas arriba.

En el paramento de aguas abajo las compresiones máximas tienen lugar en el arranque de los arcos. El valor máximo tiene lugar a la cota 990 con un valor de 8.3 MPa.

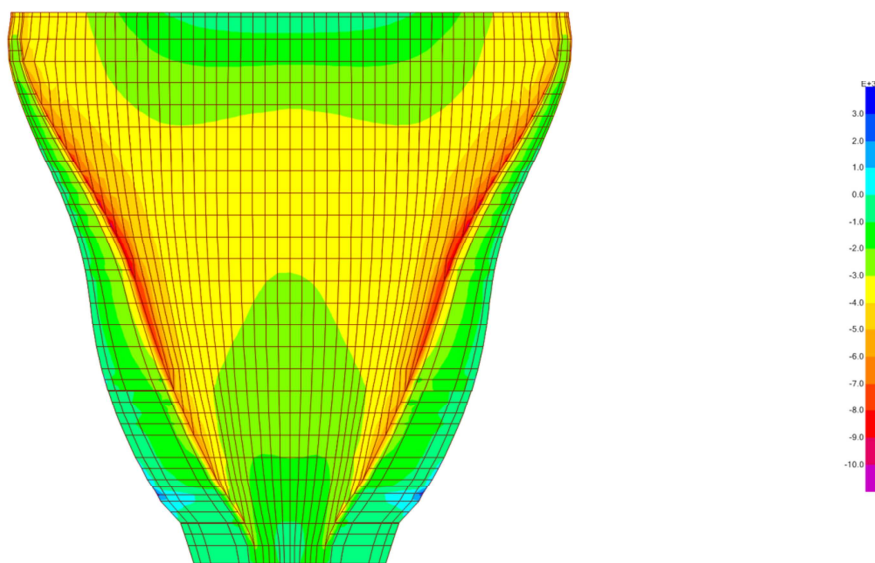


Figura 72: Tensiones S22 aguas abajo.

8.3.2.3 Comparación

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	1.58	4.00	2.81	4.15
$\sigma_{(t,v)}$	-0.61	0.00	-1.10	-0.30
$\sigma_{(c,h)}$	3.66	5.66	3.3 (*)	8.30
$\sigma_{(t,h)}$	-1.10	-0.82	0.00	0.00

Tabla 13: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

(*) Valor en clave

En la **Tabla 13** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. Los dos modelos muestran diferencias en lo que respecta a las zonas de tracción. En relación con las tensiones verticales, en el paramento de aguas arriba ambos modelos concuerdan bastante, no ocurriendo lo mismo en el paramento de aguas abajo, donde el modelo de elementos finitos muestra la existencia de tracciones a diferencia del modelo arco ménsula, que considera este paramento comprimido.

Esta pauta continua con las tensiones horizontales, donde el modelo arco-ménsula manifiesta la existencia de tracciones tanto aguas arriba como aguas abajo, mientras que el modelo de elementos finitos muestra ambos paramentos totalmente comprimidos.

En lo que se refiere a las compresiones, ambos modelos presentan mayor similitud. No obstante, cabe destacar dos cosas. La primera, en el paramento de aguas arriba, donde el modelo de elementos finitos muestra una tensión de compresión mayor en el arranque de la bóveda próxima a coronación con respecto a la típica producida en clave en la zona central de la presa. La segunda, aguas abajo, donde la tensión máxima de compresión en arranques resulta considerablemente mayor en el modelo de elementos finitos (8.3 MPa) con respecto al modelo arco-ménsula (5.66 MPa).

8.3.2.4 Tensiones principales

En el paramento de aguas arriba, la tensión principal máxima se alcanza en la zona de arranques próxima a coronación, con un valor máximo de 6.31 MPa. Este valor es considerablemente superior al máximo registrado en zona de clave, que es de 3.3 MPa.

Por otro lado, en el paramento de aguas abajo, la tensión principal máxima tiene lugar en la zona de arranques a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 10.36 MPa.

En cuanto a las tensiones principales mínimas, en el paramento de aguas arriba se alcanzan valores de -2.34 MPa en las zona de arranque, a la cota 940 m.s.n.m. En las proximidades de esta zona existe un pico tensional que se ha despreciado por no considerarse representativo.

En el paramento de aguas abajo la tensión principal de tracción alcanza un valor de -0.45 MPa en las proximidades del arranque cerca de la coronación.

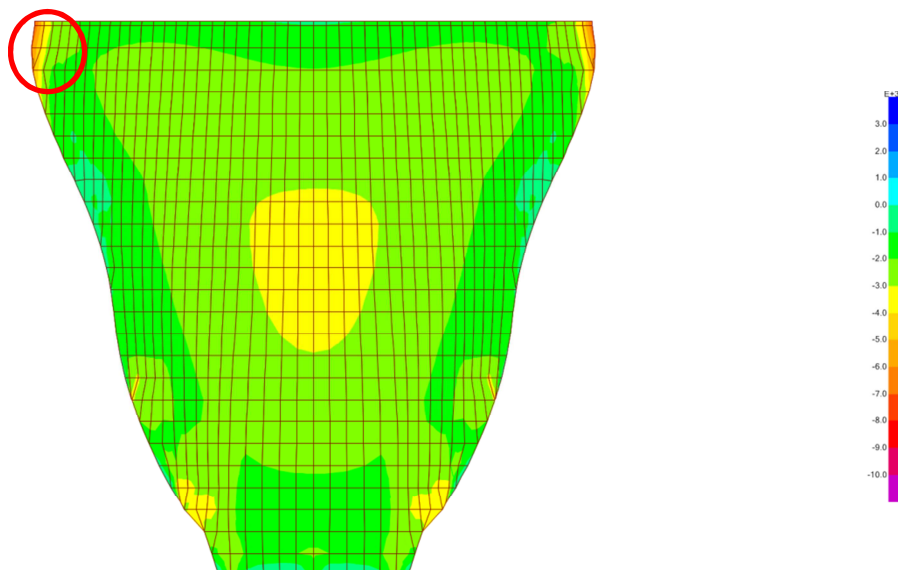


Figura 73: Tensiones principales máximas aguas arriba.

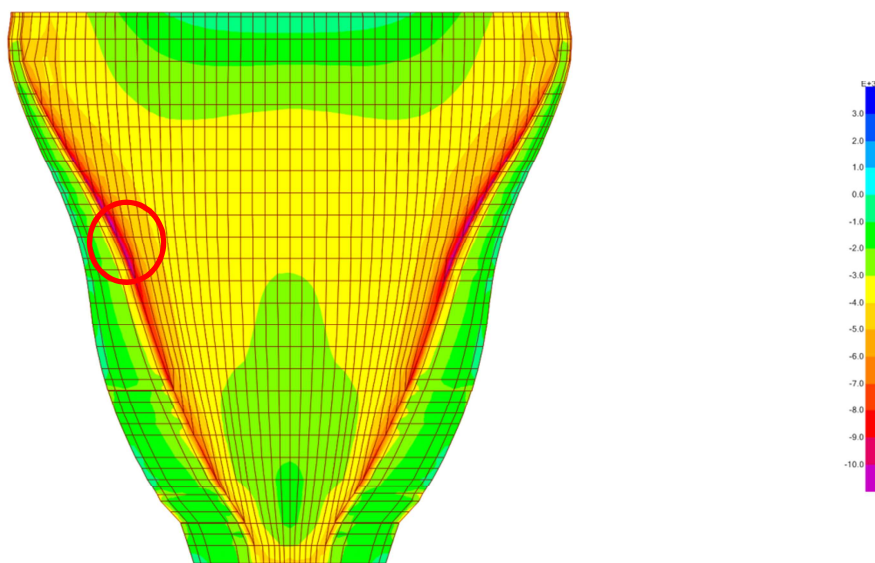


Figura 74: Tensiones principales máximas aguas abajo.

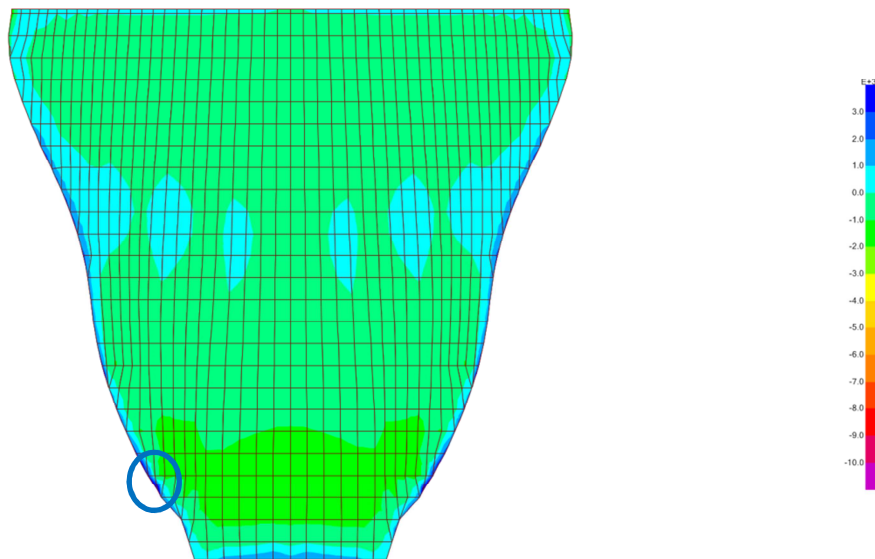


Figura 75: Tensiones principales mínimas aguas arriba.

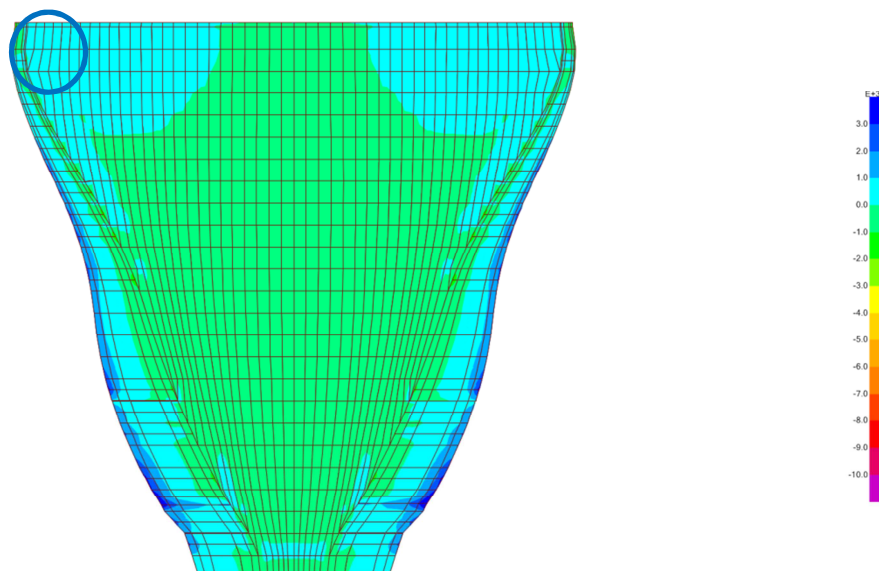


Figura 76: Tensiones principales mínimas aguas abajo.

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo
$\sigma_{\text{máx.}}$	6.31	10.36
$\sigma_{\text{mín.}}$	-2.34	-0.45

Tabla 14: Tensiones principales.

8.3.3 *Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno + sismo*

8.3.3.1 Modelo arco-ménsula

– Ménsulas

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas tienen lugar en el arco 5 (935.5 m.s.n.m.), alcanzando valores de 1.98 MPa en la ménsula C. En este paramento solamente se registran tracciones en el arranque de la ménsula central, con un valor de -0.76 MPa.

El paramento de aguas abajo se encuentra comprimido en su totalidad, no registrándose por lo tanto ninguna tracción. La compresión máxima tiene lugar en el arranque de la ménsula central con un valor de 4.5 MPa.

– Arcos

En el paramento de aguas arriba la compresión máxima tiene lugar en la clave correspondiente al arco 3 (cota 982.5 m.s.n.m.) con un valor de 4.96 MPa. A excepción del arco 1, se producen tracciones en el arranque de los arcos, con un valor máximo de -0.62 MPa en el arco 3 (cota 982.5 m.s.n.m.).

Aguas abajo, la mayor compresión se registra en el arranque del arco 5, con un valor de 5.15 MPa.

En este paramento se genera una zona de tracciones en torno a la clave de la mitad inferior de la presa (arco 4, arco 5, arco 6), con un valor máximo de -0.86 MPa en el arco 5.

8.3.3.2 Modelo de elementos finitos

– Tensiones verticales

En el paramento de aguas arriba la compresión máxima tiene lugar en el entorno del arranque de la cimentación entre las cotas 925 m.s.n.m. y 940 m.s.n.m., con un valor máximo de 3.45 MPa.

En lo que respecta a las tracciones, se detectan diversas zonas de arranque, la más importante en el estribo, cerca de la coronación, desde la cota 930 m.s.n.m. a la 975 m.s.n.m., con un valor extremo de -0.85 MPa. Por otro lado, en las proximidades al arranque de la ménsula central se producen tracciones con un valor máximo de -0.34 MPa.

En el paramento de aguas abajo la compresión máxima tiene lugar en el arranque de la ménsula central, alcanzando un valor de 3.3 MPa. En este paramento se registran varias zonas de tracción, siendo las más importantes las que se producen cerca de la coronación, donde se alcanzan valores máximos de -0.52 MPa.

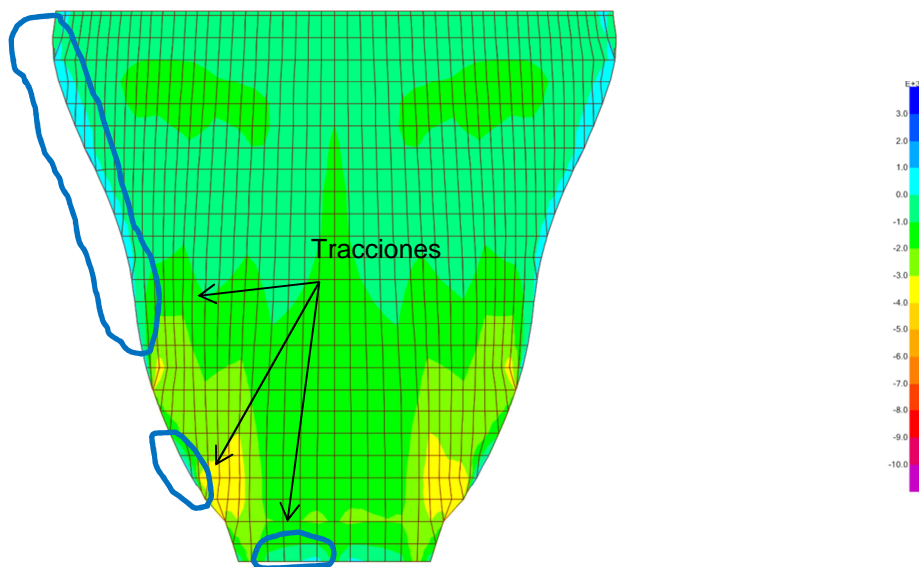


Figura 77: Tensiones S33 aguas arriba.

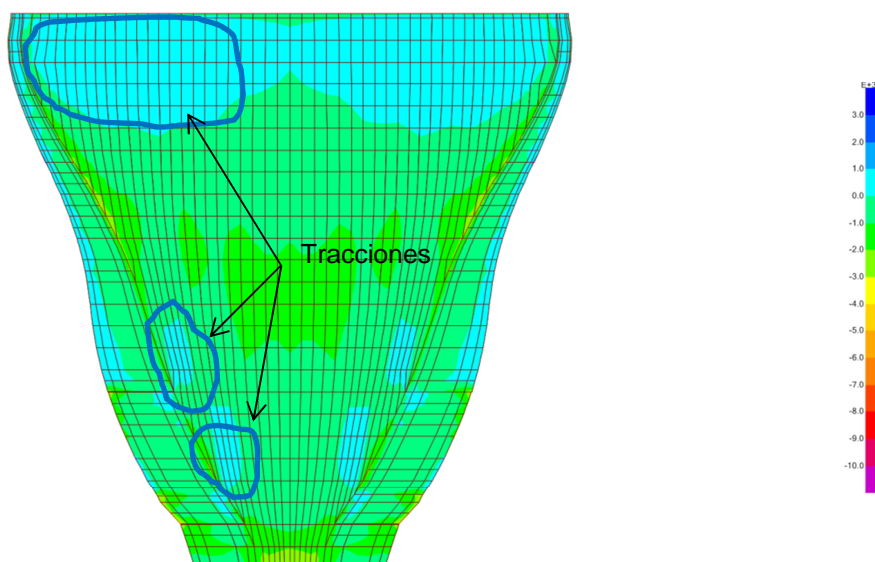


Figura 78: Tensiones S33 aguas abajo.

– Tensiones horizontales

En el paramento de aguas arriba las compresiones máximas tienen lugar en la zona de clave, a la cota 990 m.s.n.m., con un valor máximo de 4.9 MPa. En este paramento solamente se registra un pico de tracción en la zona de cimentación, entre las cotas 930 m.s.n.m. - 935 m.s.n.m., que se ha excluido del análisis por no considerarse representativo.

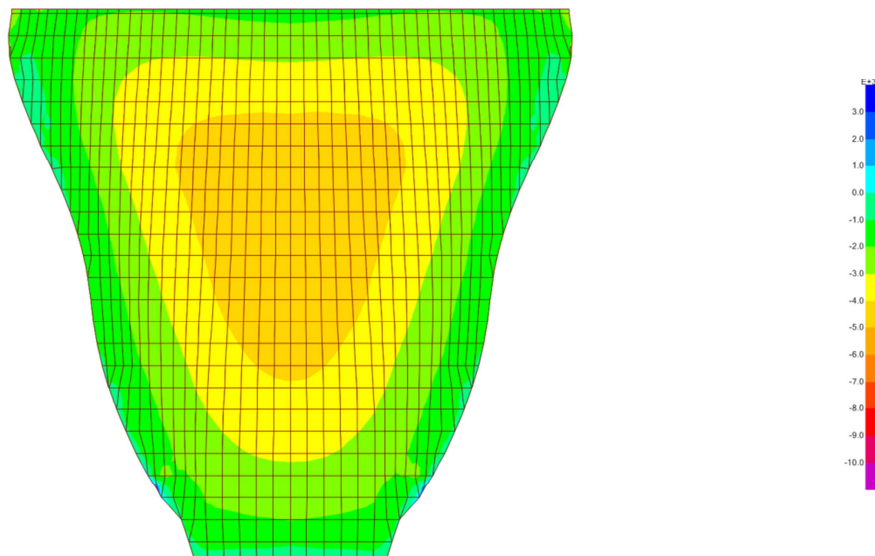


Figura 79: Tensiones S22 aguas abajo.

En el paramento de aguas abajo las compresiones máximas se alcanzan en el arranque de los arcos, a la cota 990 m.s.n.m., con un valor máximo de 7.9 MPa. En este paramento se registran tracciones en la zona de clave de los arcos, entre las cotas 916 m.s.n.m. y 940 m.s.n.m., alcanzando su valor máximo a la cota 920 m.s.n.m. con un valor de -0.77 MPa.

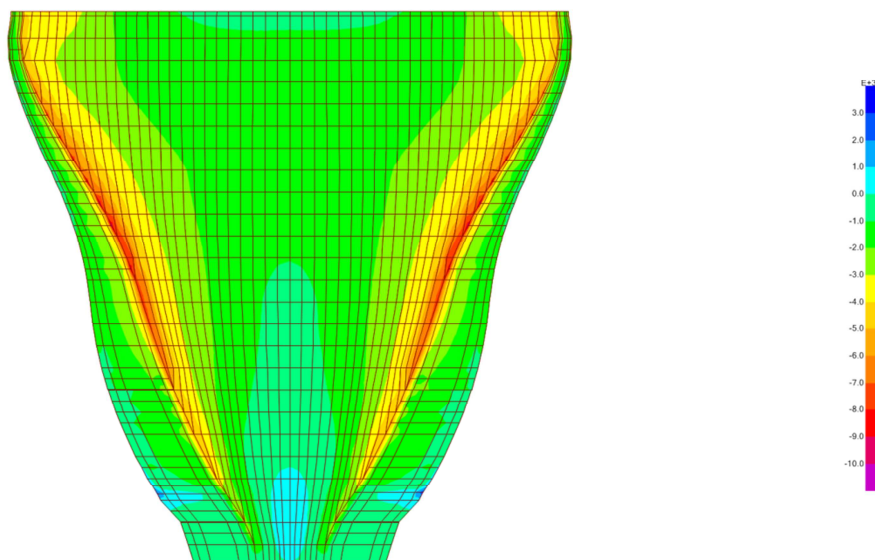


Figura 80: Tensiones S22 aguas abajo.

8.3.3.3 Comparación

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	1.98	4.50	3.45	3.30
$\sigma_{(t,v)}$	-0.76	0.00	-0.85	-0.52
$\sigma_{(c,h)}$	4.96	5.15	4.88	7.90
$\sigma_{(t,h)}$	-0.62	-0.86	0.00	-0.77

Tabla 15: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

En la **Tabla 15** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos. En lo que respecta a las tensiones verticales, el modelo arco-ménsula solamente registra tracciones en el paramento de aguas arriba, en el arranque de la ménsula central. En cambio, el modelo de elementos finitos, añade más zonas traccionadas, tanto en el paramento de aguas arriba como aguas abajo.

En lo que se refiere a las tensiones horizontales, el modelo arco-ménsula muestra la existencia de tracciones en el paramento de aguas arriba, en la zona de arranque de los arcos. En modelo de elementos finitos, en cambio, presenta este paramento totalmente comprimido.

En cuanto a las compresiones, cabe destacar que el modelo de elementos finitos muestra una tensión considerablemente mayor en el arranque de la bóveda en su paramento de aguas abajo (7.9 MPa) en comparación con el modelo arco-ménsula (5.15 MPa).

8.3.3.4 Tensiones principales

En el paramento de aguas arriba, la tensión principal máxima se alcanza en la zona de clave a la cota 990 m.s.n.m., con un valor máximo de 4.9 MPa.

En el paramento de aguas abajo, las tensión principal máxima tiene lugar en la zona de arranques a la cota 985 m.s.n.m., con un valor máximo de 9.72 MPa.

En cuanto a las tensiones principales mínimas, en el paramento de aguas arriba se alcanzan valores de -2.28 MPa en las zona de arranque, a la cota 940 m.s.n.m. En las proximidades de esta zona existe un pico tensional que se ha despreciado por no considerarse representativo.

En el paramento de aguas abajo la tensión principal de tracción alcanza un valor de -0.92 MPa a la cota 940 m.s.n.m., en las proximidades del arranque.

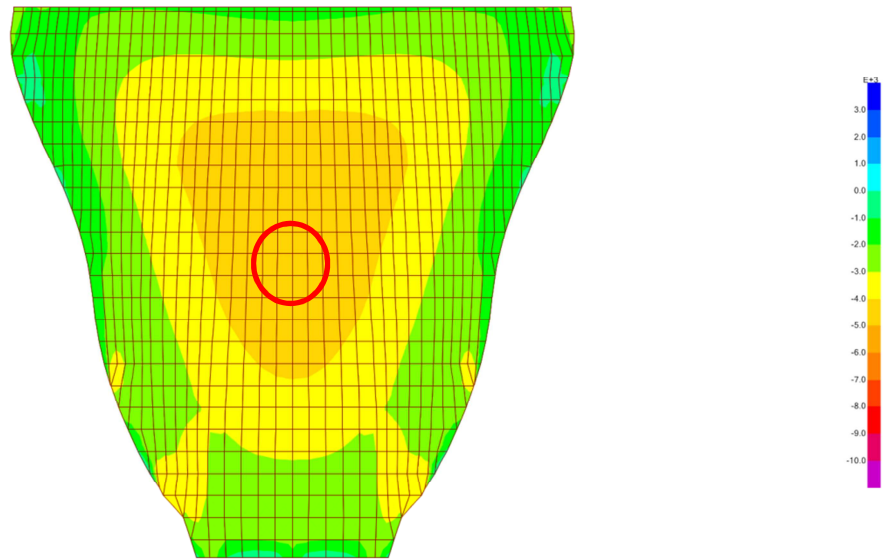


Figura 81: Tensiones principales máximas aguas arriba.

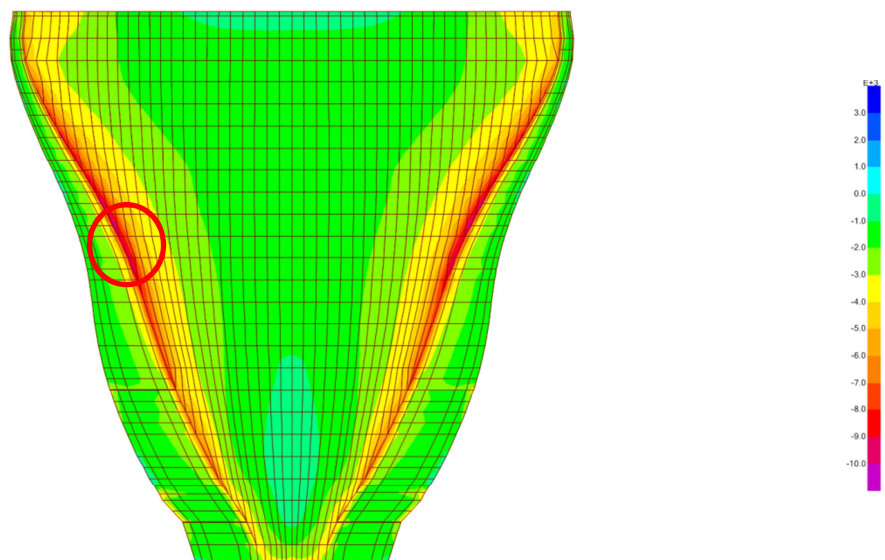


Figura 82: Tensiones principales máximas aguas abajo.

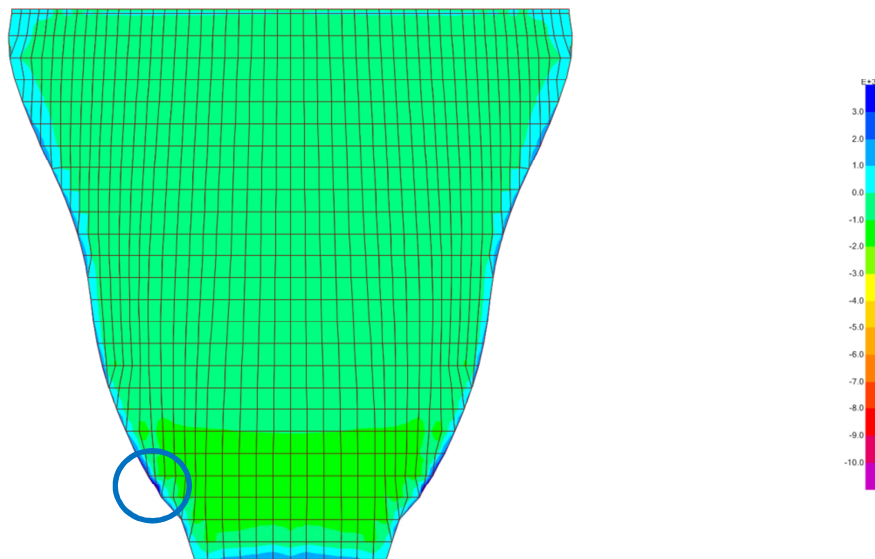


Figura 83: Tensiones principales mínimas aguas arriba.

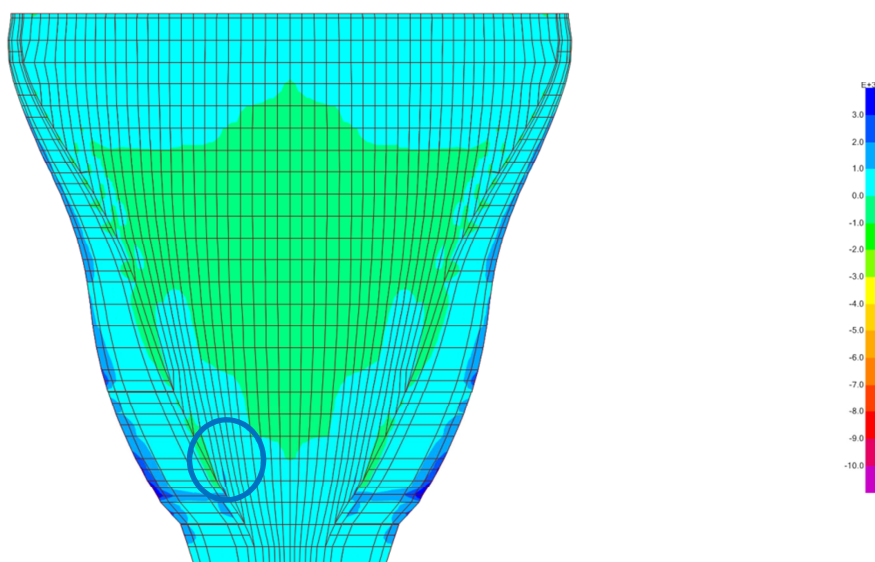


Figura 84: Tensiones principales mínimas aguas abajo.

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo
$\sigma_{\text{máx.}}$	4.9	9.72
$\sigma_{\text{mín.}}$	-2.28	-0.92

Tabla 16: Tensiones principales.

8.3.4 Resumen de los casos de carga dinámicos

	Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
		Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
PP+W+S	$\sigma_{(c,v)}$	1.95	4.02	3.41	3.40
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.28	0.00	-0.69	-0.54
	$\sigma_{(c,h)}$	4.75	5.24	4.54	7.84
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.70	-0.84	0.00	-0.34
PP+W+TV+S	$\sigma_{(c,v)}$	1.58	4.00	2.81	4.15
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.61	0.00	-1.10	-0.30
	$\sigma_{(c,h)}$	3.66	5.66	3.3 (*)	8.30
	$\sigma_{(t,h)}$	-1.10	-0.82	0.00	0.00
PP+W+TI+S	$\sigma_{(c,v)}$	1.98	4.50	3.45	3.30
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.76	0.00	-0.85	-0.52
	$\sigma_{(c,h)}$	4.96	5.15	4.88	7.90
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.62	-0.86	0.00	-0.77

Tabla 17: Resumen tensiones horizontales y verticales (MPa).

- La incorporación de la carga sísmica pseudoestática no modifica los patrones de comportamiento de la estructura, ni en el caso del modelo arco-ménsula ni en de elementos finitos. Por lo tanto, se siguen manifestando fundamentalmente las mismas diferencias entre ambos métodos, y que residen fundamentalmente en las zonas de tracción.
- Por lo tanto, la principal diferencia que se produce entre los casos de carga estáticos y dinámicos (pseudoestáticos) afecta fundamentalmente al módulo de las tensiones. A continuación se muestran unas tablas-resumen correspondientes a los casos estáticos y dinámicos, con los valores extremos que se alcanzan en cada uno de ellos.

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	3.68	4.25	4.80	4.00
$\sigma_{(t,v)}$	-0.50	-0.38 (*)	-0.97	-0.79
$\sigma_{(c,h)}$	4.50	5.13	4.20	7.25
$\sigma_{(t,h)}$	-1.00	-0.82	0.00	-0.70

Tabla 18: Valores máximos de las tensiones horizontales y verticales en casos estáticos

Tensión	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
	Arco-ménsula	Arco-ménsula	M.E.F.	M.E.F.
$\sigma_{(c,v)}$	1.98	4.50	3.45	4.15
$\sigma_{(t,v)}$	-0.76	0.00	-1.10	-0.54
$\sigma_{(c,h)}$	4.96	5.66	4.88	8.30
$\sigma_{(t,h)}$	-1.10	-0.86	0.00	-0.77

Tabla 19: Valores máximos de las tensiones horizontales y verticales en casos dinámicos

-
- Cabe destacar que la tensión vertical máxima de compresión aguas arriba y la tensión vertical mínima de tracción aguas abajo vienen condicionadas en los casos estáticos por la situación de embalse vacío, que no se considera en las hipótesis dinámicas. En el resto de tensiones puede observarse como la carga sísmica genera un incremento tensional más bien modesto en todas las componentes.
 - Despreciando las tensiones mencionadas en el párrafo anterior, la carga sísmica supone un incremento máximo de las compresiones de 0.53 MPa en el modelo de arco-ménsula (tensión horizontal en arranques en el paramento de aguas abajo), mientras que en el modelo de elementos finitos es de 1.05 MPa para la misma tensión.
 - En el caso de las tracciones, el modelo arco-ménsula muestra una variación máxima de -0.26 MPa (tensión mínima de tracción en dirección vertical en el paramento de aguas arriba), mientras que en el modelo de elementos finitos esta tensión experimenta un incremento máximo de -0.13 MPa.
 - Se concluye por lo tanto que la sollicitación sísmica no induce en la estructura una variación tensional significativa.

9. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

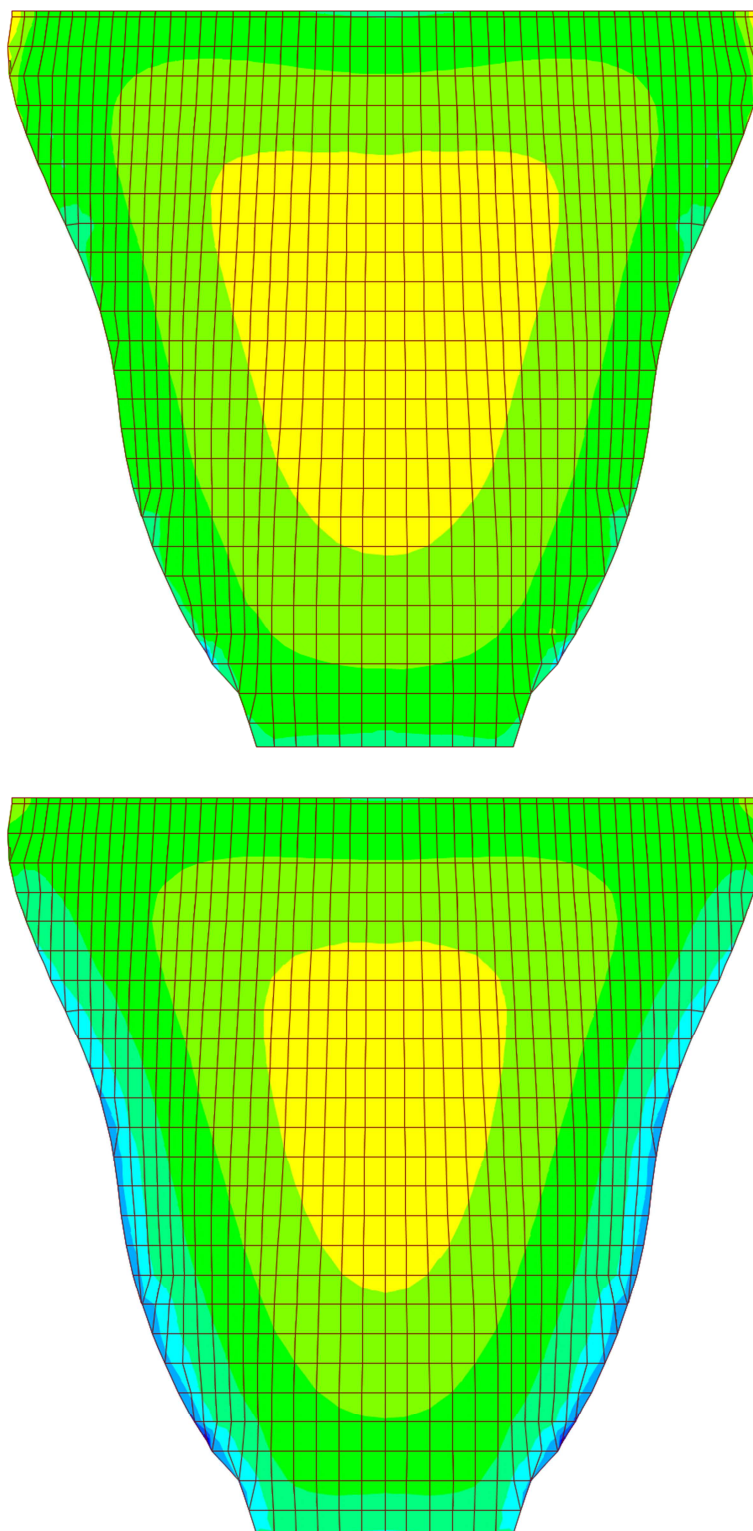


Figura 85: Paramento de aguas arriba de la presa sometido a peso propio y carga hidrostática ($E_R/E_C = 0.6$) arriba, ($E_R/E_C = 1$) abajo .

9.1 Introducción

A continuación se exponen los resultados del análisis paramétrico que se ha llevado a cabo en el presente estudio, en el cual se han considerado diferentes rigideces para la roca de cimentación, y por lo tanto, diferentes relaciones entre el módulo de elasticidad de ésta y el del hormigón.

La finalidad de dicho análisis es la de estudiar los posibles cambios en la distribución de tensiones cuando se producen variaciones en las características del terreno. Por un lado, este estudio nos permite estudiar la evolución tensional, bien sea de compresión o de tracción, con especial interés en estas últimas. Por otro lado, también es posible observar los posibles cambios que pueden producirse en el reparto de cargas entre los sentidos vertical y horizontal.

En total se han estudiado 4 situaciones:

- $E_R/E_C = 0.6$ (correspondiente al proyecto original)
- $E_R/E_C = 0.5$
- $E_R/E_C = 1$
- $E_R/E_C = \infty$

Los motivos por los cuales han sido escogidos los casos anteriores han sido:

- $E_R/E_C = 0.5$. Se trata de la relación de rigideces propuesta en el modelo físico reducido del proyecto. Permite analizar además la variación tensional que se genera en la estructura con una pequeña variación en la relación de rigideces.
- $E_R/E_C = 1$. Esta situación permite analizar también la variación del estado tensional cuando varía la relación de rigideces ligeramente, pero en este caso incrementando el módulo de elasticidad de la roca (en el anterior caso el módulo de elasticidad se reduce).
- $E_R/E_C = \infty$. Representa la situación de empotramiento perfecto, y por tanto, una referencia para el cálculo.

En todos los casos se considera que la relación de rigideces permanece constante a lo largo de todo el perímetro de cimentación (cimentación homogénea), y por lo tanto, no se producen diferencias entre ambos estribos o entre fondo de valle y estribos, por ejemplo.

Por ventajas en la representación gráfica, se ha decidido emplear el cociente E_C/E_R en lugar de E_R/E_C , resultando por tanto:

E_R/E_C	E_C/E_R
0.5	2
0.6	1.67
1	1
∞	0

Tabla 20: Relación de rigideces.

A continuación se presentan las tablas y los gráficos correspondientes al análisis paramétricos. Éstos se han organizado en base a dos criterios: caso de carga y tipo de tensión. Los comentarios relativos a dicho análisis se exponen en el **apartado 9.14**.

Los resultados tensionales para cada caso estudiado se encuentran en los siguientes anexos:

– $E_R/E_C = 0.5$. **ANEXO 4**.

– $E_R/E_C = 1$. **ANEXO 5**.

– $E_R/E_C = \infty$. **ANEXO 6**.

9.2 Peso propio + empuje hidrostático

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{(c,v)}$	3.10	3.44	3.59	3.66
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.81	-0.58	-0.47	-0.43
	$\sigma_{(c,h)}$	3.74	3.81	3.90	3.91
	$\sigma_{(t,h)}$	-1.80	-0.20	0.00	0.00
Aguas abajo	$\sigma_{(c,v)}$	2.30	3.05	3.30	3.35
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.30	-0.38	-0.42	-0.44
	$\sigma_{(c,h)}$	5.95	6.37	6.50	6.58
	$\sigma_{(t,h)}$	0.00	-0.14	-0.25	-0.42

Tabla 21: Tensiones verticales y horizontales (MPa).

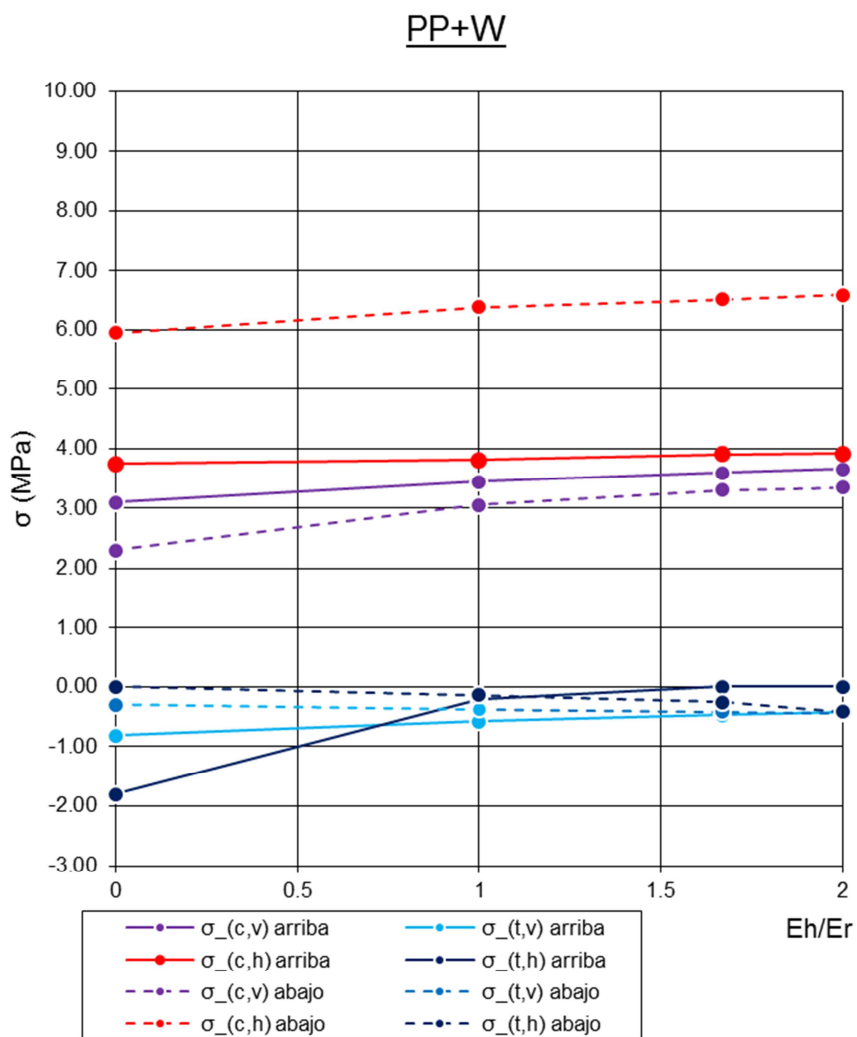


Gráfico 1: Tensiones verticales y horizontales.

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{\text{máx}}$	3.75	3.81	3.90	4.10
	$\sigma_{\text{mín}}$	-2.54	-1.61	-1.53	-1.61
Aguas abajo	$\sigma_{\text{máx}}$	6.78	7.79	8.04	8.11
	$\sigma_{\text{mín}}$	-0.25	-0.56	-0.73	-0.78

Tabla 22: Tensiones principales (MPa).

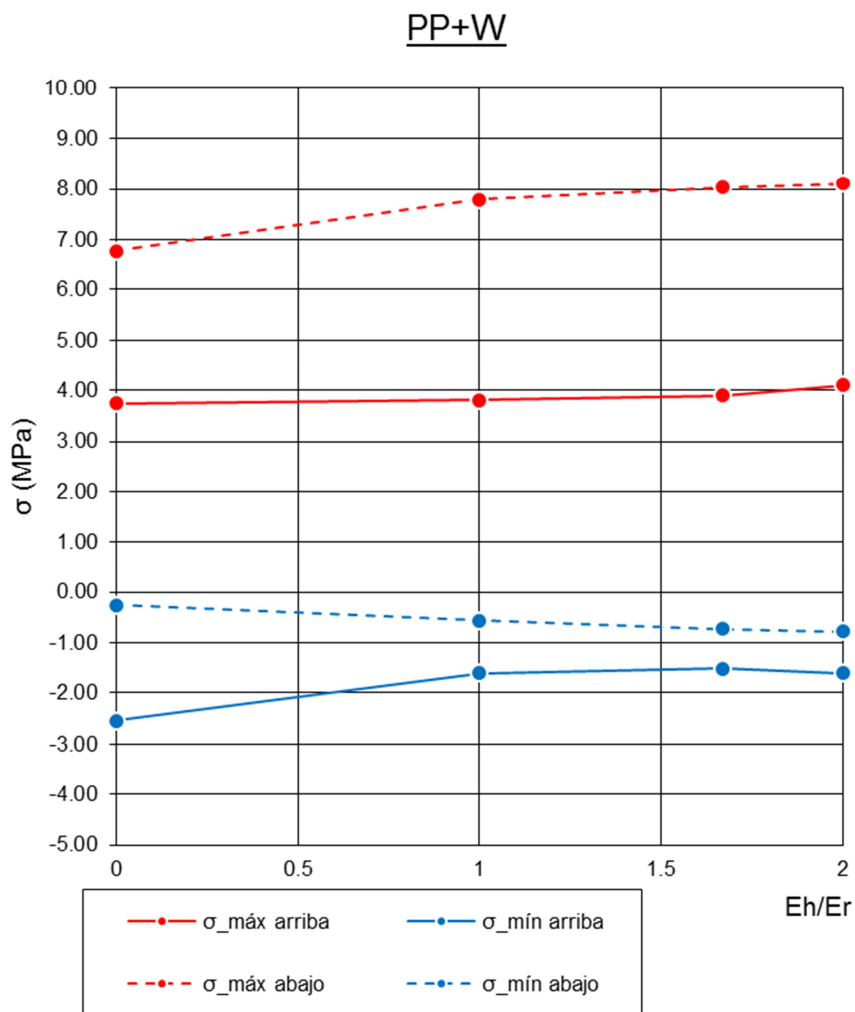


Gráfico 2: Tensiones principales.

9.3 Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{(c,v)}$	2.42	2.50	2.94	3.02
	$\sigma_{(t,v)}$	-1.38	-1.07	-0.97	-0.90
	$\sigma_{(c,h)}$	3.39	4.04	4.26	4.34
	$\sigma_{(t,h)}$	-2.70	-0.94	0.00	0.00
Aguas abajo	$\sigma_{(c,v)}$	3.10	3.82	4.00	4.07
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.10	-0.14	-0.16	-0.17
	$\sigma_{(c,h)}$	6.78	7.15	7.25	7.26
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.07	-0.10	-0.16	-0.17

Tabla 23: Tensiones verticales y horizontales (MPa).

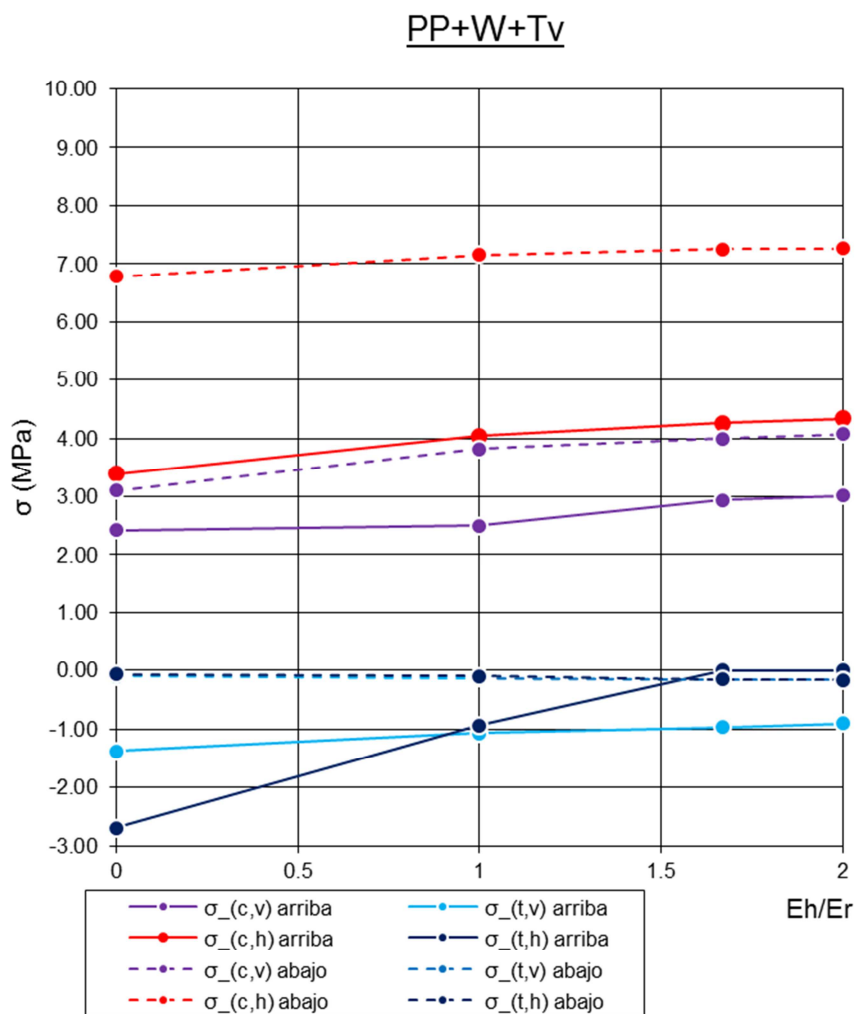


Gráfico 3: Tensiones verticales y horizontales.

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{\text{máx}}$	3.70	4.97	5.45	5.63
	$\sigma_{\text{mín}}$	-3.40	-2.31	-2.11	-2.07
Aguas abajo	$\sigma_{\text{máx}}$	7.80	8.65	8.85	8.92
	$\sigma_{\text{mín}}$	-0.50	-0.41	-0.38	-0.37

Tabla 24: Tensiones principales (MPa).

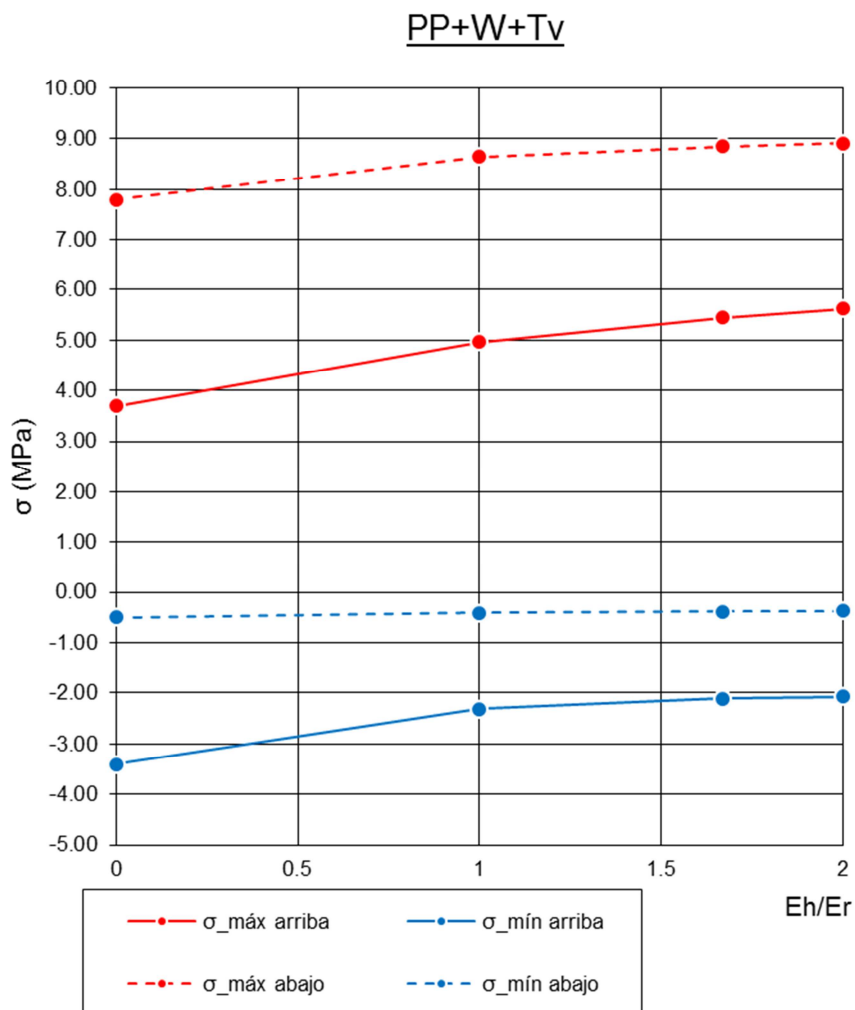


Gráfico 4: Tensiones principales.

9.4 Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{(c,v)}$	2.92	3.30	3.41	3.50
	$\sigma_{(t,v)}$	-1.25	-0.82	-0.69	-0.54
	$\sigma_{(c,h)}$	4.14	4.16	4.20	4.25
	$\sigma_{(t,h)}$	-2.25	-0.60	0.00	0.00
Aguas abajo	$\sigma_{(c,v)}$	2.15	2.84	3.00	3.14
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.31	-0.40	-0.54	-0.57
	$\sigma_{(c,h)}$	5.80	6.20	6.70	6.72
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.31	-0.43	-0.70	-0.83

Tabla 25: Tensiones verticales y horizontales (MPa).

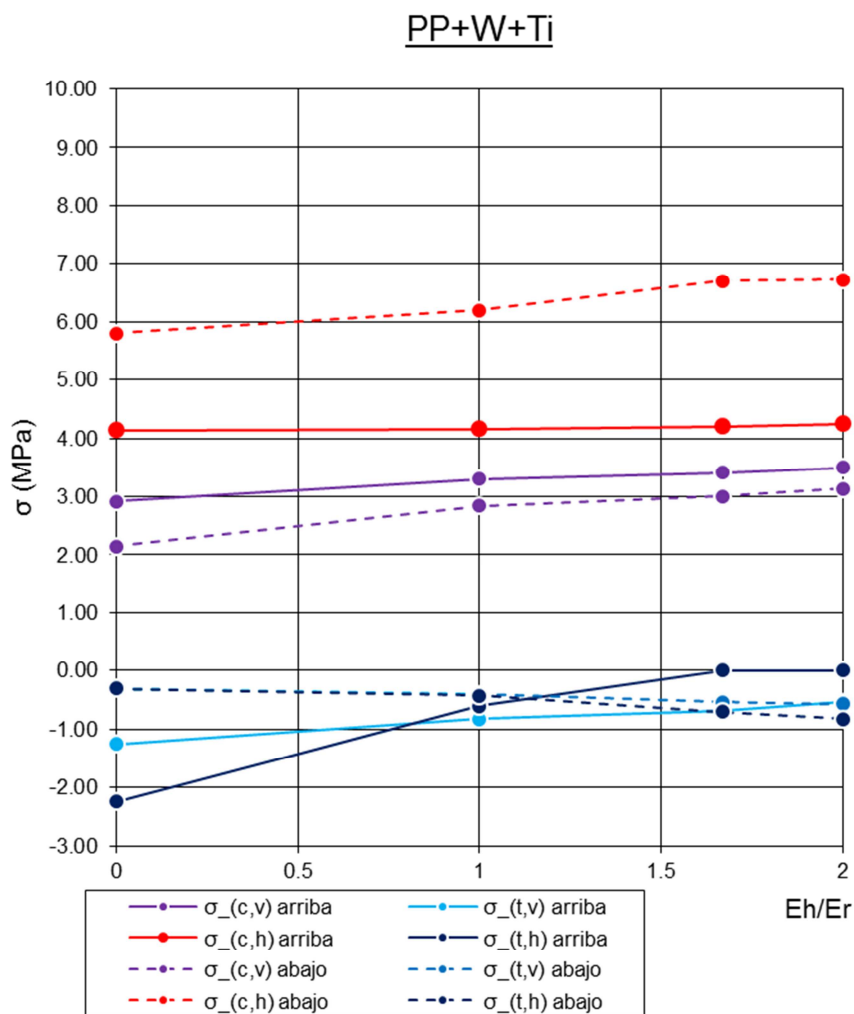


Gráfico 5: Tensiones verticales y horizontales.

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{\text{máx}}$	4.14	4.16	4.42	4.25
	$\sigma_{\text{mín}}$	-3.20	-2.12	-1.91	-1.76
Aguas abajo	$\sigma_{\text{máx}}$	6.70	7.71	8.07	8.24
	$\sigma_{\text{mín}}$	-0.46	-0.77	-0.90	-0.92

Tabla 26: Tensiones principales (MPa).

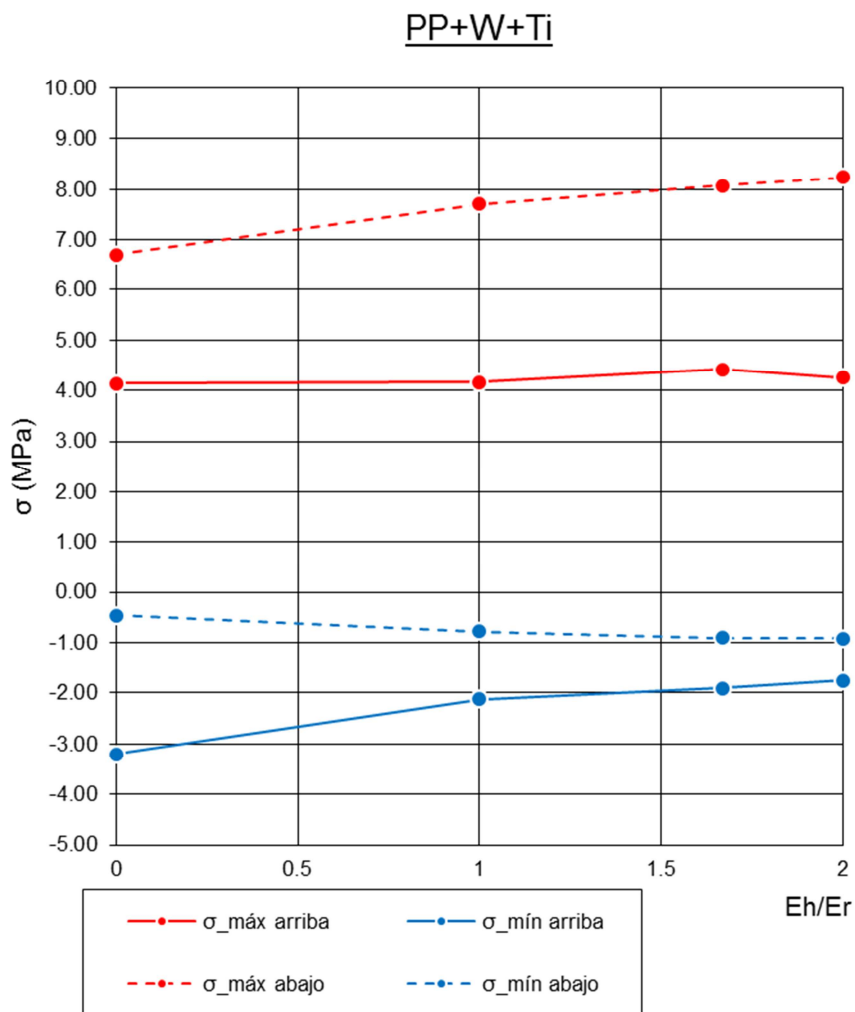


Gráfico 6: Tensiones principales.

9.5 Peso propio + empuje hidrostático + sismo

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{(c,v)}$	2.95	3.26	3.41	3.50
	$\sigma_{(t,v)}$	-1.03	-0.81	-0.69	-0.57
	$\sigma_{(c,h)}$	4.41	4.47	4.54	4.58
	$\sigma_{(t,h)}$	-1.97	0.00	0.00	0.00
Aguas abajo	$\sigma_{(c,v)}$	2.53	3.23	3.40	3.51
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.46	-0.49	-0.54	-0.56
	$\sigma_{(c,h)}$	6.79	7.64	7.84	7.91
	$\sigma_{(t,h)}$	0.00	-0.01	-0.34	-0.54

Tabla 27: Tensiones verticales y horizontales (MPa).

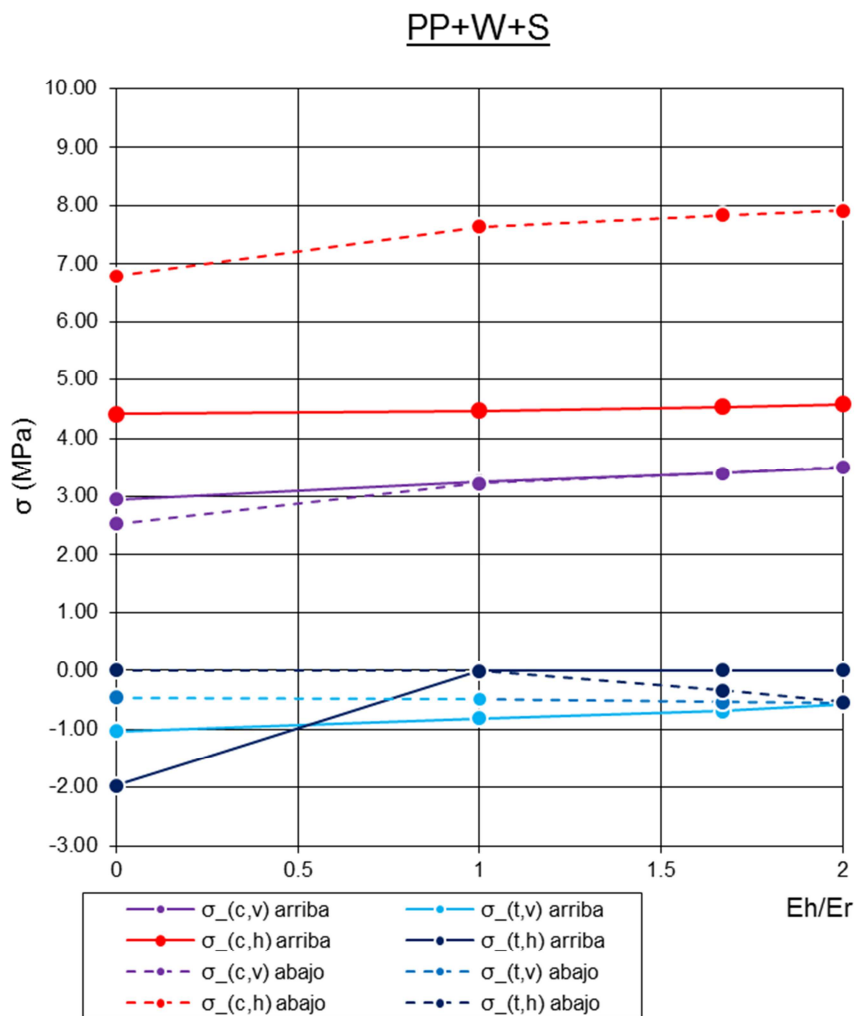


Gráfico 7: Tensiones verticales y horizontales.

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{\text{máx}}$	4.41	4.47	4.71	5.05
	$\sigma_{\text{mín}}$	-2.91	-1.97	-1.90	-1.87
Aguas abajo	$\sigma_{\text{máx}}$	7.68	9.25	9.55	9.64
	$\sigma_{\text{mín}}$	-0.05	-0.54	-0.74	-0.83

Tabla 28: Tensiones principales (MPa).

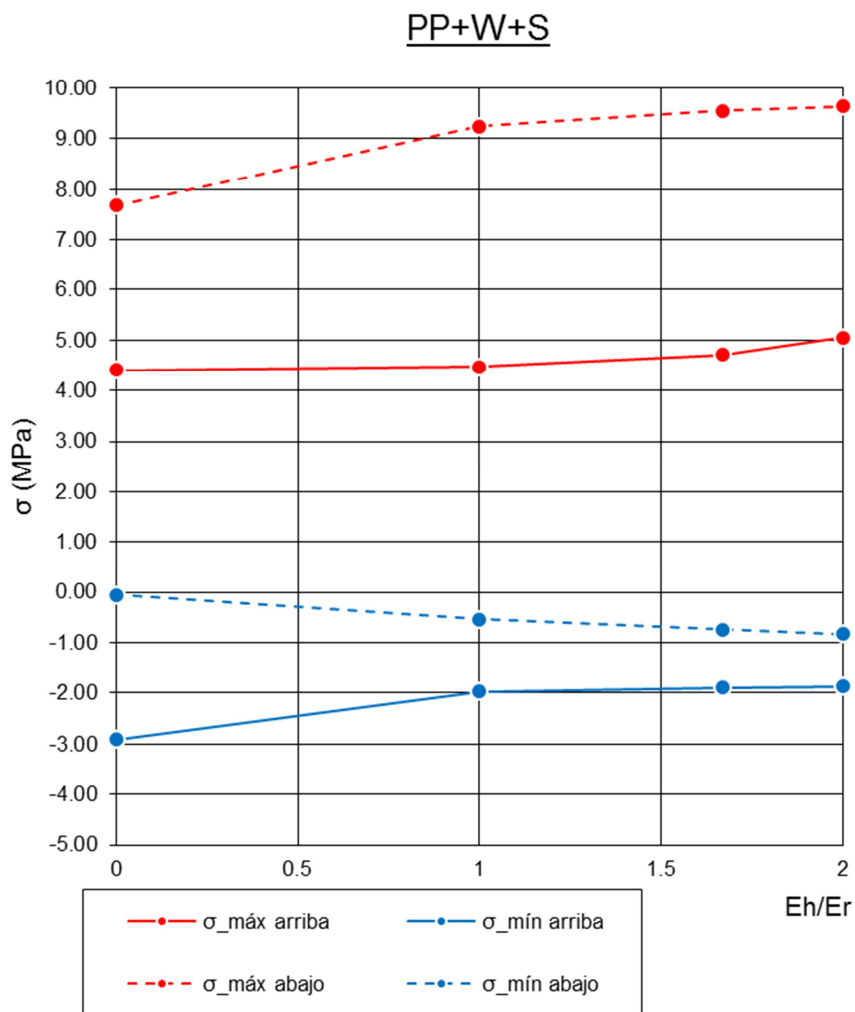


Gráfico 8: Tensiones principales.

9.6 Peso propio + empuje hidrostático + temperatura verano + sismo

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{(c,v)}$	2.33	2.66	2.81	2.90
	$\sigma_{(t,v)}$	-1.69	-1.37	-1.10	-1.05
	$\sigma_{(c,h)}$	3.77	3.70	5.00	5.14
	$\sigma_{(t,h)}$	-2.85	-0.87	0.00	0.00
Aguas abajo	$\sigma_{(c,v)}$	3.33	4.03	4.15	4.22
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.23	-0.27	-0.30	-0.31
	$\sigma_{(c,h)}$	7.75	8.10	8.30	8.50
	$\sigma_{(t,h)}$	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 29: Tensiones verticales y horizontales (MPa).

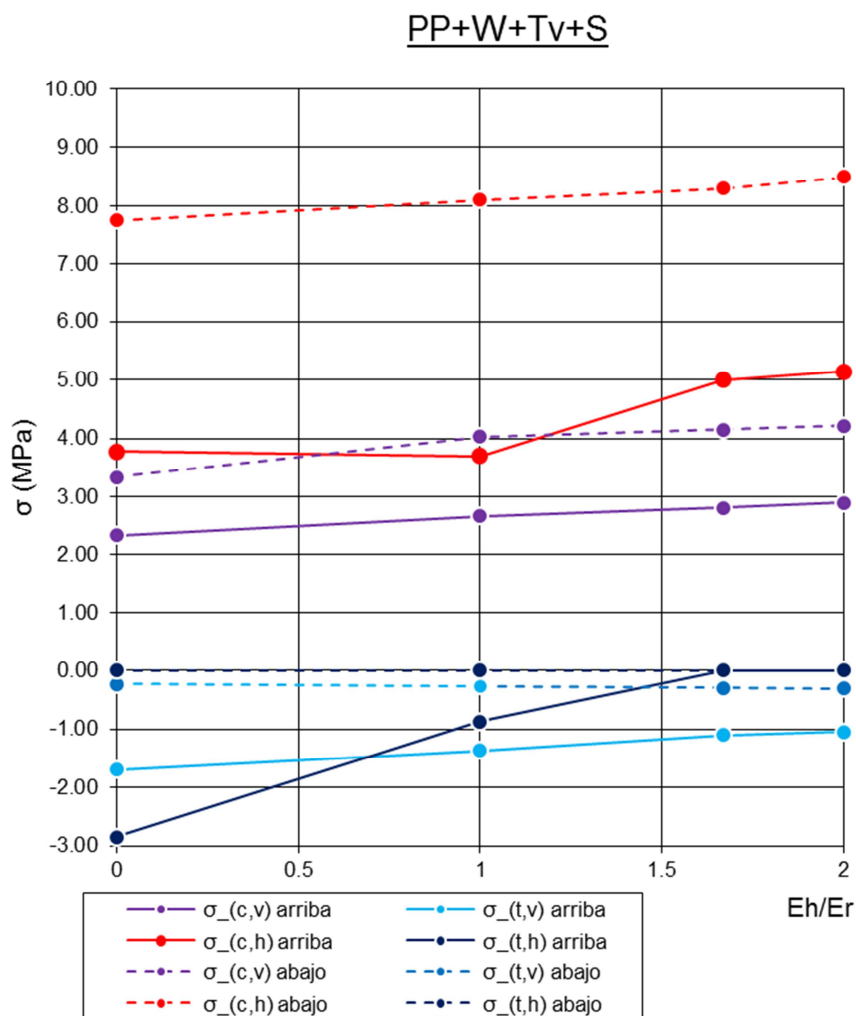


Gráfico 9: Tensiones verticales y horizontales.

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{\text{máx}}$	4.05	5.76	6.31	6.55
	$\sigma_{\text{mín}}$	-3.70	-2.65	-2.34	-2.29
Aguas abajo	$\sigma_{\text{máx}}$	9.03	10.05	10.36	10.40
	$\sigma_{\text{mín}}$	-0.57	-0.47	-0.45	-0.44

Tabla 30: Tensiones principales (MPa).

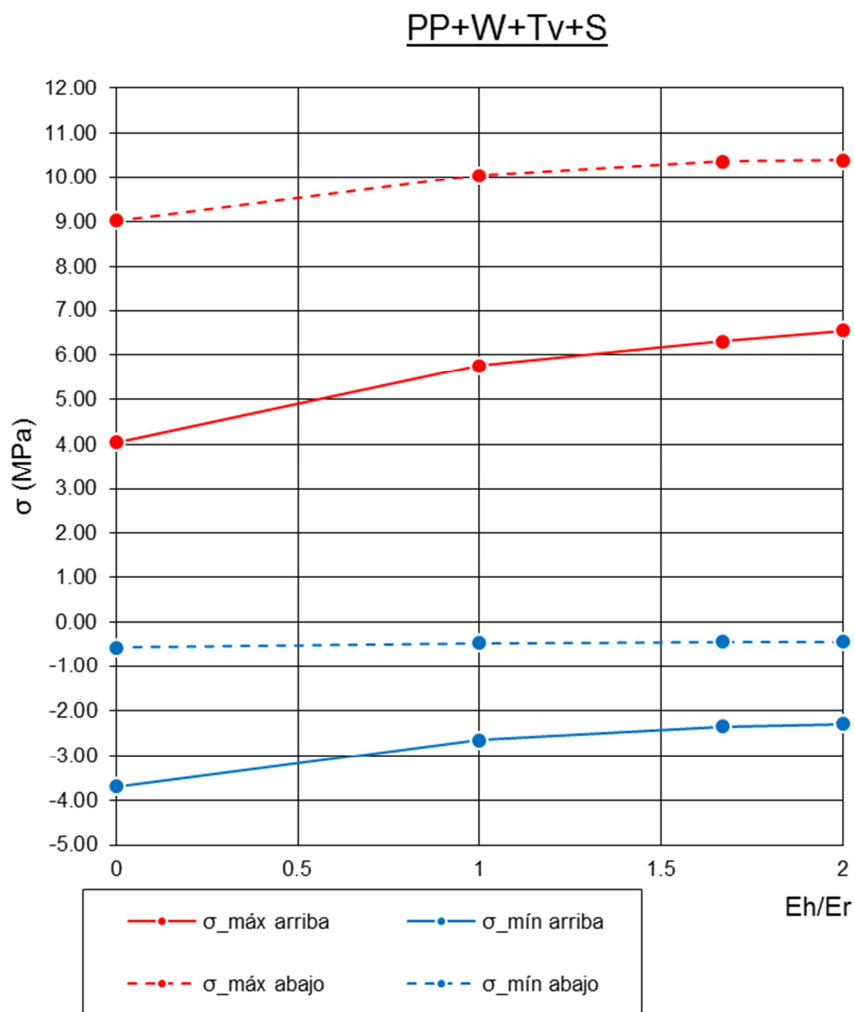


Gráfico 10: Tensiones principales.

9.7 Peso propio + empuje hidrostático + temperatura invierno + sismo

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{(c,v)}$	2.87	3.30	3.45	3.55
	$\sigma_{(t,v)}$	-1.62	-1.04	-0.85	-0.75
	$\sigma_{(c,h)}$	4.75	4.83	4.88	4.93
	$\sigma_{(t,h)}$	-2.51	-0.60	0.00	0.00
Aguas abajo	$\sigma_{(c,v)}$	2.35	3.03	3.30	3.31
	$\sigma_{(t,v)}$	-0.45	-0.49	-0.52	-0.54
	$\sigma_{(c,h)}$	6.90	7.54	7.90	8.10
	$\sigma_{(t,h)}$	-0.28	-0.46	-0.77	-0.83

Tabla 31: Tensiones verticales y horizontales (MPa).

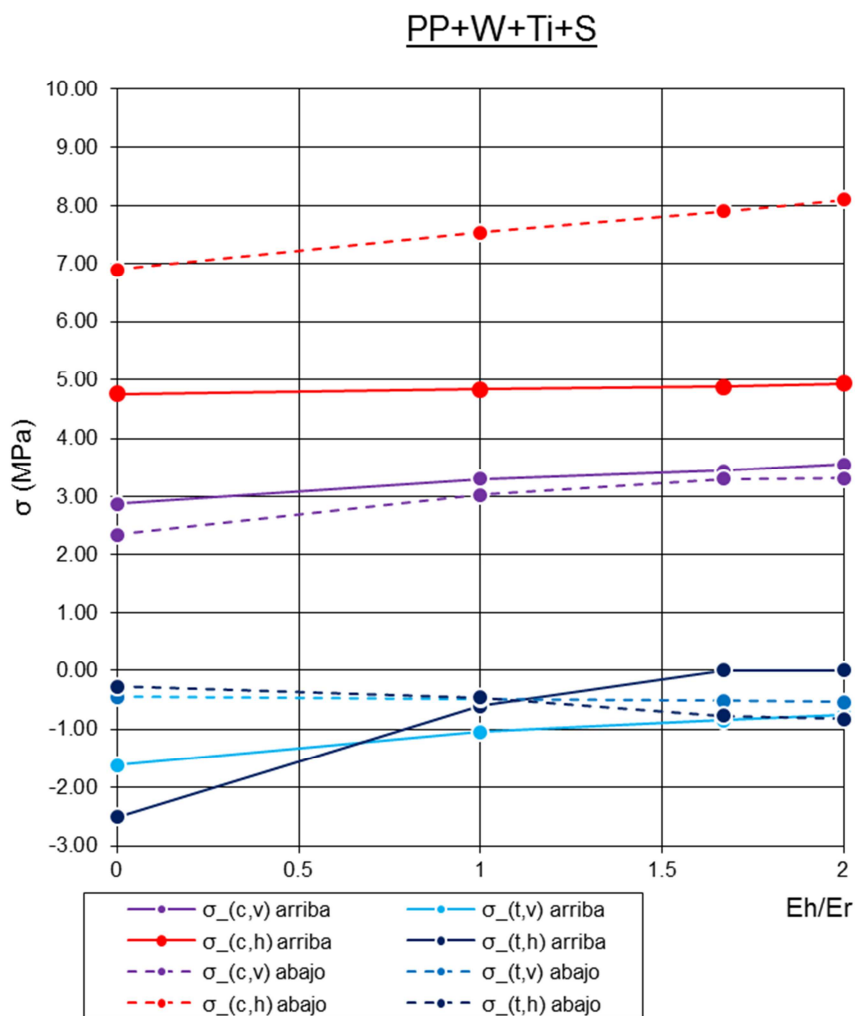


Gráfico 11: Tensiones verticales y horizontales.

Ec/Er		0	1	1.67	2
Aguas arriba	$\sigma_{\text{máx}}$	4.80	4.83	4.90	4.93
	$\sigma_{\text{mín}}$	-3.60	-2.43	-2.28	-2.14
Aguas abajo	$\sigma_{\text{máx}}$	7.90	9.35	9.72	9.85
	$\sigma_{\text{mín}}$	-0.32	-0.74	-0.92	-1.00

Tabla 32: Tensiones principales (MPa).

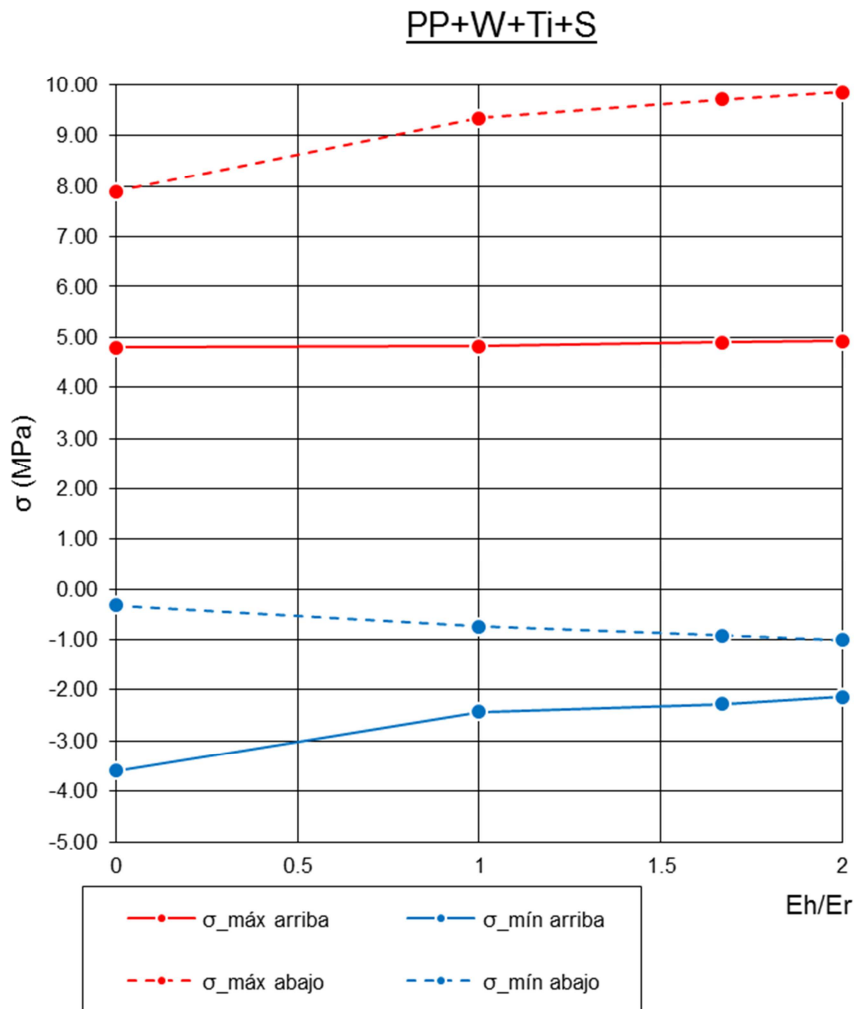


Gráfico 12: Tensiones principales.

9.8 Tensión de compresión vertical

Tensión de compresión vertical					
Ec/Er		0.00	1.00	1.67	2.00
PP+W	arriba	3.1	3.44	3.59	3.66
	abajo	2.3	3.05	3.3	3.35
PP+W+TV	arriba	2.42	2.5	2.94	3.02
	abajo	3.1	3.82	4	4.07
PP+W+TI	arriba	2.92	3.3	3.41	3.5
	abajo	2.15	2.84	3	3.14
PP+W+S	arriba	2.95	3.26	3.41	3.5
	abajo	2.53	3.23	3.4	3.51
PP+W+TV+S	arriba	2.33	2.66	2.81	2.9
	abajo	3.33	4.03	4.15	4.22
PP+W+TI+S	arriba	2.87	3.3	3.45	3.55
	abajo	2.35	3.03	3.3	3.31

Tabla 33: Tensiones de compresión verticales (MPa).

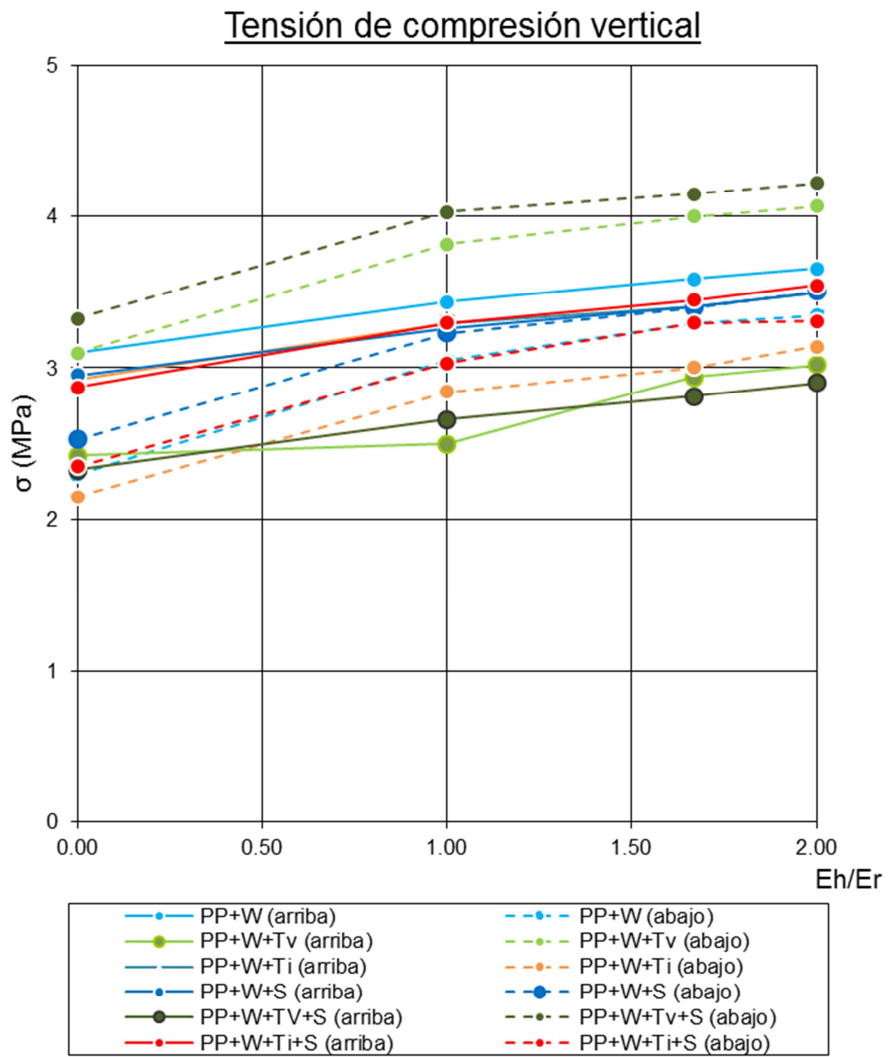


Gráfico 13: Tensiones de compresión verticales.

9.9 Tensión de compresión horizontal

Tensión de compresión horizontal					
Ec/Er		0	1	1.67	2
PP+W	arriba	3.74	3.81	3.9	3.91
	abajo	5.95	6.37	6.5	6.58
PP+W+TV	arriba	3.39	4.04	4.26	4.34
	abajo	6.78	7.15	7.25	7.26
PP+W+TI	arriba	4.14	4.16	4.2	4.25
	abajo	5.8	6.2	6.7	6.72
PP+W+S	arriba	4.41	4.47	4.54	4.58
	abajo	6.79	7.64	7.84	7.91
PP+W+TV+S	arriba	3.77	3.7	5	5.14
	abajo	7.75	8.1	8.3	8.5
PP+W+TI+S	arriba	4.75	4.83	4.88	4.93
	abajo	6.9	7.54	7.9	8.1

Tabla 34: Tensiones de compresión horizontales (MPa).

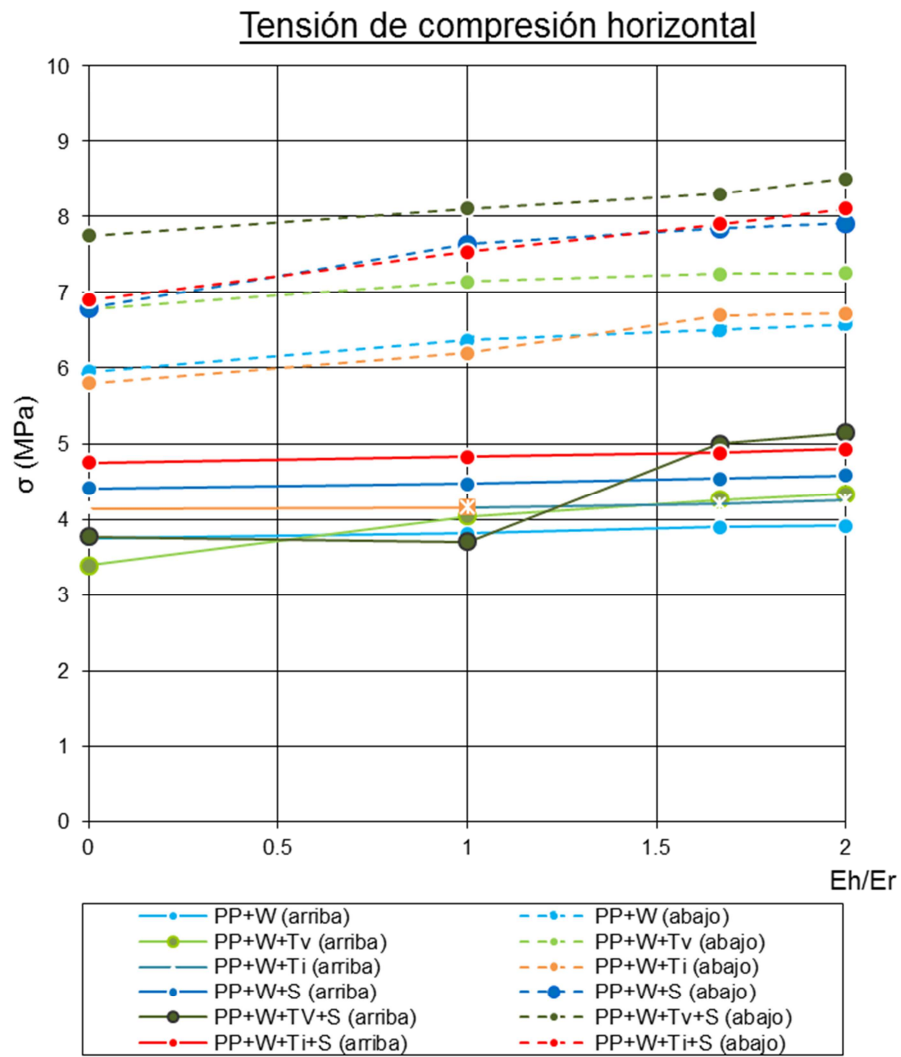


Gráfico 14: Tensiones de compresión horizontales.

9.10 Tensión de tracción vertical

Tensión de tracción vertical					
Ec/Er		0.00	1.00	1.67	2.00
PP+W	arriba	-0.81	-0.58	-0.47	-0.43
	abajo	-0.30	-0.38	-0.42	-0.44
PP+W+TV	arriba	-1.38	-1.07	-0.97	-0.90
	abajo	-0.10	-0.14	-0.16	-0.17
PP+W+TI	arriba	-1.25	-0.82	-0.69	-0.54
	abajo	-0.31	-0.40	-0.54	-0.57
PP+W+S	arriba	-1.03	-0.81	-0.69	-0.57
	abajo	-0.46	-0.49	-0.54	-0.56
PP+W+TV+S	arriba	-1.69	-1.37	-1.10	-1.05
	abajo	-0.23	-0.27	-0.30	-0.31
PP+W+TI+S	arriba	-1.62	-1.04	-0.85	-0.75
	abajo	-0.45	-0.49	-0.52	-0.54

Tabla 35: Tensiones de tracción verticales (MPa).

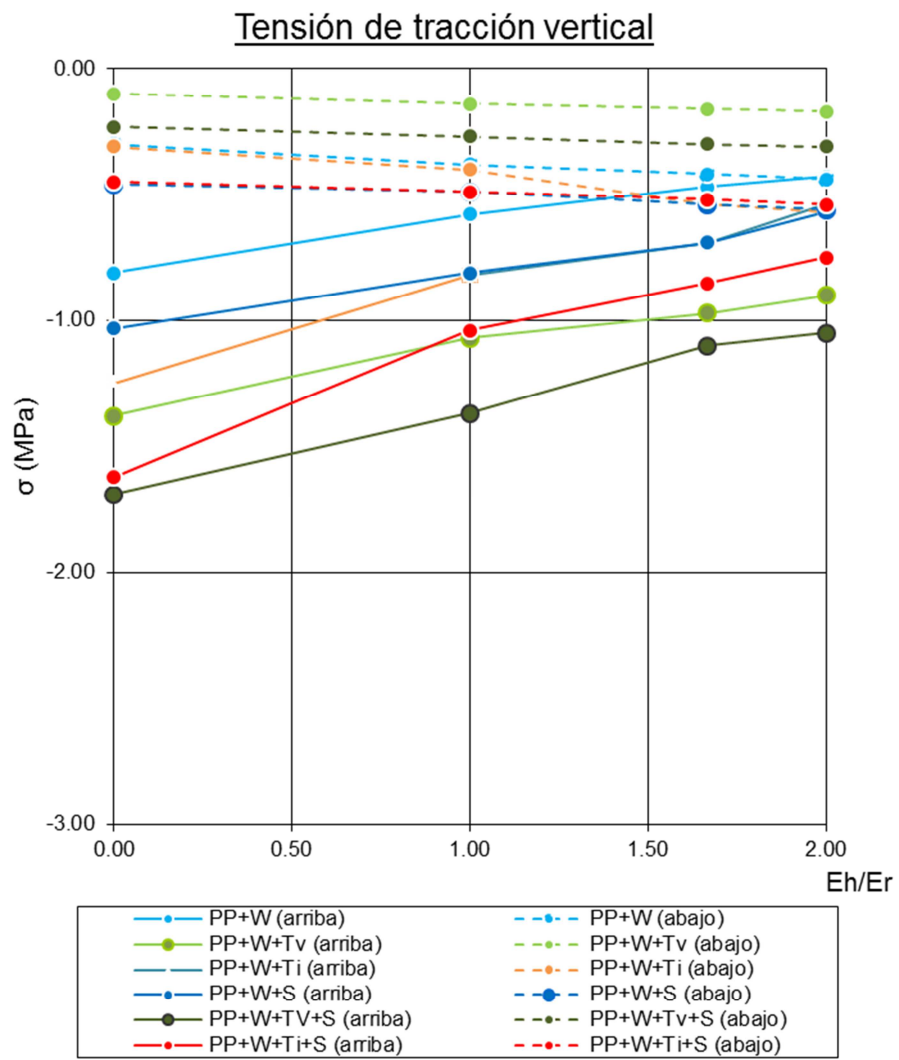


Gráfico 15: Tensiones de tracción verticales.

9.11 Tensión de tracción horizontal

Tensión de tracción horizontal					
Ec/Er		0.00	1.00	1.67	2.00
PP+W	arriba	-1.80	-0.20	0.00	0.00
	abajo	0.00	-0.14	-0.25	-0.42
PP+W+TV	arriba	-2.70	-0.94	0.00	0.00
	abajo	-0.07	-0.10	-0.16	-0.17
PP+W+TI	arriba	-2.25	-0.60	0.00	0.00
	abajo	-0.31	-0.43	-0.70	-0.83
PP+W+S	arriba	-1.97	0.00	0.00	0.00
	abajo	0.00	-0.01	-0.34	-0.54
PP+W+TV+S	arriba	-2.85	-0.87	0.00	0.00
	abajo	0.00	0.00	0.00	0.00
PP+W+TI+S	arriba	-2.51	-0.60	0.00	0.00
	abajo	-0.28	-0.46	-0.77	-0.83

Tabla 36: Tensiones de tracción horizontales (MPa).

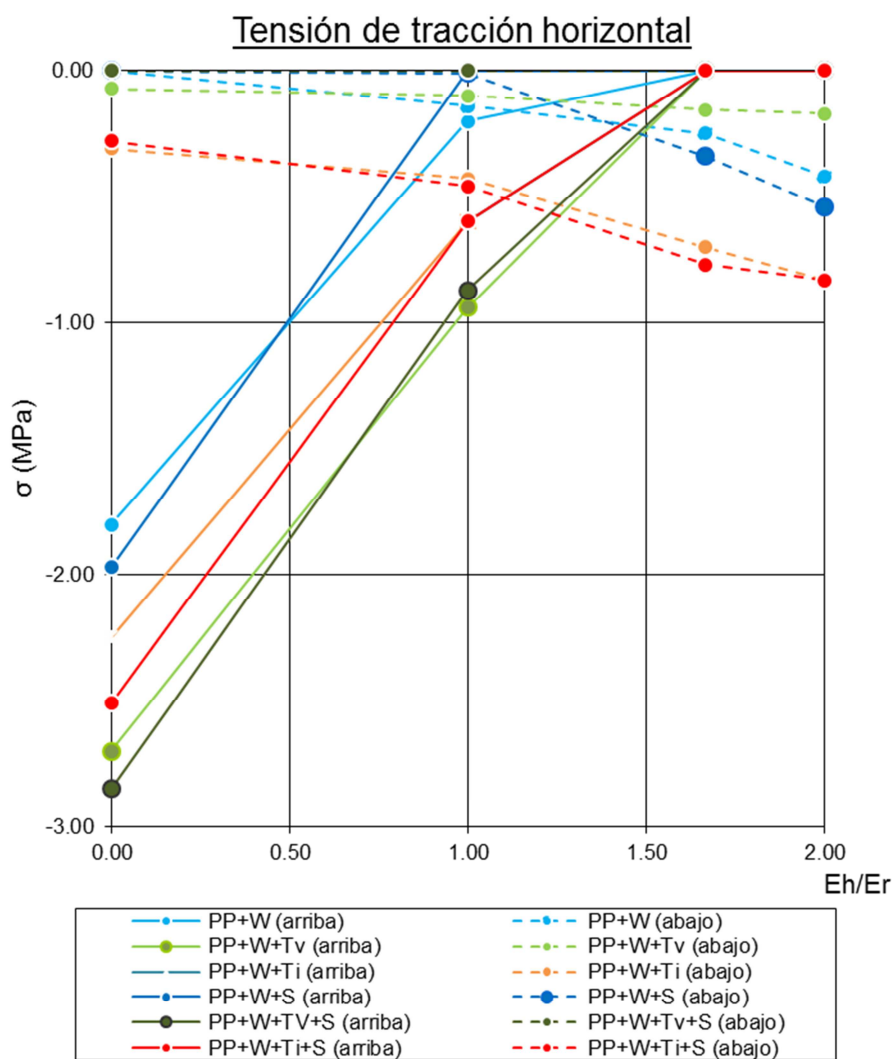


Gráfico 16: Tensiones de tracción horizontales.

9.12 Tensión principal de compresión

Tensión principal de compresión					
Ec/Er		0.00	1.00	1.67	2.00
PP+W	arriba	3.75	3.81	3.90	4.10
	abajo	6.78	7.79	8.04	8.11
PP+W+TV	arriba	3.70	4.97	5.45	5.63
	abajo	7.80	8.65	8.85	8.92
PP+W+TI	arriba	4.14	4.16	4.42	4.25
	abajo	6.70	7.71	8.07	8.24
PP+W+S	arriba	4.41	4.47	4.71	5.05
	abajo	7.68	9.25	9.55	9.64
PP+W+TV+S	arriba	4.05	5.76	6.31	6.55
	abajo	9.03	10.05	10.36	10.40
PP+W+TI+S	arriba	4.80	4.83	4.90	4.93
	abajo	7.90	9.35	9.72	9.85

Tabla 37: Tensiones principales de compresión (MPa).

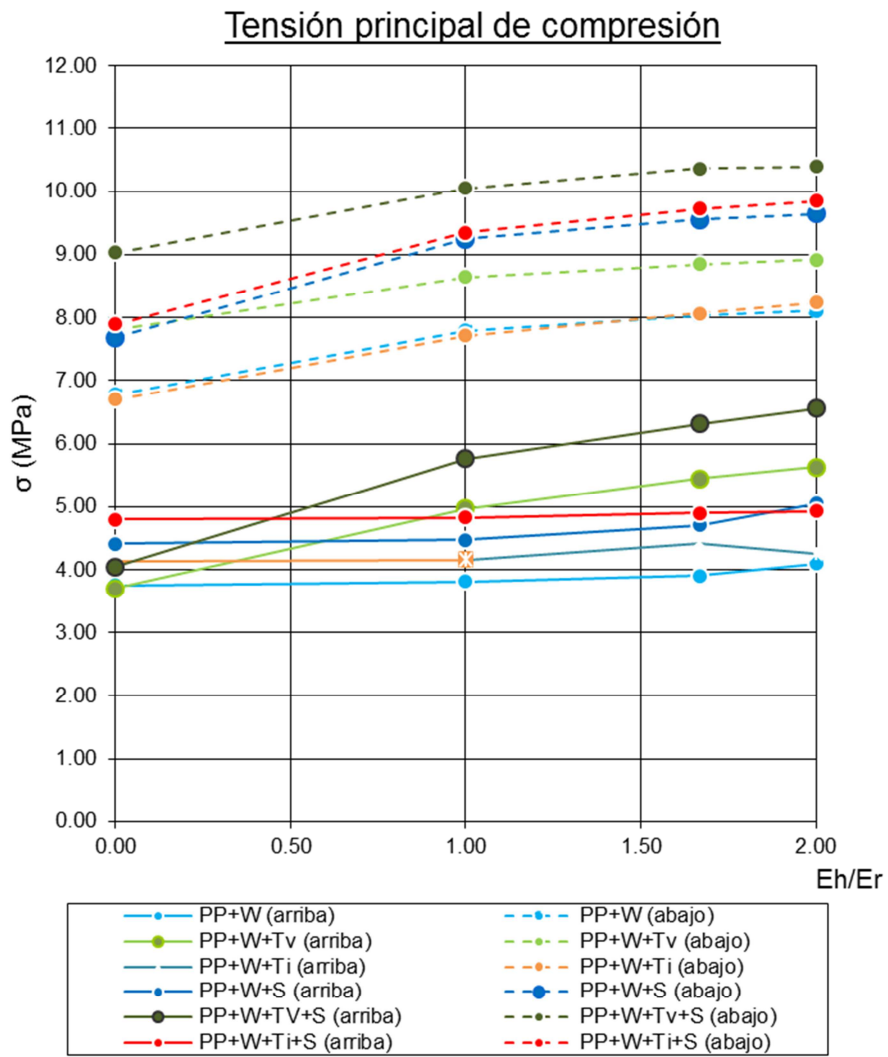


Gráfico 17: Tensiones principales de compresión.

9.13 Tensión principal de tracción

Tensión de principal de tracción					
Ec/Er		0	1	1.67	2
PP+W	arriba	-2.54	-1.61	-1.53	-1.61
	abajo	-0.25	-0.56	-0.73	-0.78
PP+W+TV	arriba	-3.40	-2.31	-2.11	-2.07
	abajo	-0.46	-0.77	-0.90	-0.92
PP+W+TI	arriba	-3.20	-2.12	-1.91	-1.76
	abajo	-0.46	-0.77	-0.90	-0.92
PP+W+S	arriba	-2.91	-1.97	-1.90	-1.87
	abajo	-0.05	-0.54	-0.74	-0.83
PP+W+TV+S	arriba	-3.70	-2.65	-2.34	-2.29
	abajo	-0.57	-0.47	-0.45	-0.44
PP+W+TI+S	arriba	-3.60	-2.43	-2.28	-2.14
	abajo	-0.32	-0.74	-0.92	-1.00

Tabla 38: Tensiones principales de tracción (MPa).

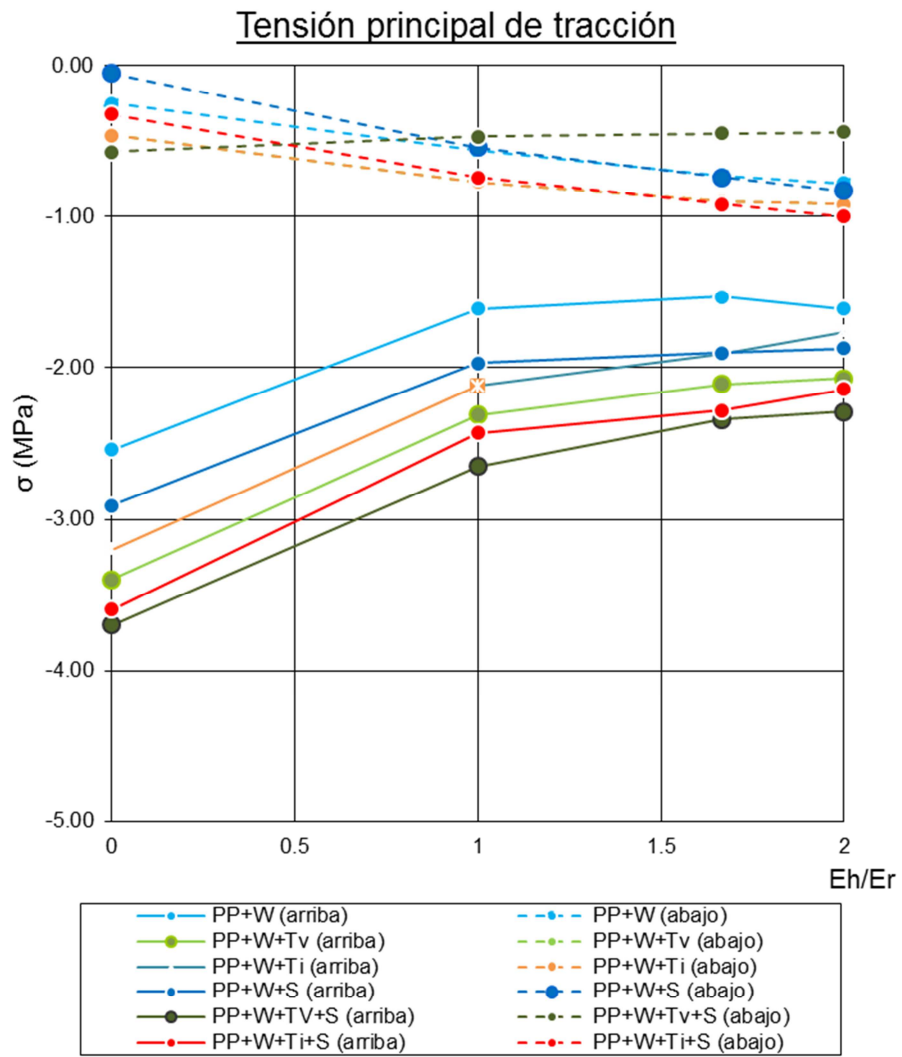


Gráfico 18: Tensiones principales de tracción.

9.14 Análisis de resultados

- Las tensiones de compresión, bien sea en el paramento de aguas arriba o en el de aguas abajo, y bien sean horizontales o verticales, experimentan una escasa variación en el rango de rigideces estudiado. En la siguiente tabla se exponen, considerando todos los casos de carga, las variaciones de tensión máximas (en valor absoluto) que se producen para cada una de las ellas:

$\Delta\sigma_{(c,v)}$	Arriba	0.68
	Abajo	1.05
$\Delta\sigma_{(c,h)}$	Arriba	1.37
	Abajo	1.2

Tabla 39: Variación máxima de las tensiones de compresión (MPa).

- La totalidad de tensiones de compresión (horizontales y verticales en ambos paramentos) decrecen a medida que aumenta el cociente E_R/E_C .
- La tensión de compresión horizontal aguas abajo es, para todos los casos de carga y para todas las relaciones de rigidez, la que presenta una magnitud mayor. La tensión de compresión horizontal aguas arriba es también, la segunda mayor. Este pauta muestra que, independientemente de la rigidez de la roca, la presa muestra un mayor nivel tensional en dirección horizontal que en dirección vertical.
- La tensión de compresión vertical aguas arriba es, para todas las rigideces de la roca estudiadas y a excepción de los casos de carga con temperatura en verano, de mayor valor que la tensión de compresión vertical aguas abajo.
- Las tensiones principales máximas (compresión) siguen las mismas pautas que las anteriores. Así pues, la tensión principal máxima del paramento de aguas arriba es en todos los casos mayor a la del paramento de aguas abajo. Además, su magnitud decrece a medida que se incrementa la rigidez de la roca. Las variaciones tensionales máximas (en valor absoluto) son:

$\Delta\sigma_{(máx.)}$	Arriba	2.5
	Abajo	1.96

Tabla 40: Variación máxima de la tensión principal de compresión (MPa).

- Las tensiones de tracción verticales y horizontales presentan unas tendencias distintas según se trate del paramento de aguas arriba o del de aguas abajo. Por un lado, en el paramento de aguas abajo las tensiones tanto horizontales como verticales tienden a 0 a medida que la roca incrementa su módulo de elasticidad. En cambio, en el paramento de aguas arriba dichas tensiones tienden a incrementarse a medida que la roca adquiere mayor rigidez.

- Al igual que ocurre con las tensiones de compresión, las diferencias en las tensiones de tracción entre $E_R/E_C = 0.5$ y $E_R/E_C = 0.6$ son prácticamente las mismas.
- Las tensiones de tracción vertical y horizontal en el paramento de aguas abajo así como la tensión de tracción vertical en el paramento de aguas arriba varían suavemente frente a variaciones en la rigidez de la roca. En cambio, se observa como las tensiones horizontales en el paramento de aguas arriba presentan una variación sustancial fundamentalmente entre el rango $E_R/E_C = 1$ y $E_R/E_C = \infty$. Así pues, dichas tensiones son nulas para todos los casos de carga entre $E_R/E_C = 0.5$ y $E_R/E_C = 0.6$. En cambio, para los casos $E_R/E_C = 1$ y $E_R/E_C = \infty$ se empiezan a desarrollar tensiones horizontales de tracción en los arranques de la bóveda, con valores considerablemente elevados fundamentalmente en el segundo caso, llegando casi a los 3 MPa.
- En la siguiente tabla se muestra la variación tensional máxima (en valor absoluto) que presentan las tensiones de tracción:

$\Delta\sigma_{(t,v)}$	Arriba	0.87
	Abajo	0.26
$\Delta\sigma_{(t,h)}$	Arriba	2.85
	Abajo	0.55

Tabla 41: Variación máxima de las tensiones de tracción (MPa).

- Las tensiones principales mínimas (tracción) presentan la misma tendencia que las anteriores, es decir, en el paramento de aguas abajo tienden a 0 para módulos de elasticidad de la roca mayores, mientras que el de aguas arriba se incrementan frente a la misma variación del módulo de elasticidad. Además, en el paramento de aguas abajo las tensiones varían con mayor suavidad que en de aguas arriba, donde los cambios son más fuertes en el intervalo $E_R/E_C = 1 - \infty$.
- En la siguiente tabla se muestra la variación tensional máxima (en valor absoluto) que presentan las tensiones principales de tracción:

$\Delta\sigma_{(mín.)}$	Arriba	1.46
	Abajo	0.78

Tabla 42: Variación máxima de la tensión principal de tracción (MPa).

10. ESTIMACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA PRESA

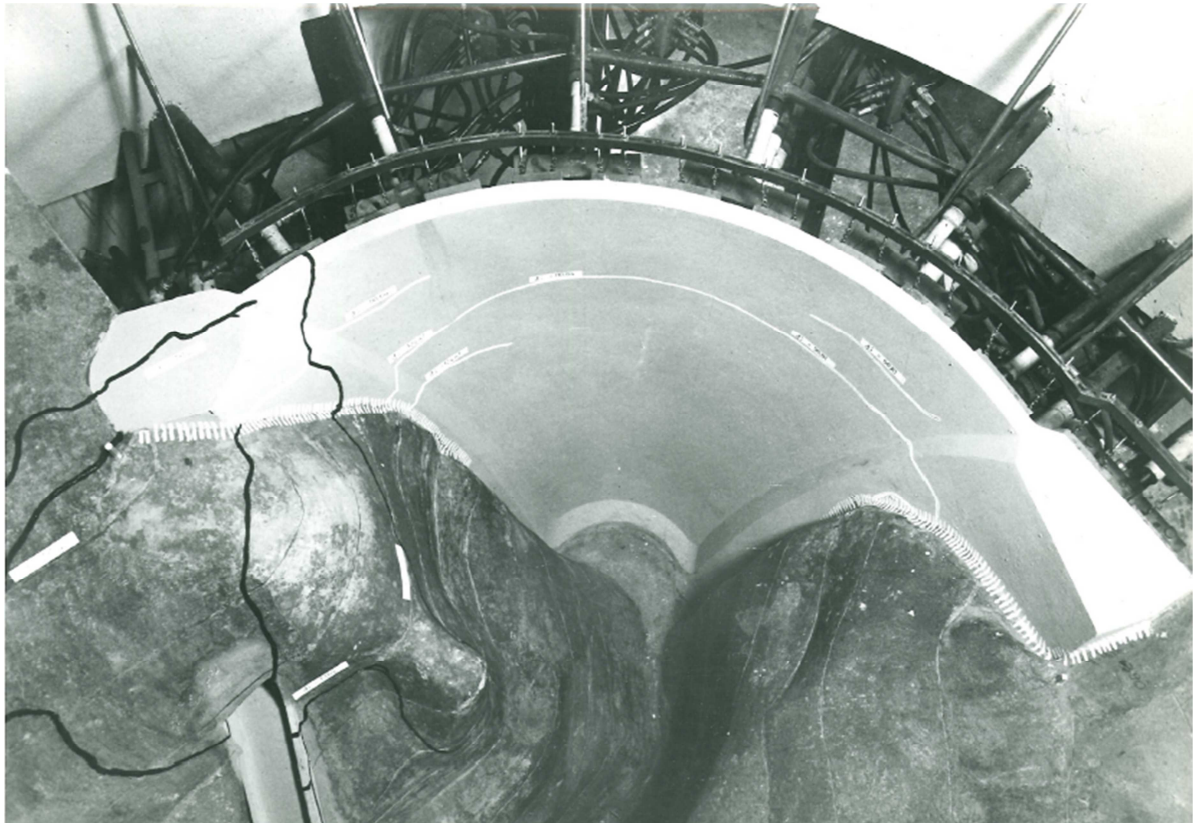


Figura 86: Rotura del modelo físico de la presa de Quéntar.
(Fuente: **ref.[2]**)

Previamente a exponer los comentarios relativos a la seguridad estructural de la presa, es importante evidenciar que éstos deben entenderse en el contexto del presente trabajo, con carácter académico. Por tanto, no se trata de un juicio en el ámbito profesional sobre la seguridad real de la presa, el cual precisaría de estudios adicionales.

La evaluación de la seguridad estructural de la presa comprende el análisis de los niveles tensionales de compresión y de tracción. En lo que respecta al primero, el proyecto original establece en 5.5 MPa la tensión máxima admisible del hormigón para todos los casos de carga, sean estáticos o dinámicos (pseudostáticos). El modelo arco ménsula registra una compresión máxima de 5.13 MPa para los casos estáticos y de 5.66 MPa para los pseudostáticos.

El modelo de elementos finitos, en cambio, presenta unos niveles tensionales mayores, esto es, de 7.25 MPa para los casos estáticos y 8.3 MPa para los pseudostáticos, hablando en términos de tensiones horizontales (arcos) y verticales (ménsulas). Analizando las tensiones principales, los valores ascienden a 8.85 MPa (casos estáticos) y 10.36 MPa (casos pseudostáticos). Estos valores, aunque resultan superiores a los límites establecidos en proyecto, suponen respectivamente un 35% y 40% de la resistencia a compresión del hormigón, que es de 25 MPa. Puede concluirse, por tanto, que el nivel tensional de la presa queda lejos de alcanzar el agotamiento a compresión del hormigón.

En lo que respecta a las tracciones, cabe destacar que en el proyecto original no se define un valor específico en lo que respecta a la tracción máxima admisible del hormigón. Como orden de magnitud se puede estimar la resistencia a tracción del hormigón del orden del 10% de la de compresión (criterio empleado habitualmente en presas), lo cual resulta en unos 2.5 MPa. De acuerdo a la EHE, la resistencia característica a tracción ($f_{ct,k}$) y media ($f_{ct,m}$) serían de 1.8 y 2.6 MPa respectivamente. Cabe destacar que, debido a la tridimensionalidad del problema y al efecto de confinamiento del hormigón, la resistencia característica a tracción puede constituir una referencia muy conservadora, incluso la resistencia media. De cara al análisis, tomaremos esta segunda como referente.

En el modelo arco ménsula la tracción máxima que se registra es de -1 MPa para los casos estáticos y -1.1 MPa para los pseudostáticos. En el modelo de elementos finitos los valores son, en términos de tensiones horizontales y verticales, de -0.97 MPa para el caso estático y -1.1 MPa para el caso pseudostático, mientras que si se habla de tensiones principales los valores ascienden a -2.11 MPa en las condiciones estáticas y -2.34 MPa en condiciones pseudostáticas.

Estos últimos valores, aunque próximos a la resistencia a tracción del hormigón, no llegan a rebasarla. A ello, hay que sumar que, a pesar que los picos tensionales del modelo han sido excluidos, las zonas donde se han registrado los valores máximos de tracción siguen siendo de reducidas dimensiones, motivo por el cual no representa un peligro para la integridad estructural de la obra.

Puede concluirse, por lo tanto, que en base al análisis estático y pseudoestático que se ha llevado a cabo, la Presa de Quéntar puede considerarse como una estructura fiable y segura.

11. CONCLUSIONES

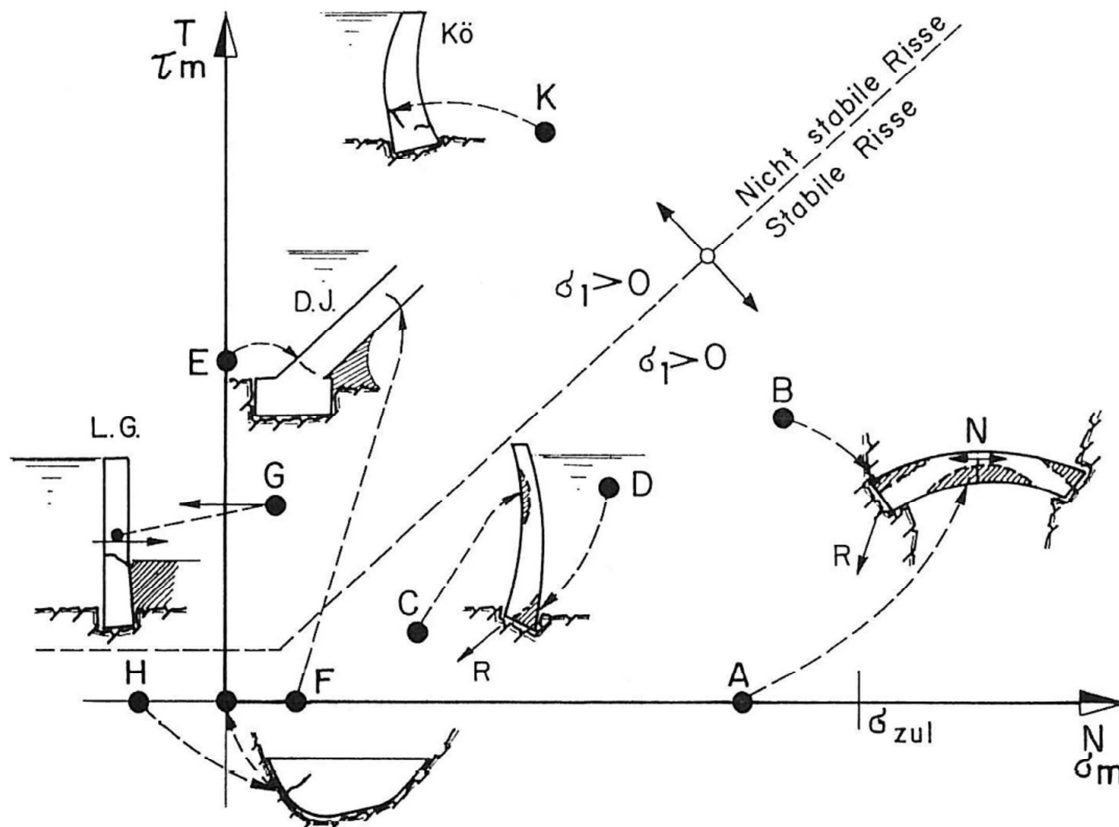


Figura 87: Fisuras estables o inestables en función de la fuerza normal y de corte.

(Fuente: ref. [16])

- La presente tesina de máster ha llevado a cabo un análisis comparativo entre los métodos clásicos de cálculo de presas bóveda de hormigón (arco-ménsula) y los métodos modernos mediante elementos finitos. El estudio ha concluido que ambos modelos muestran una buena correspondencia en lo que al comportamiento global de la estructura se refiere.
- Las tensiones de compresión en el hormigón presentan en ambas metodologías las mismas pautas, tanto en lo que respecta a su distribución como su la magnitud. No obstante, se ha podido registrar un nivel tensional de compresión ligeramente mayor en el modelo de elementos finitos.
- En cambio, las principales diferencias se han registrado fundamentalmente en el campo de las tracciones. Aunque a nivel global los valores máximos resultan similares, se ha podido comprobar cómo el modelo de elementos finitos desarrolla generalmente un nivel de tracción mayor en sentido vertical que en horizontal, al contrario que el modelo arco-ménsula.
- En base al cálculo estático realizado de la presa, puede concluirse que se satisfacen las condiciones de seguridad de la estructura tanto en lo que respecta al estado tensional de tracción como de compresión.
- El trabajo también ha desarrollado un estudio paramétrico del estado tensional de la presa en función de la rigidez de la roca de cimentación. Se ha podido comprobar como la estructura no muestra prácticamente cambios en su estado tensional cuando la relación de rigideces E_R/E_C varía ligeramente.
- Se ha podido observar como la totalidad de tensiones de compresión (horizontales y verticales en ambos paramentos) decrecen a medida que aumenta el cociente E_R/E_C . En cambio, las tensiones de tracción han mostrado un comportamiento distinto según el paramento estudiado. Así pues, aguas abajo las tensiones de tracción tanto horizontales como verticales tienden a 0 a medida que la roca incrementa su módulo de elasticidad. En cambio, en el paramento de aguas arriba dichas tensiones tienden a incrementarse a medida que la roca adquiere mayor rigidez.

12. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

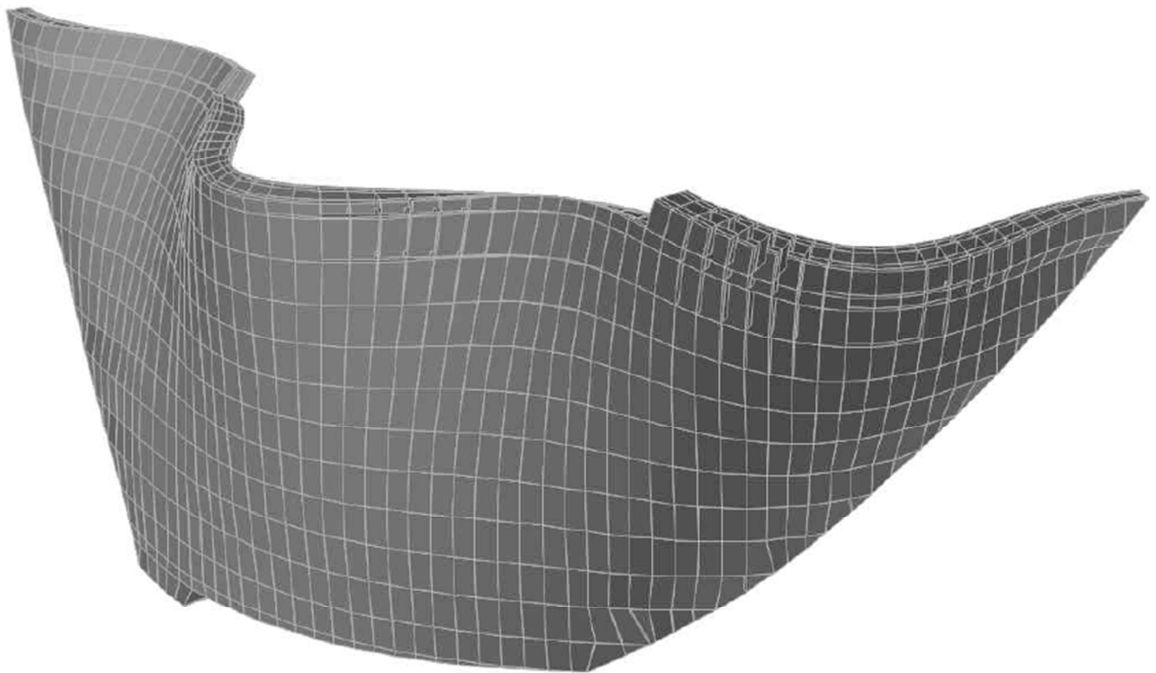


Figura 88: Modo de vibración obtenido en el análisis modal de la presa de Carmena (Suiza).
(Fuente: ref.[12])

El presente trabajo constituye solamente un punto de partida para el estudio de una presa de la envergadura de la de Quéntar, desde el punto de vista de las potentes herramientas de cálculo que nos brindan nuestros tiempos. Numerosos son los aspectos sobre los cuales se podrían profundizar los estudios, y que según considera el autor del presente trabajo, se podrían resumir en los siguientes:

- Desde el punto de vista de las condiciones de contorno, y como se ha podido comprobar en el estudio paramétrico realizado, la relación de rigideces entre roca y presa representa una variable fundamental para su comportamiento estructural. Así pues, la disponibilidad de datos de auscultación durante la fase de servicio de la presa permitiría determinar con mayor exactitud el módulo de deformación de la roca, mediante un análisis de los desplazamientos en relación con las cargas actuantes en cada momento.
- En segundo lugar, la geometría de la presa brinda también otras posibilidades interesantes de análisis. Cabe destacar que el presente estudio se ha llevado a cabo considerando las hipótesis del proyecto inicial de la presa, en el cual se considera una presa totalmente simétrica empotrada elásticamente en todo su contorno. Sin embargo, la presa dispone de dos muros estribos así como de un zócalo a lo largo de todo el contorno de la cimentación que hacen que, si bien la bóveda en sí es totalmente simétrica, la presa en su conjunto no lo sea. La modelación de estos aspectos geométricos sí se tuvo en cuenta en el modelo físico del proyecto, y podría ser de interés su introducción en el modelo de elementos finitos. No obstante, y dada las diferentes versiones que se han podido constatar en los planos recabados, fundamentalmente en relación con el zócalo perimetral, el punto de partida inicial sería el de recopilar información constructiva sobre dicho zócalo para poder representarlo del modo más fidedigno posible.
- En tercer lugar, y en relación con el análisis sísmico de la presa, una estructura de la envergadura de la de Quéntar requeriría sin lugar a dudas en la época actual de modelos más complejos y elaborados que los pseudoestáticos. En base a ello, un análisis modal de presa con espectro de respuesta podría constituir una de las bases para la comprobación y el recálculo sísmico de la estructura.
- El modelo constitutivo de la presa, considerado en el presente estudio de tipo elástico y lineal, podría modificarse considerando fenómenos de fisuración. Estos modelos podrían aplicarse tanto al estudio estático de la presa como fundamentalmente al análisis modal.
- Finalmente, otro de los puntos de revisión habituales son los relacionados con las normativas. En este sentido, un recálculo de la presa en base a los escenarios planteados por las nuevas normas podrían ayudar a completar la evaluación de la seguridad global de la estructura.

13. REFERENCIAS

13.1 Bibliografía

- [1] Proyecto para la ejecución de la presa de Quéntar en el río Aguas Blancas (Granada), Julio 1966.
- [2] Sul comportamento static della diga di “Quéntar”: Dall’analisi dei risultati sperimentali su modelo, Milano- Maggio 1970.
- [3] Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas - Orden de 21 de agosto de 1962 - Ministerio de Obras Públicas.
- [4] Norma MV 101-1962 - Acciones en la edificación - Ministerio de la Vivienda.
- [5] Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses - Orden de 12 de marzo de 1996 - Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.
- [6] Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 - Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, Ministerio de Fomento.
- [7] Guías Técnicas de Seguridad de Presas - Criterios para proyectos de presas y sus obras anexas (Tomo 1) – Comité Nacional Español de Grandes Presas, 2003.
- [8] Guías Técnicas de Seguridad de Presas – Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales – Comité Nacional Español de Grandes Presas, 1999.
- [9] Apuntes de proyecto y construcción de presas. Vol. 2 - La presa bóveda como estructura - Álvarez Martínez, Alfonso - Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, D.L., 1981.
- [10] SAP 2000, versión 15.1 - CSI analysis reference manual
- [11] Carlos Fernández Casado, ingeniero – Madrid, Ministerior de Fomento, D.L. 2007.
- [12] Diga di Carmena – Verifica della sicurezza in caso di sisma – Análisi dinámica tramite modelo tridimensionale – Lombardi SA, maggio 2013.
- [13] P.H. Santa María de Quipúa – Cálculo estructural de la presa y análisis de estabilidad de los estribos – Lombardi SA, octubre 2014.
- [14] Asignatura de Presas, 5ºCurso de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, curso 2007-2008.
- [15] F.Vogt. Über die Berechnung von Fundamentdeformationen. Oslo 1925.
- [16] Lombardi, G., (1988) – „Querkraftbedingte Shäden in Bogensperren“ - Wasser, Energie, Luft, 80 Jahrgang, Heft 5/6.

13.2 Cibergrafía

[17] www.cehopu.cedex.es

[18] www.embalses.net/pantano-420-quentar

[19] www.andaluciarustica.com/presa_de_quentar

[20] https://es.wikipedia.org/wiki/Embalse_de_Qu%C3%A9ntar

[21] https://es.wikipedia.org/wiki/Carlos_Fern%C3%A1ndez_Casado

[22] <http://www.cfcsi.com/en/>

[23] https://en.wikipedia.org/wiki/Eduardo_Torroja

[24] http://biblioteca.sena.edu.co/exlibris/aleph/u21_1/alephe/www_f_spa/icon/8830/construccion_arcos_bovedas.html

AGRADECIMIENTOS

En el cierre del presente trabajo me gustaría dedicar unas palabras de agradecimiento a todas aquellas personas que me han prestado su ayuda durante alguna etapa de éste. Dichas palabras no están escritas como una simple formalidad, sino con la verdadera intención de conseguir que todas las personas citadas se sientan valoradas y crean que parte de este trabajo les pertenece.

Siguiendo un orden cronológico, me gustaría mencionar en primer lugar a **Ignacio Payá Zaforteza**, tutor de mi tesina. A él quería agradecerle toda la paciencia que ha tenido conmigo durante estos últimos tiempos, tan cambiantes para mí, animándome en todo momento y mostrándome alternativas, como ha sido la del estudio de la Presa de Quéntar, que fuesen atractivas y de gran aplicación a mi carrera profesional.

En segundo lugar, y también como cotutor del trabajo, se encuentra **Ignacio Escuder Bueno**. A él quería agradecerle el ofrecimiento y apoyo que me prestó desde el primer momento a codirigir este trabajo, pese a su siempre apretada agenda nacional e internacional.

Dentro de la etapa de investigación y recopilación de toda la información necesaria, me gustaría agradecer y recordar a **Lucía Fernández Muñoz** y a **Leonardo Fernández Troyano**, por su espléndida atención y por brindarme su ayuda a compartir mis dudas conceptuales sobre el trabajo. También ocupa un lugar especial la señora **Antonia Bergaja Peralta**, empleada del CEDEX en el Archivo Carlos Fernández Casado, por su disponibilidad y por ayudarme a encontrar toda la información que necesitaba dentro de los extensos documentos del archivo.

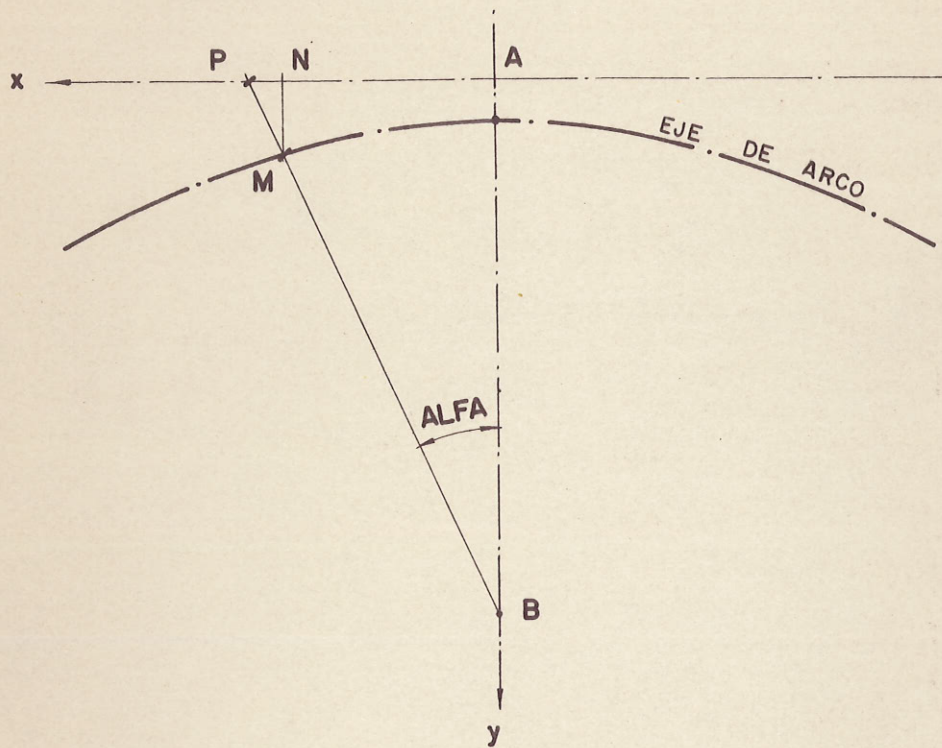
Ya durante la fase final de cálculo y desarrollo en sí del trabajo, me gustaría mostrar mis agradecimientos al Jefe del Departamento de Estudios Especiales de Lombardi, **Francesco W. Amberg**, por ofrecerme desde el inicio su ayuda a compartir mis dudas conceptuales en relación a mi trabajo así como prestarme el software necesario para poder desarrollarlo en las mejores condiciones posibles.

Reservo mi último párrafo para la citar probablemente la persona más influyente para mí en esta tesina final de Máster, mi compañero de trabajo **Riccardo Stucchi**. A él quería agradecerle tantos momentos que ha compartido a lo largo de este trabajo, bien ayudándome a utilizar todo el Software tras acabar nuestro horario laboral, o bien por participar en nuestros debates sobre cálculo y comportamiento de presas bóveda en muchas de nuestras cenas gastronómicas ítalo-españolas. Riccardo, gracias de verdad!

ANEXO 1

DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA PRESA

DEFINICION DE PRESA



$$AN = x$$

$$MN = y$$

$$PM = y / \cos(\text{ALFA})$$

E = Espesor

Z = Cota sobre el terreno

$$AB = 54,7 \text{ m.}$$

COORDENADAS DE LA MENSULA CENTRAL

Z	x	y	E	ALFA	y/cos (ALFA)
1040	0.000	2.0000	3.5000	0.000	2.0000
1035	0.000	1.1779	4.1233	0.000	1.1779
1030	0.000	0.4427	4.7401	0.000	0.4427
1025	0.000	-0.2091	5.3504	0.000	-0.2091
1020	0.000	-0.7815	5.9543	0.000	-0.7815
1015	0.000	-1.2789	6.5517	0.000	-1.2789
1010	0.000	-1.7059	7.1426	0.000	-1.7059
1005	0.000	-2.0672	7.7271	0.000	-2.0672
1000	0.000	-2.3675	8.3050	0.000	-2.3675
995	0.000	-2.6113	8.8765	0.000	-2.6113
990	0.000	-2.8027	9.4415	0.000	-2.8027
985	0.000	-2.9457	10.0000	0.000	-2.9457
980	0.000	-3.0434	10.5522	0.000	-3.0434
975	0.000	-3.0983	11.0978	0.000	-3.0983
970	0.000	-3.1121	11.6369	0.000	-3.1121
965	0.000	-3.0857	12.1695	0.000	-3.0857
960	0.000	-3.0184	12.6957	0.000	-3.0184
955	0.000	-2.9089	13.2154	0.000	-2.9089
950	0.000	-2.7541	13.7286	0.000	-2.7541
945	0.000	-2.5494	14.2353	0.000	-2.5494
940	0.000	-2.2888	14.7355	0.000	-2.2888
935	0.000	-1.9644	15.2293	0.000	-1.9644
930	0.000	-1.5664	15.7166	0.000	-1.5664
925	0.000	-1.0829	16.1975	0.000	-1.0829
920	0.000	-0.5000	16.6719	0.000	-0.5000

I= 1

VALORES DE S

14.244
14.305
14.227
14.272
14.987

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K=	1	2.833	2.049	3.080	3.500	2.052	
K=	2	5.667	2.197	6.160	3.500	2.210	
K=	3	8.501	2.445	9.240	3.500	2.477	
K=	4	11.336	2.795	12.320	3.500	2.861	
K=	5	14.171	3.251	15.400	3.500	3.372	
J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	16.932	3.799	18.400	3.500	4.004	
K=	2	19.691	4.454	21.400	3.500	4.784	
K=	3	22.445	5.220	24.400	3.500	5.732	
K=	4	25.191	6.101	27.400	3.500	6.872	
K=	5	27.926	7.101	30.400	3.500	8.233	
J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	30.501	8.161	33.240	3.500	9.758	
K=	2	33.058	9.333	36.080	3.500	11.548	
K=	3	35.593	10.620	38.920	3.500	13.651	
K=	4	38.103	12.024	41.760	3.500	16.119	
K=	5	40.584	13.545	44.600	3.500	19.024	
J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	42.895	15.090	47.280	3.500	22.243	
K=	2	45.175	16.740	49.960	3.500	26.021	
K=	3	47.423	18.495	52.640	3.500	30.479	
K=	4	49.636	20.356	55.320	3.500	35.776	
K=	5	51.814	22.323	58.000	3.500	42.126	
J=	5	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	53.894	24.332	60.600	3.500	49.567	
K=	2	55.942	26.442	63.200	3.500	58.645	
K=	3	57.958	28.653	65.800	3.500	69.897	
K=	4	59.945	30.966	68.400	3.500	84.118	
K=	5	61.905	33.384	71.000	3.500	102.542	

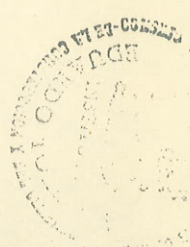
1040.

l= 2

VALORES DE S

14.439
14.391
14.281
14.511
13.866

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K=	1	2.877	1.236	3.080	4.123	1.238	
K=	2	5.751	1.410	6.160	4.124	1.419	
K=	3	8.622	1.701	9.240	4.124	1.723	
K=	4	11.486	2.108	12.320	4.125	2.157	
K=	5	14.342	2.630	15.400	4.125	2.728	
J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	17.115	3.251	18.400	4.126	3.426	
K=	2	19.877	3.981	21.400	4.127	4.276	
K=	3	22.626	4.821	24.400	4.128	5.294	
K=	4	25.363	5.771	27.400	4.130	6.500	
K=	5	28.085	6.831	30.400	4.131	7.919	
J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	30.648	7.936	33.240	4.132	9.488	
K=	2	33.199	9.140	36.080	4.134	11.309	
K=	3	35.735	10.444	38.920	4.136	13.424	
K=	4	38.259	11.849	41.760	4.138	15.885	
K=	5	40.770	13.357	44.600	4.139	18.759	
J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	43.129	14.874	47.280	4.141	21.925	
K=	2	45.478	16.486	49.960	4.143	25.626	
K=	3	47.818	18.193	52.640	4.146	29.981	
K=	4	50.151	20.000	55.320	4.148	35.149	
K=	5	52.478	21.908	58.000	4.150	41.342	
J=	5	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	54.490	23.645	60.320	4.152	47.752	
K=	2	56.500	25.463	62.640	4.154	55.406	
K=	3	58.510	27.367	64.960	4.157	64.659	
K=	4	60.521	29.359	67.280	4.159	76.014	
K=	5	62.535	31.444	69.600	4.161	90.207	



1035

l= 3

VALORES DE S

14.619
14.490
14.322
14.623
12.384

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K= 1	2.916	0.508	3.080	4.740	0.508	
K= 2	5.828	0.702	6.160	4.741	0.706	
K= 3	8.732	1.025	9.240	4.743	1.038	
K= 4	11.625	1.474	12.320	4.745	1.509	
K= 5	14.503	2.048	15.400	4.748	2.124	
J= 2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	17.290	2.724	18.400	4.752	2.871	
K= 2	20.060	3.513	21.400	4.756	3.774	
K= 3	22.811	4.413	24.400	4.760	4.846	
K= 4	25.544	5.421	27.400	4.766	6.106	
K= 5	28.258	6.535	30.400	4.771	7.577	
J= 3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	30.812	7.686	33.240	4.777	9.189	
K= 2	33.353	8.929	36.080	4.784	11.047	1030
K= 3	35.882	10.263	38.920	4.791	13.191	
K= 4	38.401	11.690	41.760	4.798	15.671	
K= 5	40.915	13.209	44.600	4.806	18.552	
J= 4	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	43.285	14.730	47.280	4.813	21.712	
K= 2	45.656	16.336	49.960	4.822	25.393	
K= 3	48.031	18.030	52.640	4.830	29.713	
K= 4	50.415	19.817	55.320	4.840	34.828	
K= 5	52.811	21.700	58.000	4.849	40.949	
J= 5	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	54.646	23.201	60.040	4.857	46.458	
K= 2	56.494	24.763	62.080	4.865	52.885	
K= 3	58.356	26.389	64.120	4.873	60.458	
K= 4	60.234	28.083	66.160	4.882	69.482	
K= 5	62.132	29.849	68.200	4.891	80.376	

I= 4

VALORES DE S

14.783
14.591
14.346
14.606
10.345

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K=	1	2.951	-0.139	3.080	5.351	-0.139	
K=	2	5.896	0.070	6.160	5.353	0.070	
K=	3	8.831	0.417	9.240	5.357	0.422	
K=	4	11.750	0.898	12.320	5.363	0.920	
K=	5	14.651	1.511	15.400	5.369	1.568	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	17.454	2.231	18.400	5.377	2.351
K=	2	20.234	3.068	21.400	5.387	3.295
K=	3	22.991	4.017	24.400	5.397	4.411
K=	4	25.723	5.076	27.400	5.409	5.717
K=	5	28.432	6.240	30.400	5.422	7.234

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	30.976	7.436	33.240	5.436	8.891
K=	2	33.503	8.723	36.080	5.450	10.793
K=	3	36.015	10.098	38.920	5.466	12.979
K=	4	38.516	11.561	41.760	5.482	15.499
K=	5	41.010	13.113	44.600	5.500	18.417

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	43.361	14.660	47.280	5.518	21.609
K=	2	45.712	16.288	49.960	5.536	25.319
K=	3	48.070	18.001	52.640	5.556	29.664
K=	4	50.438	19.801	55.320	5.577	34.800
K=	5	52.822	21.693	58.000	5.598	40.936

J=	5	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	54.363	22.958	59.720	5.613	45.531
K=	2	55.915	24.265	61.440	5.628	50.755
K=	3	57.479	25.615	63.160	5.644	56.733
K=	4	59.056	27.011	64.880	5.660	63.627
K=	5	60.650	28.454	66.600	5.677	71.647

1025



i= 5

VALORES DE S

14.929
14.688
14.353
14.487
8.207

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
1	1	2.981	-0.708	3.080	5.956	-0.709	
2	2	5.956	-0.488	6.160	5.960	-0.491	
3	3	8.919	-0.123	9.240	5.967	-0.125	
4	4	11.863	0.383	12.320	5.977	0.392	
5	5	14.784	1.026	15.400	5.989	1.065	
2	1	17.604	1.781	18.400	6.004	1.877	
2	2	20.395	2.657	21.400	6.021	2.854	
3	3	23.158	3.649	24.400	6.040	4.007	
4	4	25.890	4.754	27.400	6.062	5.354	
5	5	28.592	5.966	30.400	6.085	6.917	
3	1	31.124	7.210	33.240	6.109	8.620	
2	2	33.633	8.544	36.080	6.135	10.572	
3	3	36.120	9.968	38.920	6.163	12.812	1020
4	4	38.589	11.480	41.760	6.192	15.389	
5	5	41.044	13.079	44.600	6.224	18.369	
4	1	43.350	14.670	47.280	6.255	21.623	
2	2	45.651	16.340	49.960	6.288	25.400	
3	3	47.949	18.093	52.640	6.322	29.816	
4	4	50.250	19.931	55.320	6.358	35.029	
5	5	52.558	21.858	58.000	6.396	41.248	
5	1	53.768	22.901	59.400	6.417	44.989	
2	2	54.983	23.971	60.800	6.438	49.136	
3	3	56.202	25.068	62.200	6.460	53.750	
4	4	57.426	26.193	63.600	6.482	58.910	
5	5	58.657	27.348	65.000	6.505	64.710	

I= 6

VALORES DE S

15.057
14.775
14.342
14.303
5.838

J=		X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.008	-1.203	3.080	6.554	-1.204	
K=	2	6.009	-0.974	6.160	6.561	-0.980	
K=	3	8.996	-0.596	9.240	6.572	-0.604	
K=	4	11.962	-0.071	12.320	6.588	-0.072	
K=	5	14.902	0.598	15.400	6.608	0.620	
J=	2						
K=	1	17.737	1.381	18.400	6.632	1.456	
K=	2	20.539	2.292	21.400	6.659	2.462	
K=	3	23.305	3.324	24.400	6.690	3.650	
K=	4	26.036	4.472	27.400	6.724	5.038	
K=	5	28.729	5.733	30.400	6.761	6.647	
J=	3						
K=	1	31.244	7.026	33.240	6.799	8.401	
K=	2	33.728	8.414	36.080	6.840	10.410	
K=	3	36.181	9.892	38.920	6.884	12.715	
K=	4	38.606	11.461	41.760	6.930	15.364	
K=	5	41.005	13.118	44.600	6.978	18.424	1015
J=	4						
K=	1	43.248	14.764	47.280	7.026	21.762	
K=	2	45.474	16.489	49.960	7.076	25.631	
K=	3	47.685	18.295	52.640	7.129	30.149	
K=	4	49.885	20.184	55.320	7.183	35.473	
K=	5	52.077	22.159	58.000	7.240	41.815	
J=	5						
K=	1	52.918	22.941	59.030	7.262	44.582	
K=	2	53.759	23.737	60.060	7.285	47.561	
K=	3	54.600	24.547	61.090	7.308	50.776	
K=	4	55.441	25.370	62.120	7.332	54.254	
K=	5	56.282	26.208	63.150	7.356	58.027	

I= 7

VALORES DE S

15.167
14.848
14.311
14.086
3.285

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.031	-1.627	3.080	7.146	-1.630	
K=	2	6.054	-1.393	6.160	7.156	-1.401	
K=	3	9.062	-1.003	9.240	7.173	-1.016	
K=	4	12.047	-0.462	12.320	7.197	-0.473	
K=	5	15.004	0.228	15.400	7.226	0.237	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	17.851	1.039	18.400	7.261	1.095
K=	2	20.660	1.982	21.400	7.301	2.129
K=	3	23.428	3.053	24.400	7.347	3.352
K=	4	26.153	4.246	27.400	7.397	4.783
K=	5	28.831	5.558	30.400	7.452	6.444

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	31.325	6.904	33.240	7.508	8.255
K=	2	33.776	8.348	36.080	7.567	10.329
K=	3	36.185	9.887	38.920	7.630	12.708
K=	4	38.555	11.518	41.760	7.696	15.441
K=	5	40.885	13.240	44.600	7.765	18.595

1010

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	43.051	14.946	47.280	7.832	22.031
K=	2	45.185	16.731	49.960	7.903	26.008
K=	3	47.291	18.595	52.640	7.975	30.644
K=	4	49.372	20.539	55.320	8.050	36.097
K=	5	51.429	22.564	58.000	8.127	42.579

J=	5	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	51.887	23.028	58.600	8.145	44.199
K=	2	52.344	23.497	59.200	8.162	45.889
K=	3	52.799	23.970	59.800	8.180	47.652
K=	4	53.254	24.447	60.400	8.198	49.494
K=	5	53.708	24.929	61.000	8.216	51.420

I= 8

VALORES DE S

15.261
14.905
14.263
13.854
0.530

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K=	1	3.050	-1.987	3.080	7.732	-1.990	
K=	2	6.092	-1.746	6.160	7.746	-1.756	
K=	3	9.118	-1.346	9.240	7.770	-1.364	
K=	4	12.119	-0.790	12.320	7.803	-0.808	
K=	5	15.089	-0.079	15.400	7.845	-0.082	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	17.944	0.759	18.400	7.894	0.800
K=	2	20.757	1.736	21.400	7.950	1.864
K=	3	23.522	2.847	24.400	8.013	3.126
K=	4	26.235	4.088	27.400	8.083	4.604
K=	5	28.893	5.453	30.400	8.159	6.323

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	31.356	6.856	33.240	8.236	8.198
K=	2	33.766	8.362	36.080	8.317	10.346
K=	3	36.122	9.965	38.920	8.402	12.808
K=	4	38.425	11.663	41.760	8.491	15.635
K=	5	40.676	13.452	44.600	8.583	18.892

1005

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	42.754	15.220	47.280	8.673	22.435
K=	2	44.787	17.066	49.960	8.765	26.527
K=	3	46.779	18.986	52.640	8.860	31.288
K=	4	48.733	20.981	55.320	8.956	36.874
K=	5	50.649	23.051	58.000	9.055	43.499

J=	5	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	50.720	23.129	58.100	9.058	43.769
K=	2	50.791	23.208	58.200	9.062	44.042
K=	3	50.862	23.287	58.300	9.066	44.316
K=	4	50.933	23.366	58.400	9.070	44.593
K=	5	51.003	23.445	58.500	9.073	44.871

I= 9

VALORES DE S

15.337
14.944
14.197
11.405

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K=	1	3.066	-2.285	3.080	8.312	-2.289	
K=	2	6.124	-2.039	6.160	8.331	-2.050	
K=	3	9.164	-1.628	9.240	8.363	-1.650	
K=	4	12.177	-1.056	12.320	8.408	-1.080	
K=	5	15.156	-0.322	15.400	8.464	-0.334	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	18.015	0.544	18.400	8.530	0.574	
K=	2	20.826	1.558	21.400	8.605	1.673	
K=	3	23.582	2.713	24.400	8.690	2.979	
K=	4	26.277	4.006	27.400	8.783	4.512	
K=	5	28.906	5.431	30.400	8.884	6.296	1000

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	31.330	6.895	33.240	8.985	8.244	
K=	2	33.690	8.466	36.080	9.091	10.475	
K=	3	35.984	10.137	38.920	9.201	13.029	
K=	4	38.211	11.903	41.760	9.316	15.957	
K=	5	40.373	13.759	44.600	9.434	19.324	

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	42.041	15.290	46.850	9.529	22.357	
K=	2	43.669	16.873	49.100	9.625	25.770	
K=	3	45.260	18.505	51.350	9.723	29.628	
K=	4	46.815	20.185	53.600	9.822	34.015	
K=	5	48.336	21.913	55.850	9.923	39.035	

. I= 10

VALORES DE S

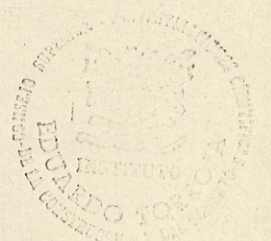
15.398
14.965
14.115
8.763

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.079	-2.527	3.080	8.885	-2.531	
K=	2	6.149	-2.274	6.160	8.911	-2.287	
K=	3	9.200	-1.851	9.240	8.953	-1.876	
K=	4	12.222	-1.260	12.320	9.011	-1.290	
K=	5	15.205	-0.501	15.400	9.085	-0.520	

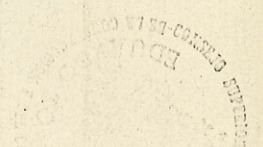
J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	18.064	0.398	18.400	9.170	0.419
K=	2	20.868	1.452	21.400	9.268	1.560
K=	3	23.607	2.658	24.400	9.378	2.918
K=	4	26.276	4.009	27.400	9.498	4.515
K=	5	28.867	5.498	30.400	9.626	6.374

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	31.243	7.028	33.240	9.755	8.403
K=	2	33.542	8.668	36.080	9.889	10.725
K=	3	35.764	10.409	38.920	10.027	13.379
K=	4	37.906	12.244	41.760	10.169	16.415
K=	5	39.972	14.166	44.600	10.314	19.895

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	41.214	15.397	46.360	10.405	22.311
K=	2	42.429	16.658	48.120	10.496	24.953
K=	3	43.616	17.946	49.880	10.588	27.850
K=	4	44.776	19.262	51.640	10.681	31.037
K=	5	45.912	20.603	53.400	10.773	34.556



995



l= 11

VALORES DE S

15.444
14.970
14.021
6.517

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K= 1	3.089	-2.716	3.080	9.452	-2.720	
K= 2	6.169	-2.455	6.160	9.485	-2.469	
K= 3	9.227	-2.018	9.240	9.539	-2.045	
K= 4	12.254	-1.406	12.320	9.613	-1.439	
K= 5	15.237	-0.617	15.400	9.707	-0.640	
J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	18.090	0.320	18.400	9.816	0.337	
K= 2	20.879	1.422	21.400	9.940	1.527	
K= 3	23.595	2.684	24.400	10.078	2.948	
K= 4	26.229	4.100	27.400	10.228	4.618	
K= 5	28.771	5.661	30.400	10.388	6.563	990
J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	31.090	7.262	33.240	10.547	8.683	
K= 2	33.319	8.974	36.080	10.711	11.104	
K= 3	35.459	10.787	38.920	10.879	13.865	
K= 4	37.509	12.690	41.760	11.050	17.012	
K= 5	39.471	14.674	44.600	11.223	20.609	
J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	40.361	15.628	45.930	11.304	22.469	
K= 2	41.233	16.598	47.260	11.386	24.456	
K= 3	42.088	17.582	48.590	11.467	26.581	
K= 4	42.925	18.579	49.920	11.548	28.856	
K= 5	43.746	19.590	51.250	11.630	31.298	

I= 12

VALORES DE S

15.476
14.963
13.916
4.971

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.097	-2.856	3.080	10.014	-2.860	
K=	2	6.183	-2.585	6.160	10.055	-2.600	
K=	3	9.246	-2.133	9.240	10.122	-2.161	
K=	4	12.273	-1.495	12.320	10.215	-1.531	
K=	5	15.252	-0.672	15.400	10.332	-0.697	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	18.093	0.310	18.400	10.467	0.327
K=	2	20.862	1.467	21.400	10.621	1.576
K=	3	23.546	2.794	24.400	10.791	3.068
K=	4	26.134	4.282	27.400	10.975	4.823
K=	5	28.618	5.921	30.400	11.169	6.865

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	30.869	7.599	33.240	11.360	9.086
K=	2	33.018	9.387	36.080	11.556	11.615
K=	3	35.067	11.272	38.920	11.755	14.488
K=	4	37.016	13.242	41.760	11.955	17.751
K=	5	38.870	15.284	44.600	12.156	21.465

985

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	39.519	16.041	45.630	12.229	22.938
K=	2	40.157	16.805	46.660	12.301	24.486
K=	3	40.783	17.577	47.690	12.374	26.112
K=	4	41.398	18.356	48.720	12.446	27.823
K=	5	42.003	19.142	49.750	12.518	29.626

I= 13

VALORES DE S

15.495
14.941
13.804
3.854

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.102	-2.949	3.080	10.569	-2.953	
K=	2	6.191	-2.665	6.160	10.619	-2.681	
K=	3	9.255	-2.190	9.240	10.703	-2.219	
K=	4	12.278	-1.519	12.320	10.817	-1.555	
K=	5	15.246	-0.652	15.400	10.960	-0.676	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	18.069	0.383	18.400	11.125	0.404
K=	2	20.809	1.603	21.400	11.312	1.721
K=	3	23.452	3.000	24.400	11.517	3.294
K=	4	25.988	4.564	27.400	11.737	5.140
K=	5	28.408	6.280	30.400	11.968	7.281

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	30.587	8.030	33.240	12.194	9.601
K=	2	32.655	9.885	36.080	12.424	12.231
K=	3	34.615	11.831	38.920	12.655	15.207
K=	4	36.470	13.854	41.760	12.886	18.572
K=	5	38.223	15.939	44.600	13.116	22.386

980

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	38.706	16.544	45.410	13.181	23.566
K=	2	39.181	17.153	46.220	13.246	24.791
K=	3	39.649	17.765	47.030	13.311	26.064
K=	4	40.110	18.382	47.840	13.375	27.386
K=	5	40.563	19.002	48.650	13.440	28.762

l= 14

VALORES DE S

15.501
14.903
13.679
3.191

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K= 1	3.105	-2.997	3.080	11.118	-3.002	
K= 2	6.194	-2.693	6.160	11.180	-2.709	
K= 3	9.254	-2.185	9.240	11.280	-2.213	
K= 4	12.267	-1.469	12.320	11.419	-1.503	
K= 5	15.217	-0.544	15.400	11.591	-0.565	

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
K= 1	18.012	0.555	18.400	11.789	0.584	
K= 2	20.714	1.844	21.400	12.013	1.980	
K= 3	23.310	3.314	24.400	12.256	3.639	
K= 4	25.788	4.950	27.400	12.516	5.575	
K= 5	28.141	6.734	30.400	12.786	7.808	975

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
K= 1	30.251	8.542	33.240	13.049	10.213	
K= 2	32.245	10.448	36.080	13.314	12.928	
K= 3	34.127	12.436	38.920	13.581	15.984	
K= 4	35.902	14.489	41.760	13.846	19.424	
K= 5	37.575	16.596	44.600	14.108	23.308	

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
K= 1	37.962	17.107	45.280	14.170	24.313	
K= 2	38.343	17.621	45.960	14.232	25.348	
K= 3	38.719	18.137	46.640	14.294	26.416	
K= 4	39.090	18.654	47.320	14.355	27.518	
K= 5	39.456	19.174	48.000	14.417	28.655	

I= 15

VALORES DE S

15.496
14.855
13.537
2.497

J=	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K= 1	3.105	-3.002	3.080	11.662	-3.007	
K= 2	6.192	-2.673	6.160	11.735	-2.688	
K= 3	9.244	-2.123	9.240	11.856	-2.150	
K= 4	12.242	-1.351	12.320	12.021	-1.383	
K= 5	15.166	-0.360	15.400	12.226	-0.373	
J= 2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	17.926	0.812	18.400	12.461	0.856	
K= 2	20.583	2.178	21.400	12.723	2.339	
K= 3	23.124	3.723	24.400	13.007	4.088	
K= 4	25.539	5.430	27.400	13.309	6.116	
K= 5	27.822	7.278	30.400	13.621	8.438	970
J= 3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	29.861	9.137	33.240	13.922	10.925	
K= 2	31.782	11.084	36.080	14.226	13.715	
K= 3	33.590	13.102	38.920	14.529	16.840	
K= 4	35.290	15.175	41.760	14.829	20.343	
K= 5	36.890	17.291	44.600	15.125	24.285	
J= 4	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K= 1	37.184	17.698	45.140	15.181	25.090	
K= 2	37.474	18.105	45.680	15.236	25.914	
K= 3	37.761	18.514	46.220	15.291	26.758	
K= 4	38.045	18.924	46.760	15.347	27.623	
K= 5	38.325	19.334	47.300	15.402	28.510	

I= 16

VALORES DE S

15.483
14.798
13.379
1.549

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
K=	1	3.103	-2.965	3.080	12.199	-2.970	
K=	2	6.185	-2.604	6.160	12.286	-2.620	
K=	3	9.225	-2.004	9.240	12.429	-2.030	
K=	4	12.201	-1.167	12.320	12.624	-1.194	
K=	5	15.094	-0.099	15.400	12.865	-0.102	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	17.813	1.153	18.400	13.138	1.216
K=	2	20.418	2.600	21.400	13.443	2.793
K=	3	22.898	4.222	24.400	13.771	4.636
K=	4	25.245	5.998	27.400	14.116	6.756
K=	5	27.455	7.904	30.400	14.471	9.163

965

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	29.423	9.805	33.240	14.813	11.724
K=	2	31.272	11.783	36.080	15.156	14.580
K=	3	33.009	13.820	38.920	15.497	17.763
K=	4	34.641	15.902	41.760	15.834	21.318
K=	5	36.174	18.017	44.600	16.166	25.304

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	36.352	18.272	44.940	16.205	25.814
K=	2	36.528	18.527	45.280	16.244	26.331
K=	3	36.703	18.783	45.620	16.283	26.856
K=	4	36.876	19.039	45.960	16.322	27.388
K=	5	37.049	19.295	46.300	16.361	27.929

I= 17

VALORES DE S

15.463
14.735
13.203
0.269

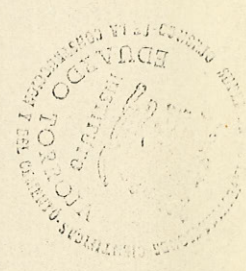
J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.099	-2.885	3.080	12.730	-2.890	
K=	2	6.172	-2.487	6.160	12.833	-2.502	
K=	3	9.196	-1.829	9.240	13.001	-1.853	
K=	4	12.147	-0.917	12.320	13.228	-0.939	
K=	5	15.002	0.236	15.400	13.508	0.245	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	17.673	1.574	18.400	13.823	1.659
K=	2	20.220	3.104	21.400	14.172	3.334
K=	3	22.634	4.803	24.400	14.545	5.274
K=	4	24.910	6.643	27.400	14.936	7.482
K=	5	27.047	8.599	30.400	15.337	9.970

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	28.944	10.536	33.240	15.720	12.597
K=	2	30.724	12.535	36.080	16.104	15.510
K=	3	32.394	14.582	38.920	16.484	18.742
K=	4	33.962	16.663	41.760	16.860	22.338
K=	5	35.435	18.767	44.600	17.229	26.357

960

J=	4	X	Y	ALFA	E	Y/COS
K=	1	35.465	18.812	44.660	17.237	26.447
K=	2	35.495	18.856	44.720	17.244	26.538
K=	3	35.525	18.901	44.780	17.252	26.628
K=	4	35.555	18.946	44.840	17.260	26.719
K=	5	35.585	18.990	44.900	17.268	26.810



I= 18

VALORES DE S

15.439
14.673
11.425

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.092	-2.762	3.080	13.256	-2.766	
K=	2	6.155	-2.325	6.160	13.376	-2.339	
K=	3	9.160	-1.605	9.240	13.571	-1.626	
K=	4	12.081	-0.614	12.320	13.834	-0.629	
K=	5	14.894	0.627	15.400	14.156	0.650	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	17.513	2.053	18.400	14.516	2.164	
K=	2	19.999	3.668	21.400	14.911	3.940	
K=	3	22.344	5.442	24.400	15.332	5.976	955
K=	4	24.546	7.346	27.400	15.769	8.274	
K=	5	26.606	9.351	30.400	16.216	10.842	

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	28.206	11.067	32.880	16.588	13.179	
K=	2	29.716	12.824	35.360	16.959	15.725	
K=	3	31.142	14.610	37.840	17.326	18.500	
K=	4	32.490	16.416	40.320	17.690	21.531	
K=	5	33.765	18.237	42.800	18.048	24.855	

I= 19

VALORES DE S

15.410
14.606
9.060

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.083	-2.593	3.080	13.776	-2.596	
K=	2	6.132	-2.112	6.160	13.915	-2.124	
K=	3	9.114	-1.325	9.240	14.139	-1.342	
K=	4	12.002	-0.252	12.320	14.441	-0.258	
K=	5	14.769	1.080	15.400	14.808	1.121	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	17.333	2.596	18.400	15.215	2.736	
K=	2	19.754	4.293	21.400	15.659	4.610	950
K=	3	22.029	6.137	24.400	16.129	6.739	
K=	4	24.157	8.097	27.400	16.615	9.120	
K=	5	26.142	10.142	30.400	17.109	11.759	

J=	3	X	Y	ALFA	E	Y/COS	
K=	1	27.377	11.528	32.380	17.436	13.650	
K=	2	28.556	12.933	34.360	17.762	15.667	
K=	3	29.681	14.354	36.340	18.086	17.819	
K=	4	30.755	15.785	38.320	18.407	20.120	
K=	5	31.782	17.224	40.300	18.725	22.584	

I= 20

VALORES DE S

15.377
14.528
6.284

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
1	1	3.071	-2.371	3.080	14.289	-2.375	
	2	6.103	-1.843	6.160	14.449	-1.854	
	3	9.059	-0.983	9.240	14.706	-0.996	
	4	11.908	0.177	12.320	15.049	0.182	
	5	14.626	1.602	15.400	15.463	1.662	

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
2	1	17.131	3.203	18.400	15.920	3.376	
	2	19.487	4.975	21.400	16.415	5.344	945
	3	21.692	6.880	24.400	16.936	7.554	
	4	23.750	8.882	27.400	17.473	10.005	
	5	25.665	10.954	30.400	18.016	12.701	

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
3	1	26.502	11.924	31.780	18.267	14.027	
	2	27.311	12.901	33.160	18.516	15.411	
	3	28.094	13.884	34.540	18.765	16.855	
	4	28.852	14.872	35.920	19.013	18.364	
	5	29.587	15.862	37.300	19.260	19.940	

I= 21

VALORES DE S

15.339
14.427
3.086

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS (ALFA)	Z
1	1	3.056	-2.092	3.080	14.797	-2.095	
	2	6.067	-1.510	6.160	14.979	-1.519	
	3	8.992	-0.572	9.240	15.271	-0.580	
	4	11.798	0.680	12.320	15.658	0.696	
	5	14.462	2.196	15.400	16.121	2.277	

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
2	1	16.907	3.876	18.400	16.630	4.085	
	2	19.198	5.712	21.400	17.178	6.135	
	3	21.338	7.660	24.400	17.753	8.411	940
	4	23.332	9.687	27.400	18.343	10.911	
	5	25.190	11.765	30.400	18.940	13.640	

J=	K=	X	Y	ALFA	E	Y/COS	Z
3	1	25.593	12.241	31.080	19.076	14.292	
	2	25.990	12.718	31.760	19.212	14.957	
	3	26.380	13.196	32.440	19.347	15.635	
	4	26.765	13.674	33.120	19.483	16.327	
	5	27.143	14.154	33.800	19.618	17.033	



I= 22

VALORES DE S

15.298
14.093

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.037	-1.746	3.080	15.300	-1.749	
K=	2	6.023	-1.106	6.160	15.506	-1.112	
K=	3	8.912	-0.082	9.240	15.834	-0.083	
K=	4	11.669	1.270	12.320	16.266	1.300	
K=	5	14.272	2.884	15.400	16.781	2.992	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	935
K=	1	16.611	4.619	18.350	17.331	4.866	
K=	2	18.798	6.487	21.300	17.920	6.962	
K=	3	20.836	8.446	24.250	18.535	9.264	
K=	4	22.735	10.463	27.200	19.165	11.764	
K=	5	24.505	12.512	30.150	19.802	14.470	

I= 23

VALORES DE S

15.281
10.516

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	3.015	-1.327	3.080	15.796	-1.329	
K=	2	5.971	-0.623	6.160	16.027	-0.627	
K=	3	8.817	0.502	9.240	16.394	0.509	
K=	4	11.512	1.988	12.320	16.871	2.035	
K=	5	14.031	3.761	15.400	17.432	3.901	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	930
K=	1	15.685	5.135	17.560	17.860	5.386	
K=	2	17.244	6.591	19.720	18.308	7.002	
K=	3	18.711	8.107	21.880	18.767	8.737	
K=	4	20.089	9.665	24.040	19.233	10.583	
K=	5	21.381	11.248	26.200	19.700	12.536	

I= 24

VALORES DE S

15.264
6.931

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	2.987	-0.818	3.080	16.286	-0.819	
K=	2	5.908	-0.041	6.160	16.544	-0.041	
K=	3	8.704	1.196	9.240	16.950	1.212	
K=	4	11.331	2.819	12.320	17.473	2.885	
K=	5	13.762	4.739	15.400	18.078	4.916	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	925
K=	1	14.798	5.687	16.800	18.372	5.940	
K=	2	15.791	6.670	18.200	18.674	7.021	
K=	3	16.742	7.682	19.600	18.981	8.154	
K=	4	17.652	8.716	21.000	19.292	9.336	
K=	5	18.520	9.767	22.400	19.604	10.564	

I= 25

VALORES DE S

15.258
3.023

J=	1	X	Y	ALFA	E	Y/COS(ALFA)	Z
K=	1	2.954	-0.205	3.080	16.770	-0.205	
K=	2	5.833	0.657	6.160	17.056	0.660	
K=	3	8.570	2.020	9.240	17.500	2.047	
K=	4	11.118	3.793	12.320	18.066	3.882	
K=	5	13.451	5.868	15.400	18.712	6.086	

J=	2	X	Y	ALFA	E	Y/COS	920
K=	1	13.879	6.298	16.000	18.844	6.552	
K=	2	14.299	6.735	16.600	18.978	7.028	
K=	3	14.710	7.179	17.200	19.112	7.515	
K=	4	15.113	7.628	17.800	19.248	8.011	
K=	5	15.508	8.082	18.400	19.384	8.517	

ANEXO 2

RESULTADOS PROYECTO ORIGINAL

GEOMETRÍA Y CONDICIONES DE CONTORNO						
Etapa	Nº arcos	Nº ménsulas	Geometría de arcos			
			Directriz	Espeor	Apoyo	
Tanteos previos	4	1	Circular de un solo centro	Constante	Empotramiento perfecto	
Cálculo bóveda (tanteos del 1º al 4º)	6	7	Circular de un solo centro	Variable (parabólicamente en función de la cuerda)	Empotramiento elástico (coeficientes de Vogt)	
Cálculo definitivo (tanteo 5º)	6	7	Circular de tres centros	Variable (parabólicamente en función de la cuerda)	Empotramiento elástico (coeficientes de Vogt)	

CARGAS

Etapa	Peso propio	Empuje hidrostático	Empuje sedimentos	Asiento apoyos (*)	Temperatura	Carga sísmica (**)
Tanteos previos	SI	SI	NO	NO	NO	NO
Cálculo bóveda (tanteos del 1º al 4º)	SI	SI	NO	SI	NO	NO
Cálculo definitivo	SI	SI	SI	SI	SI	SI

MODELO DE CÁLCULO

Etapa	Metodología	Deformación por cortante		Compatibilidad de movimientos			
		Arcos	Ménsulas	Radial	Tangencial	Vertical	Giros
Tanteos previos	Cálculo elástico y lineal	NO	NO	SI	NO	NO	NO
Cálculo bóveda (tanteos del 1º al 4º)	Cálculo elástico y lineal	NO	NO	SI	NO	NO	NO
Cálculo definitivo	Cálculo elástico y lineal	SI	NO	SI	SI	SI	SI

DIMENSIONAMIENTO

Etapa	Zona
Tanteos previos	Ménsula central
Cálculo bóveda (tanteos del 1º al 4º)	Arcos: arranque y clave
Cálculo definitivo	Bóveda completa

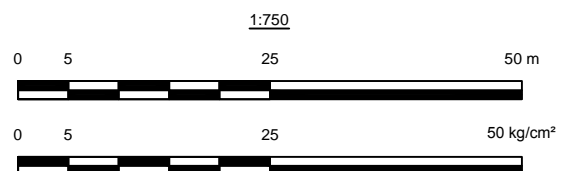
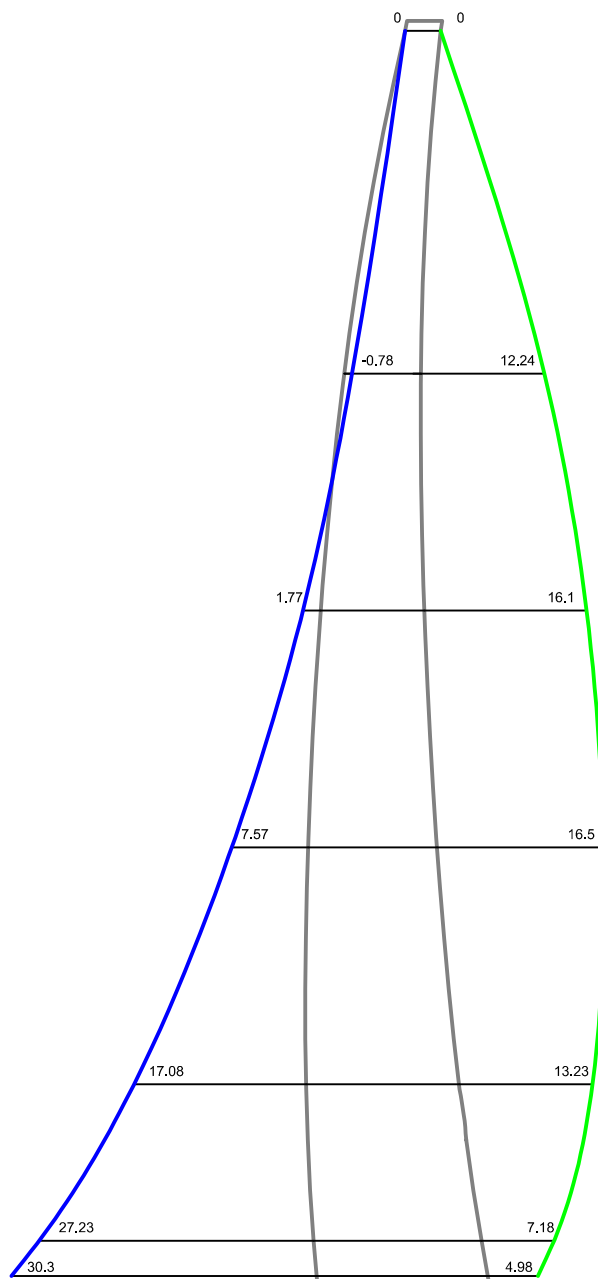
Notas

(*) Se tiene en cuenta a través de las condiciones de contorno (coeficientes de Vogt). Solamente en arcos.

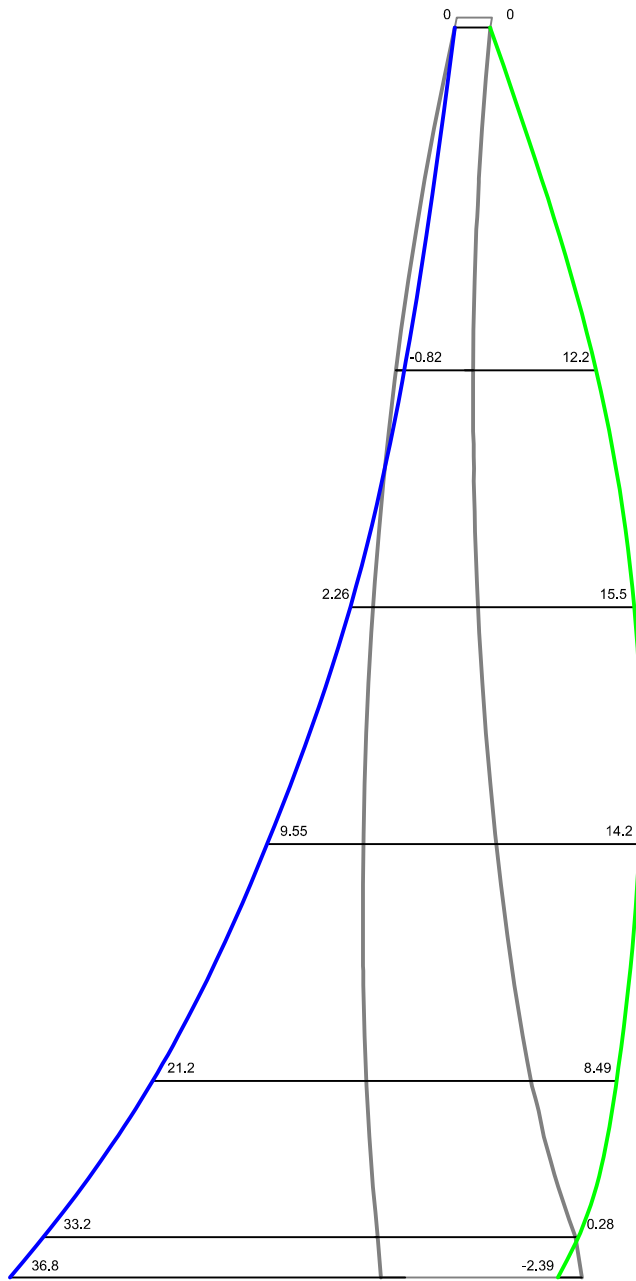
(**) Incluye el empuje hidrodinámico de Westergaard

Altura total de presa 123.5 m, desde 916 m.s.n.m hasta 1040 m.s.n.m.

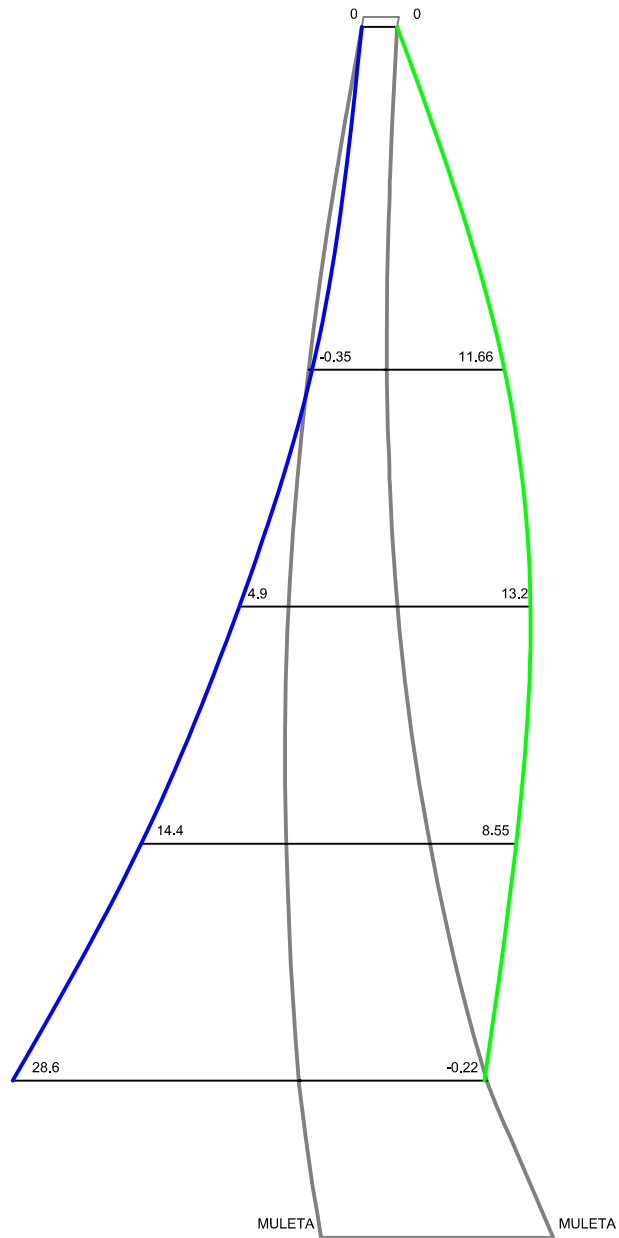
Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio
Tensiones verticales



1:750

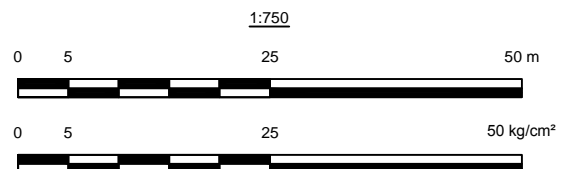
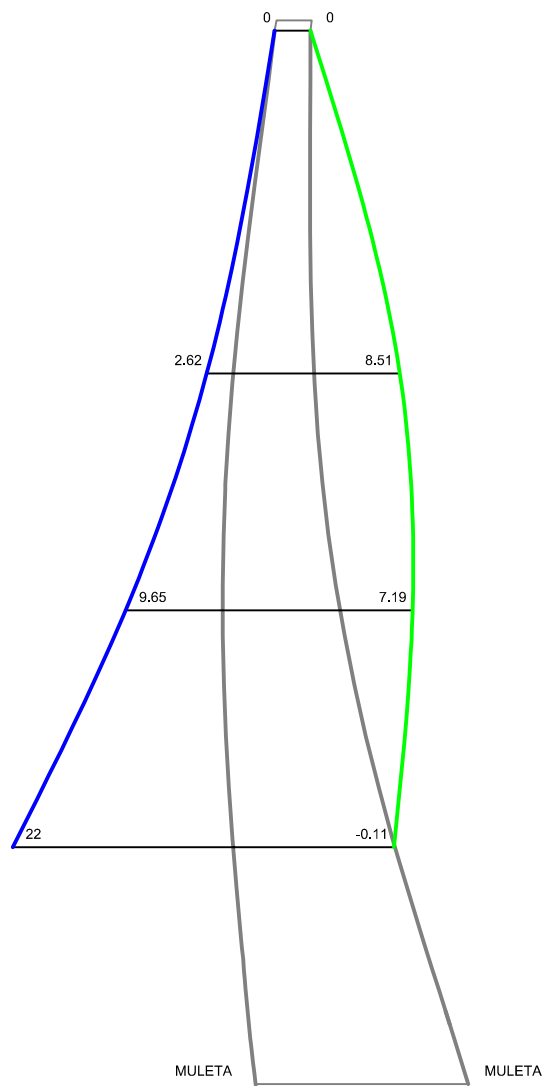
0 5 25 50 m



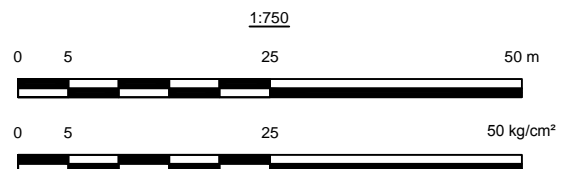
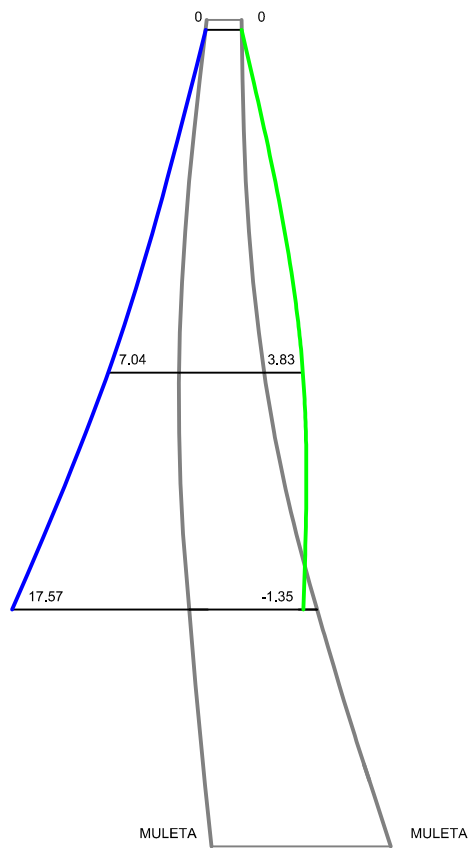
0 5 25 50 kg/cm²



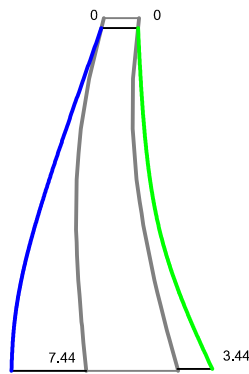
Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio
Tensiones verticales



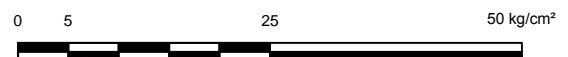
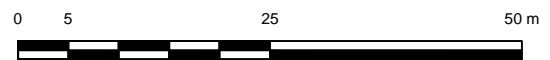
Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio
Tensiones verticales



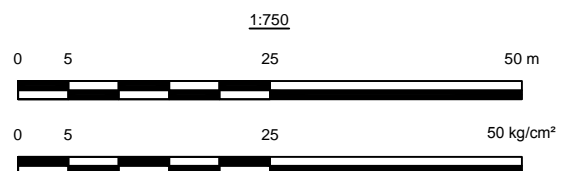
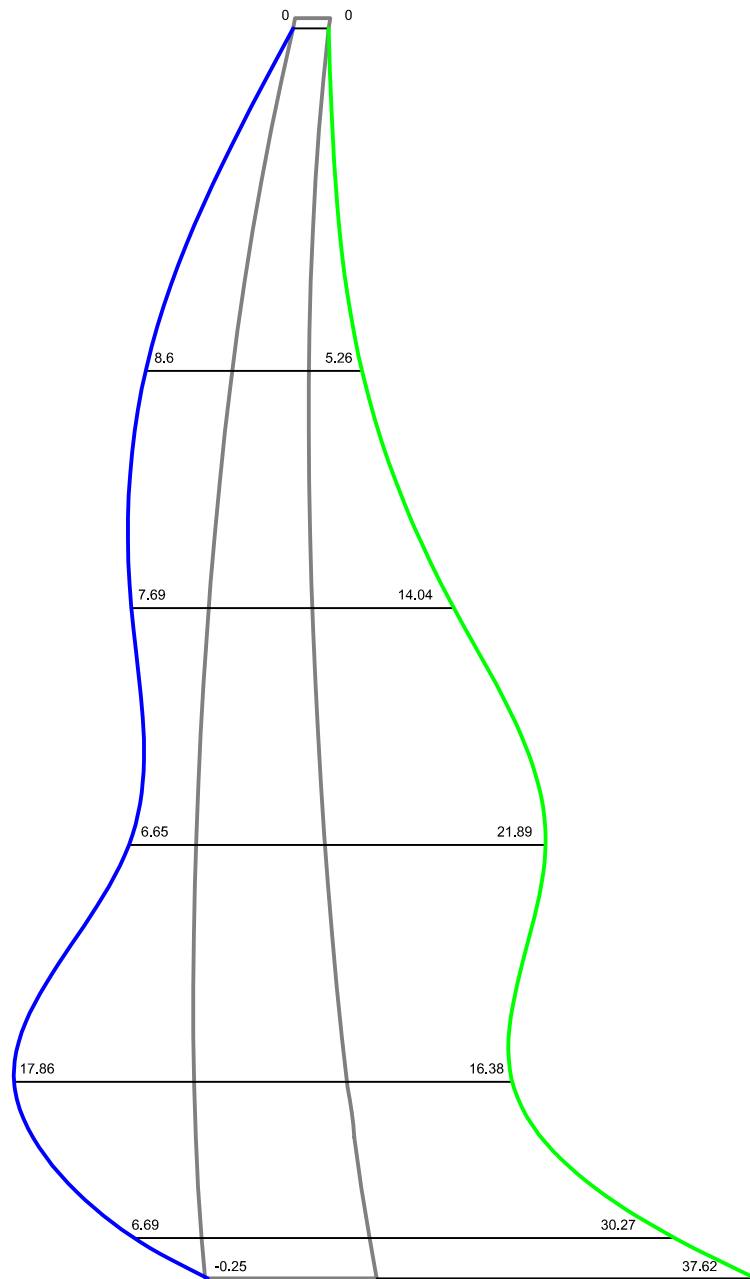
Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio
Tensiones verticales



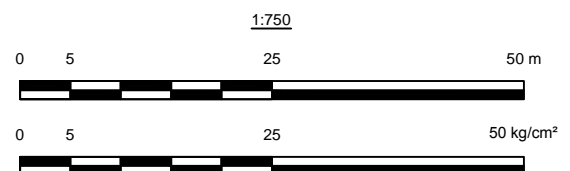
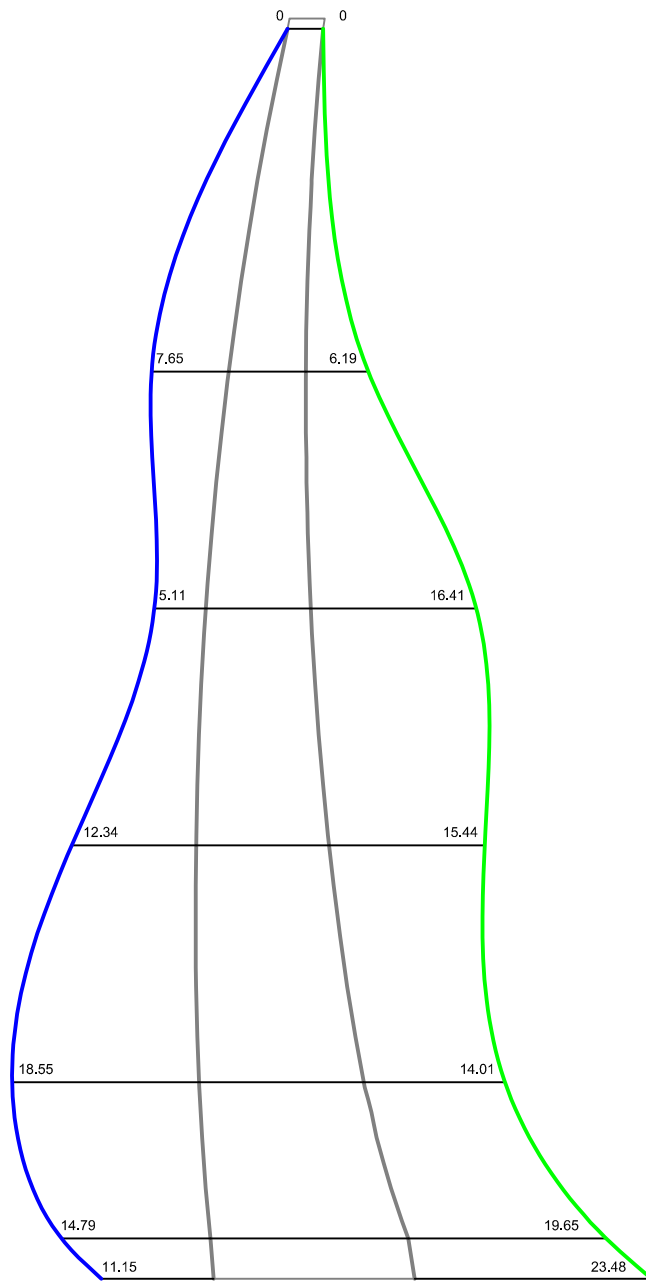
1:750



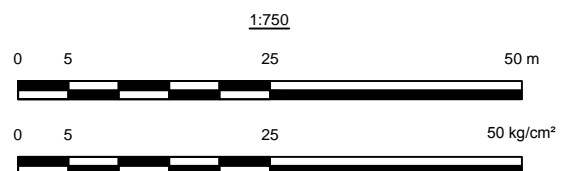
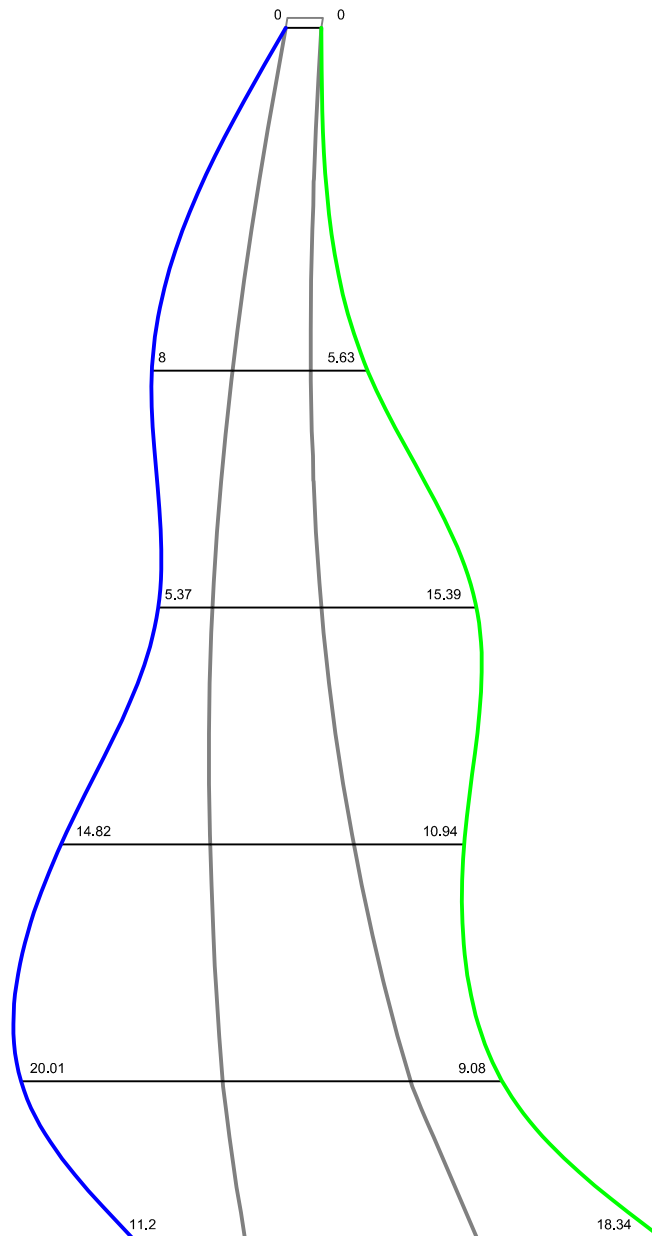
Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio + Agua
Tensiones verticales



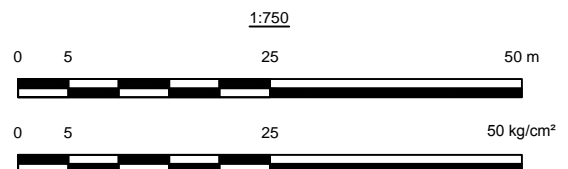
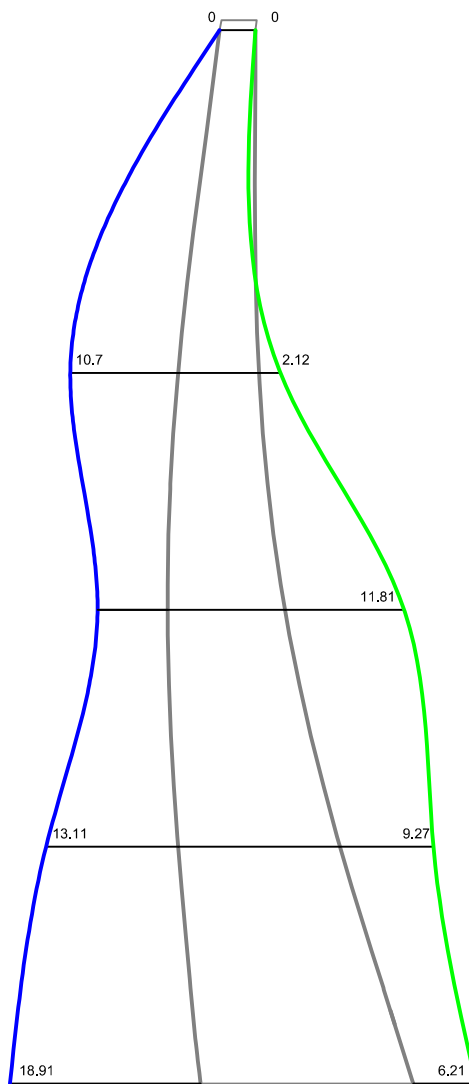
Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio + Agua
Tensiones verticales



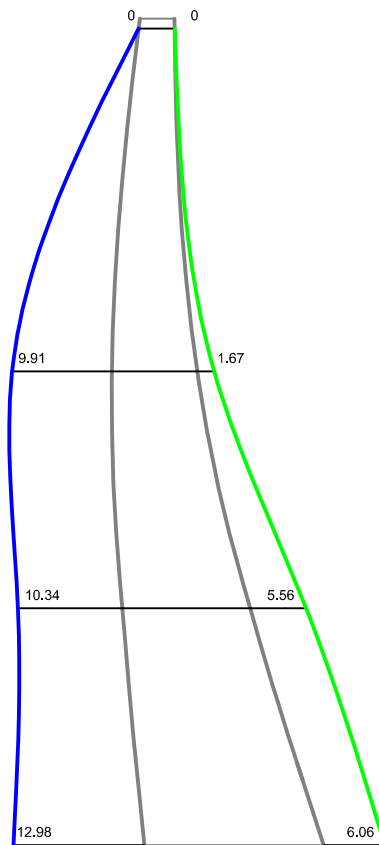
Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio + Agua
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio + Agua
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio + Agua
Tensiones verticales



1:750

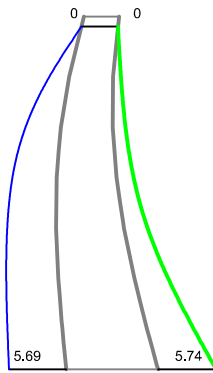
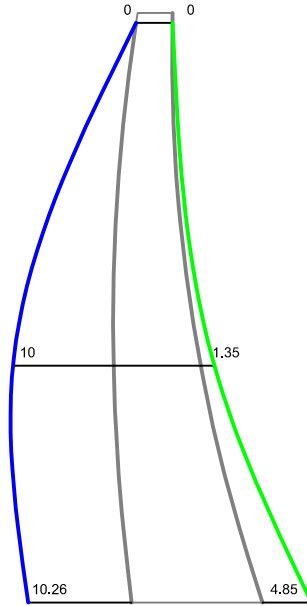
0 5 25 50 m



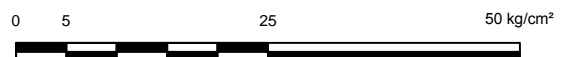
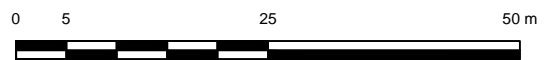
0 5 25 50 kg/cm²



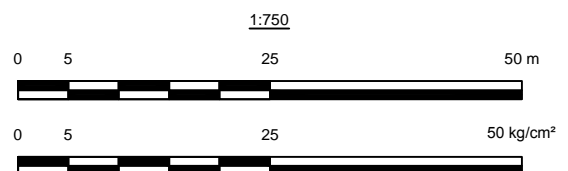
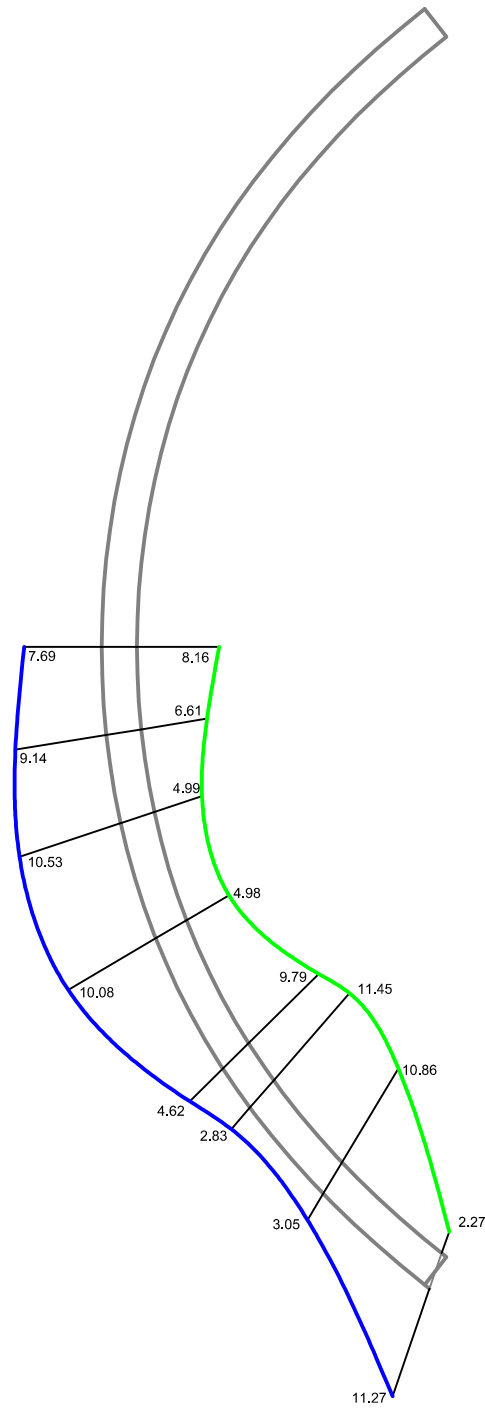
Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio + Agua
Tensiones verticales



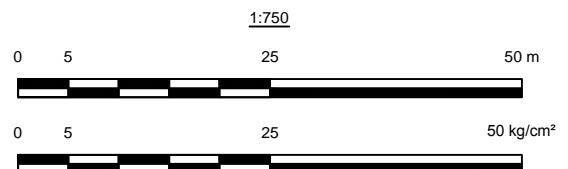
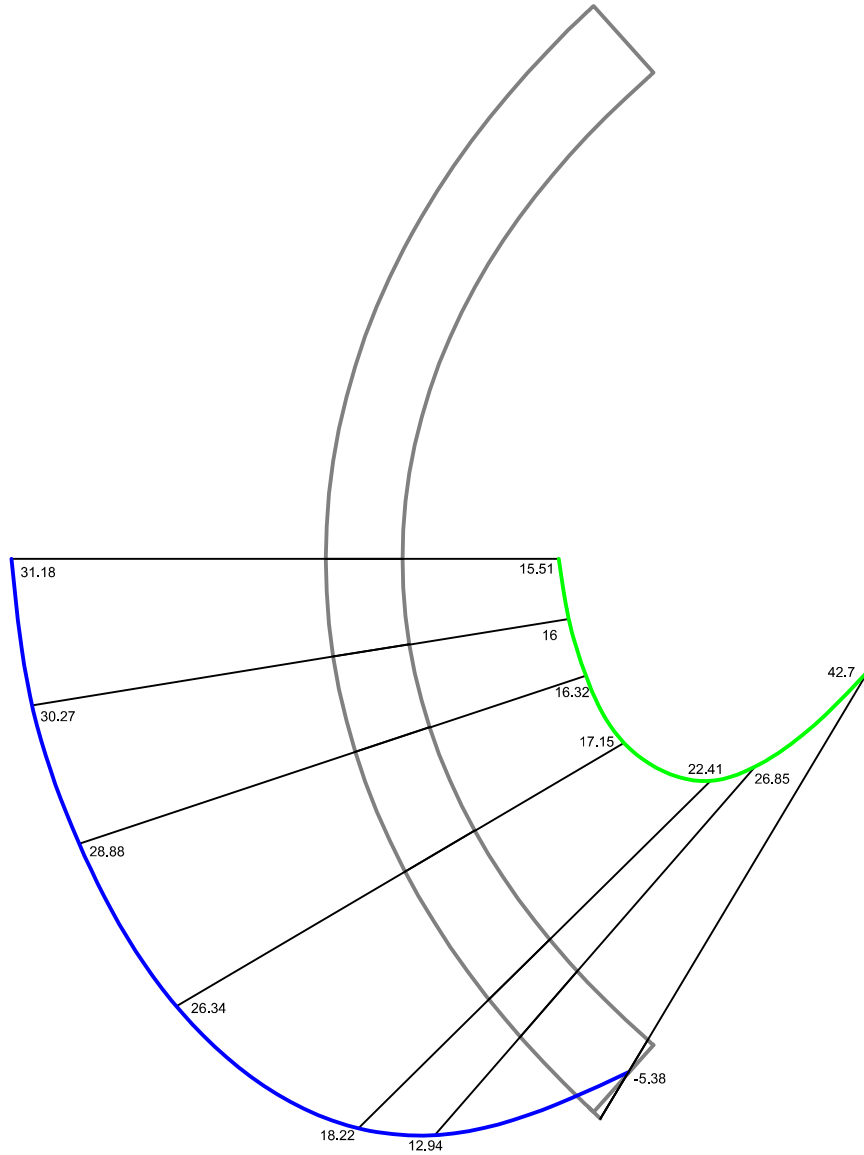
1:750



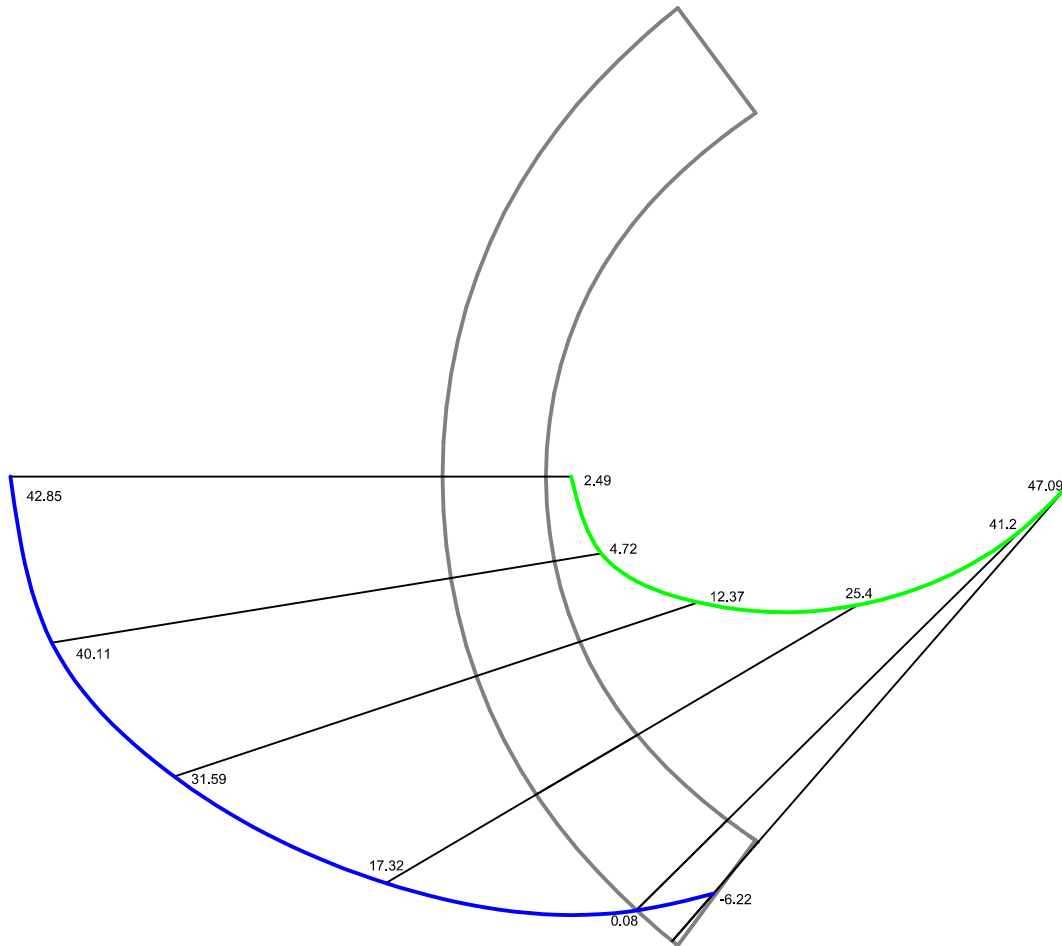
Embalse de Quéntar
Arco 1
Peso propio + Agua
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Arco 2
Peso propio + Agua
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Arco 3
Peso propio + Agua
Tensiones horizontales



1:750

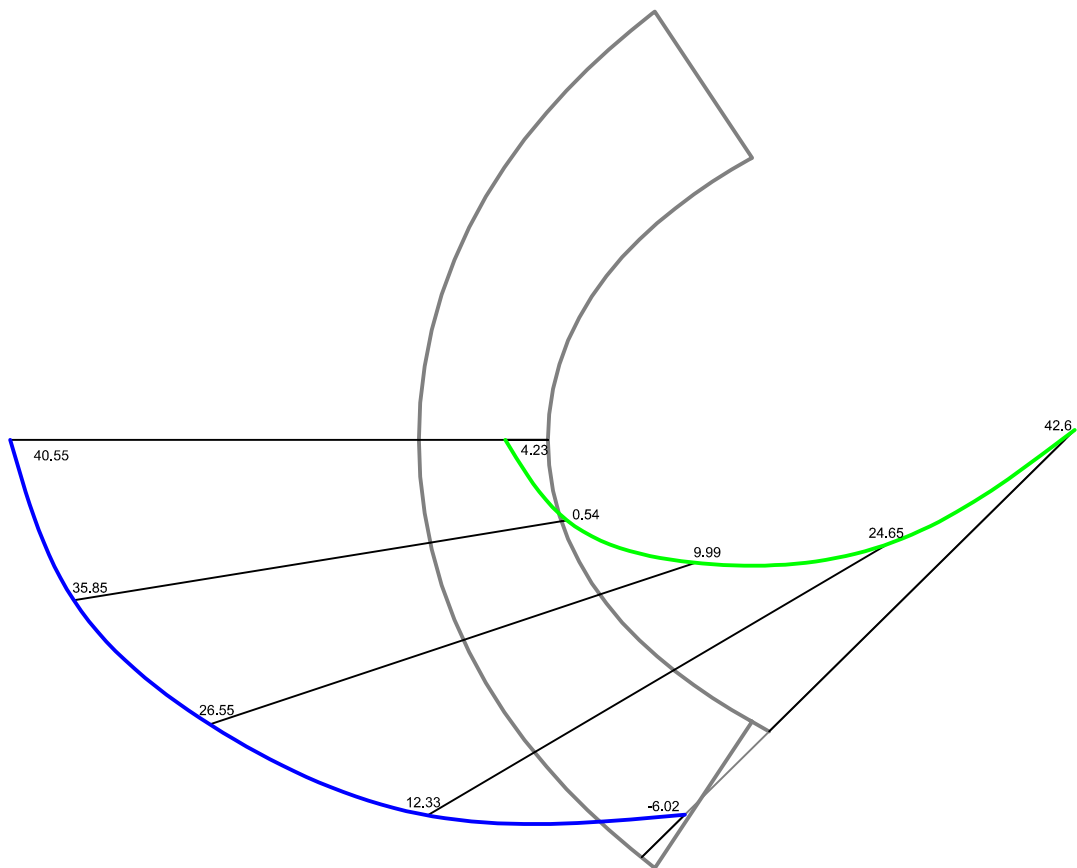
0 5 25 50 m



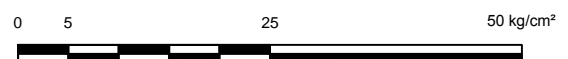
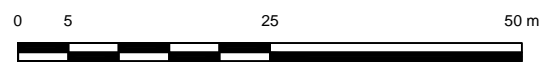
0 5 25 50 kg/cm²



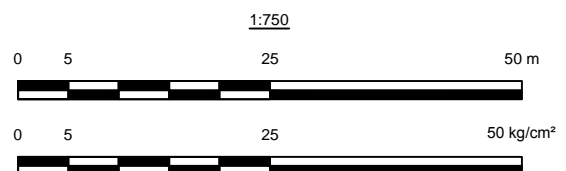
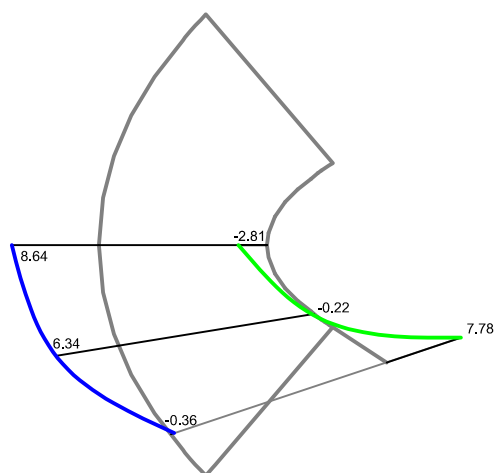
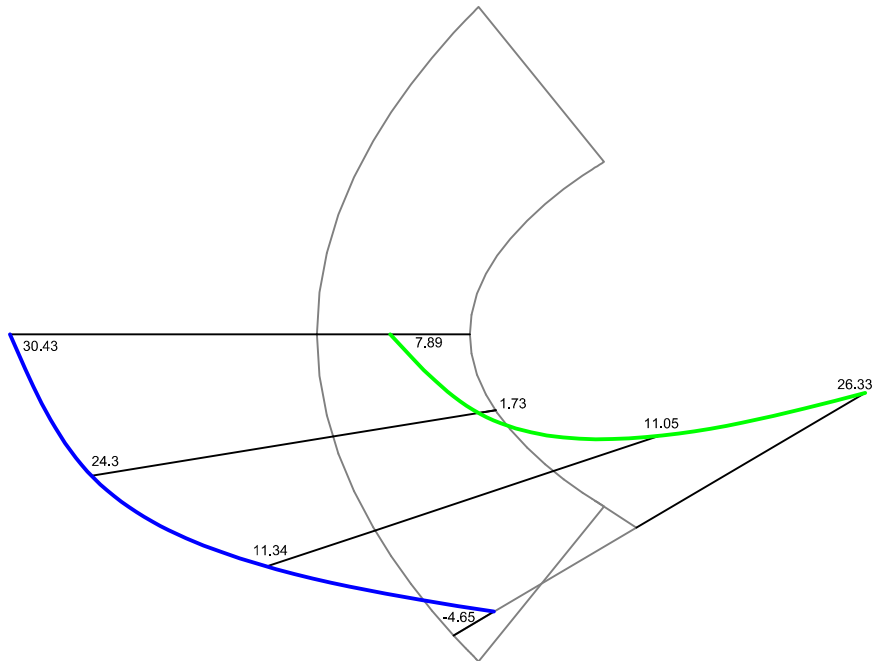
Embalse de Quéntar
Arco 4
Peso propio + Agua
Tensiones horizontales



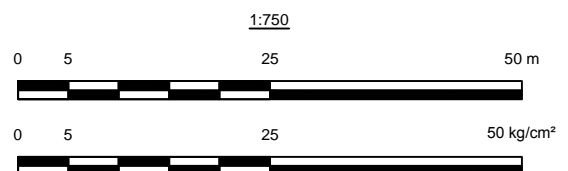
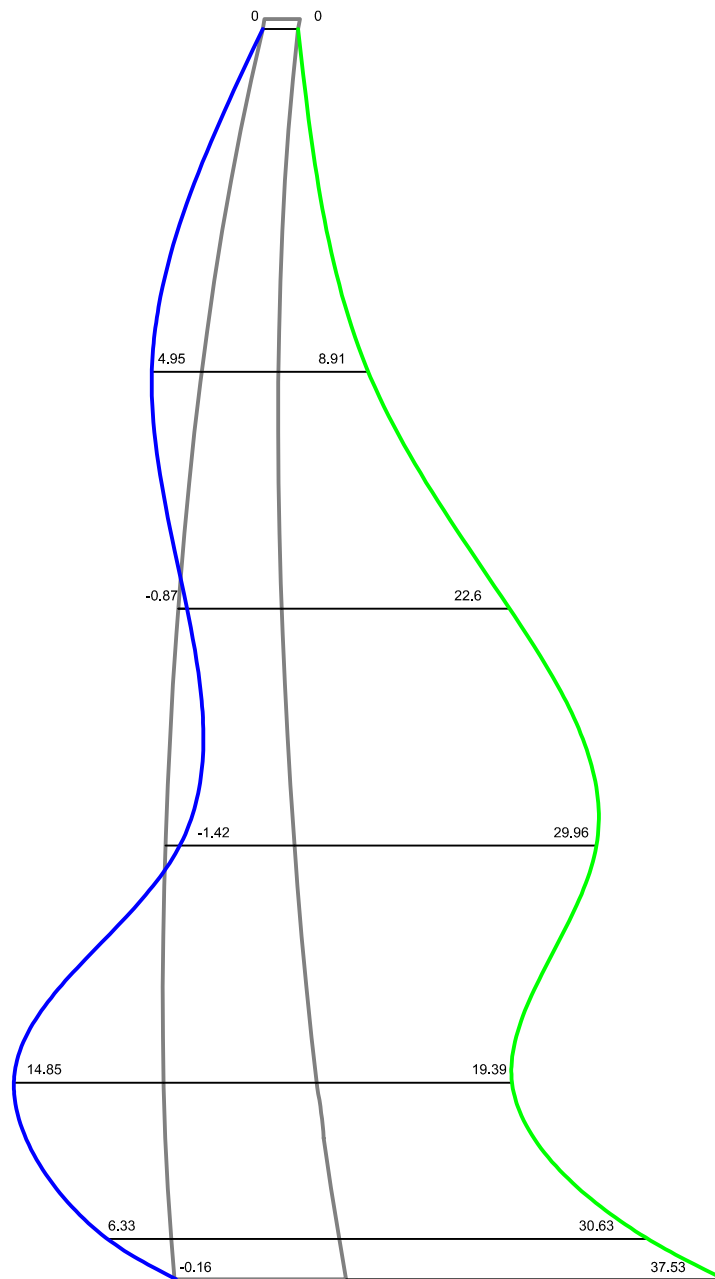
1:750



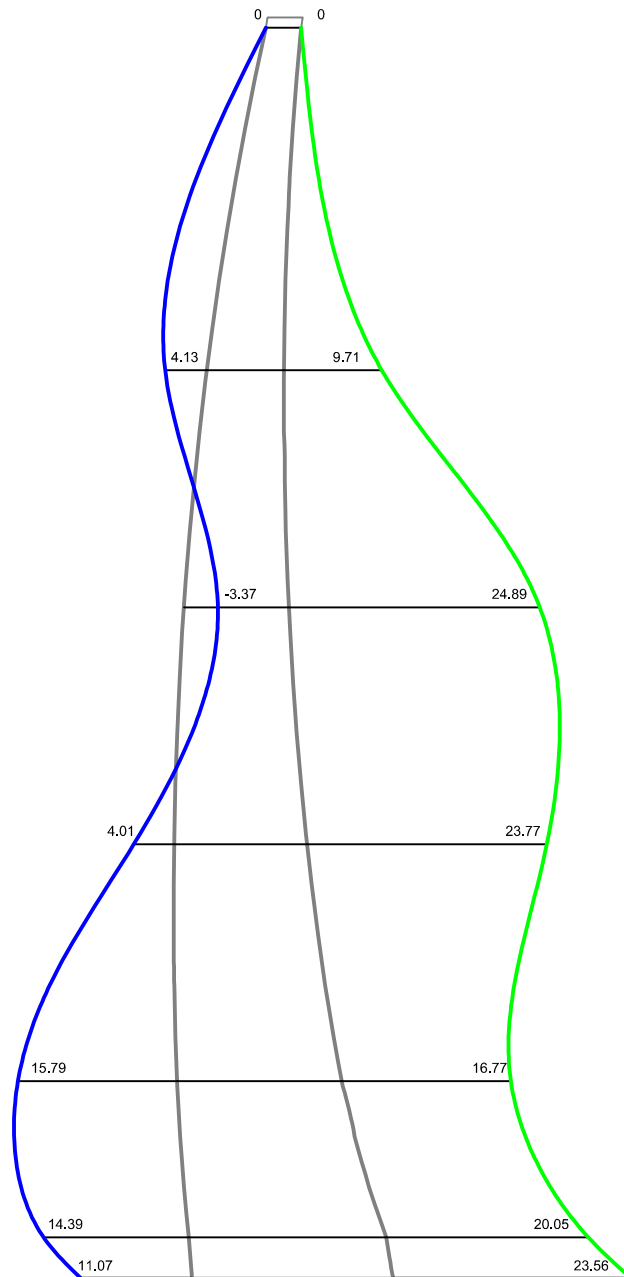
Embalse de Quéntar
Arcos 5 y 6
Peso propio + Agua
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones verticales



1:750

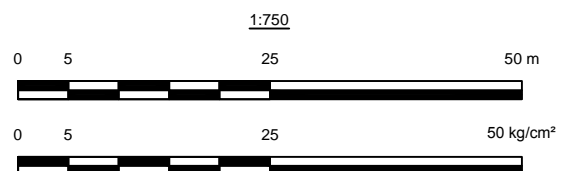
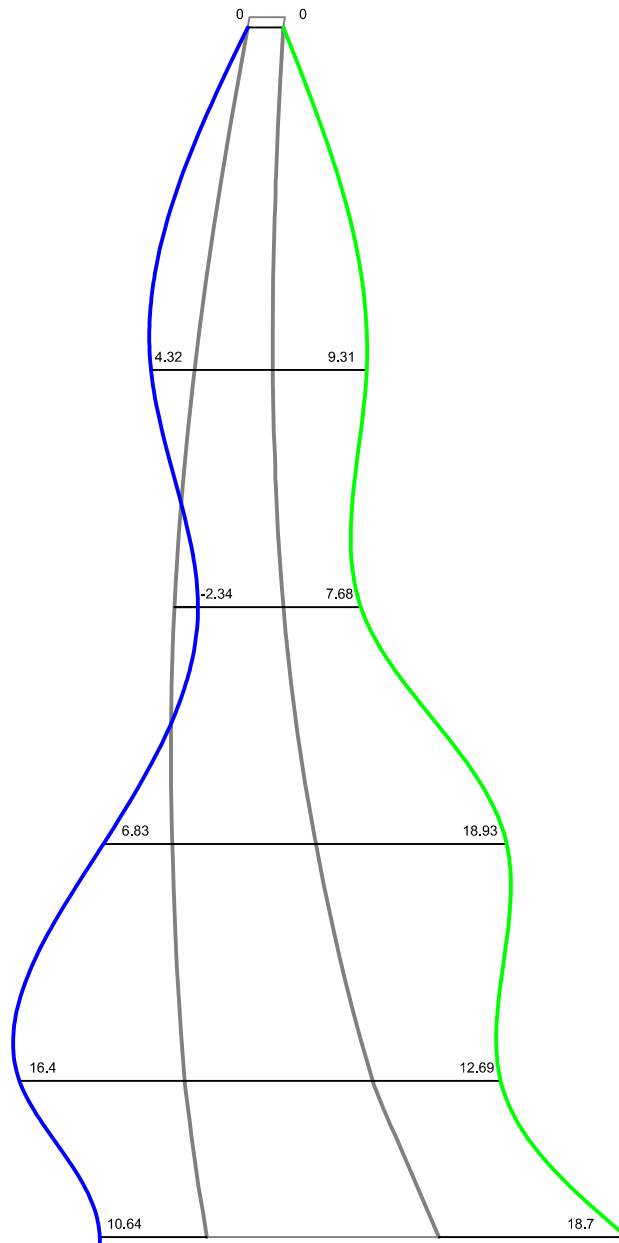
0 5 25 50 m



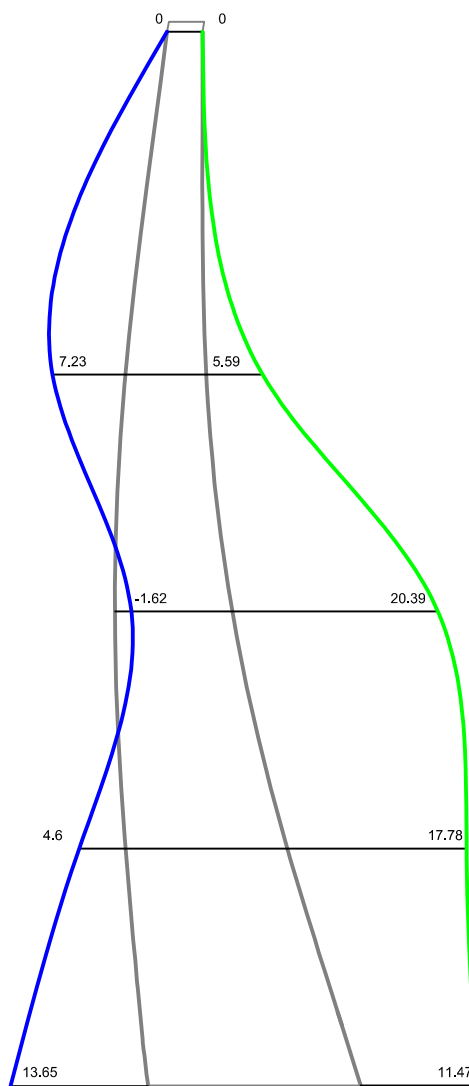
0 5 25 50 kg/cm²



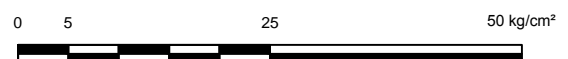
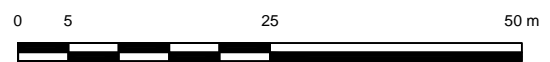
Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones verticales



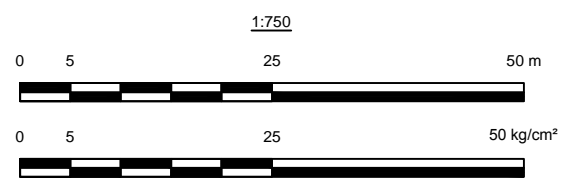
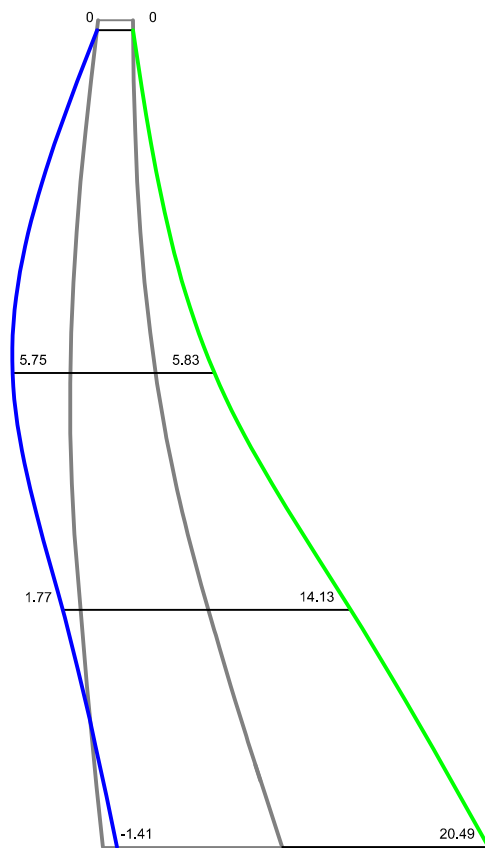
Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones verticales



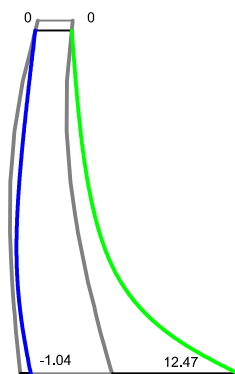
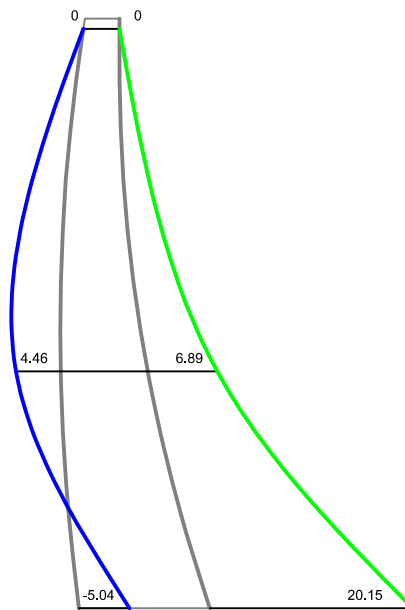
1:750



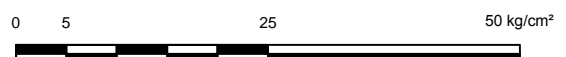
Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones verticales



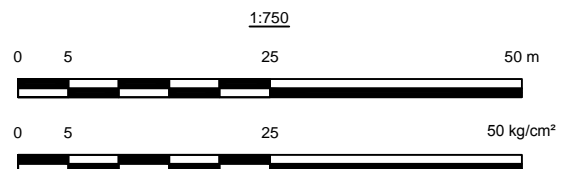
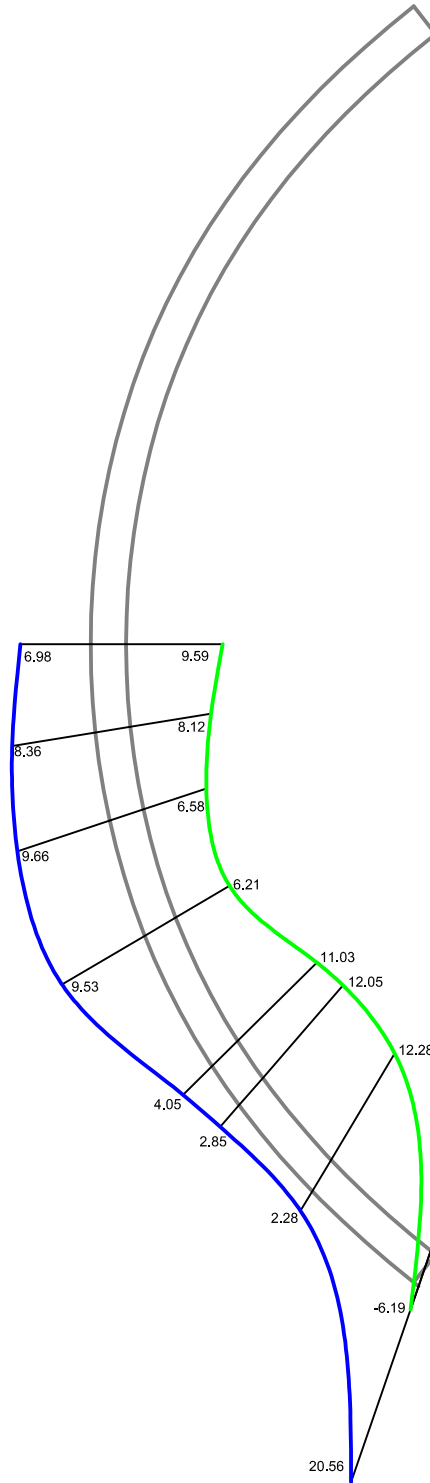
Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones verticales



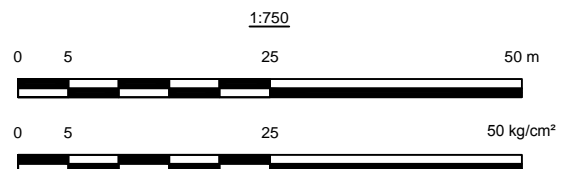
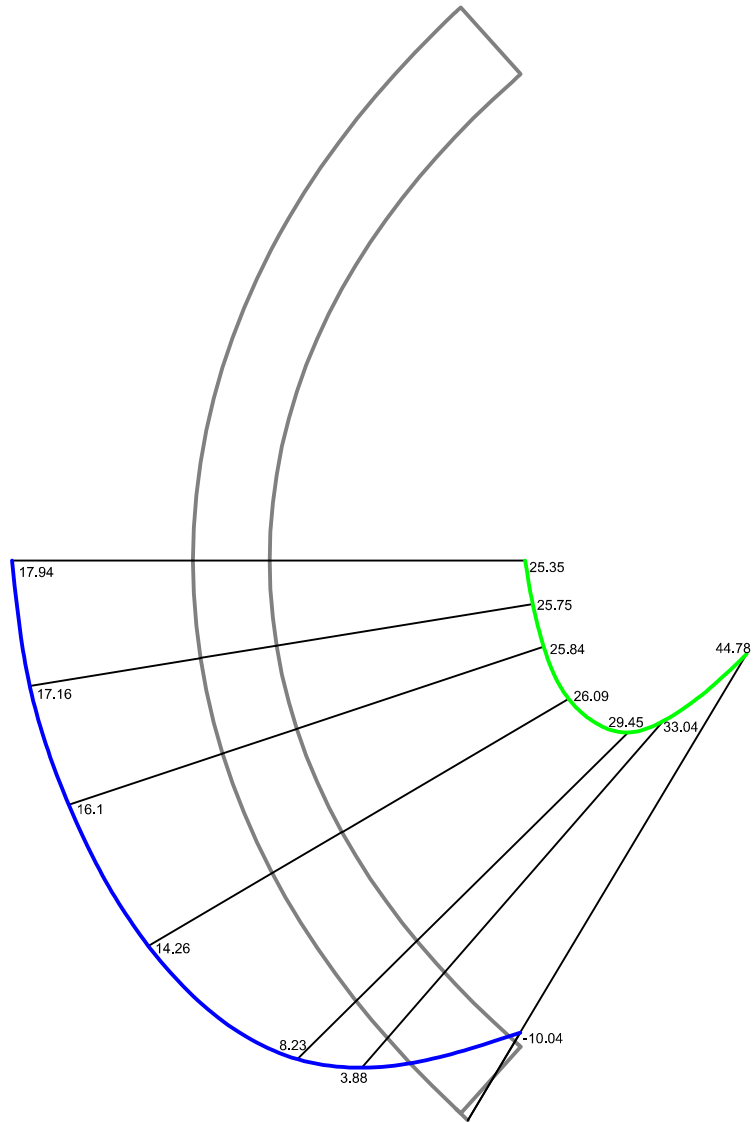
1:750



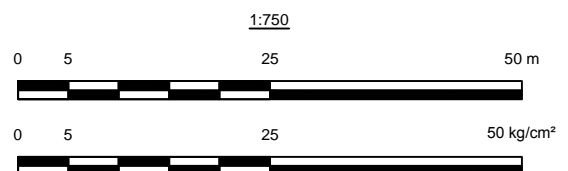
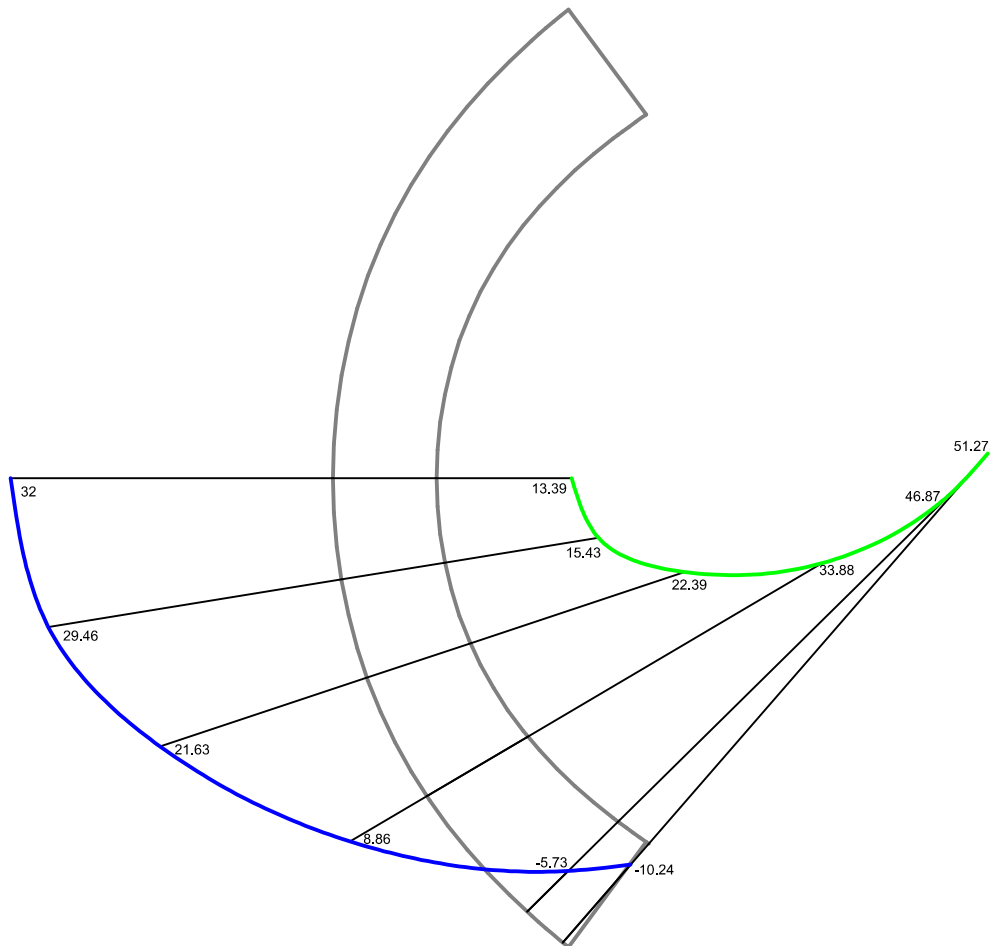
Embalse de Quéntar
Arco 1
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones horizontales



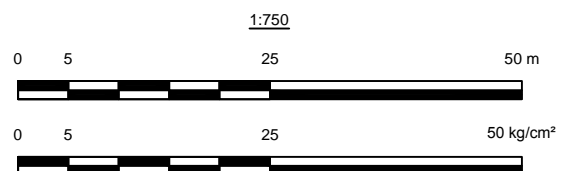
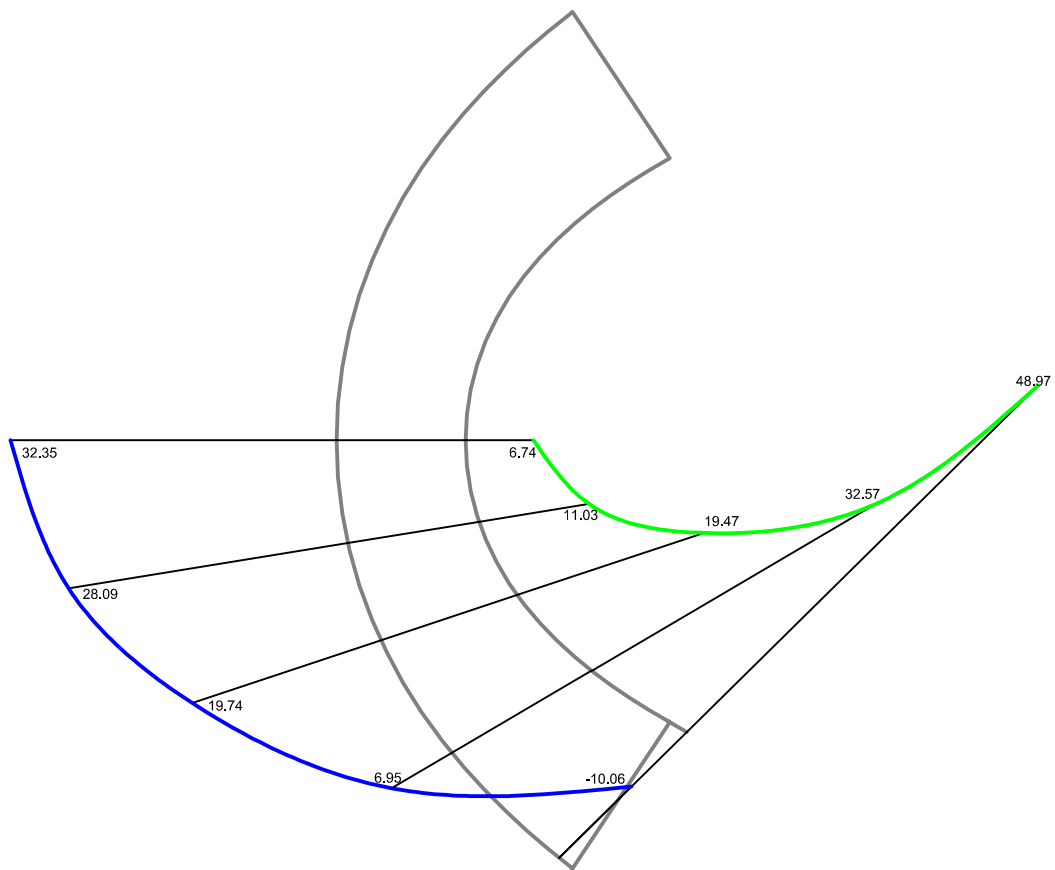
Embalse de Quéntar
Arco 2
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones horizontales



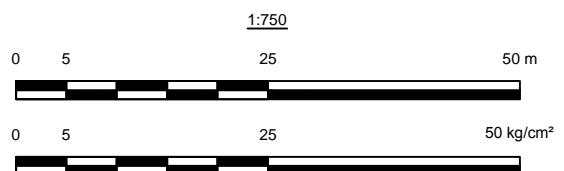
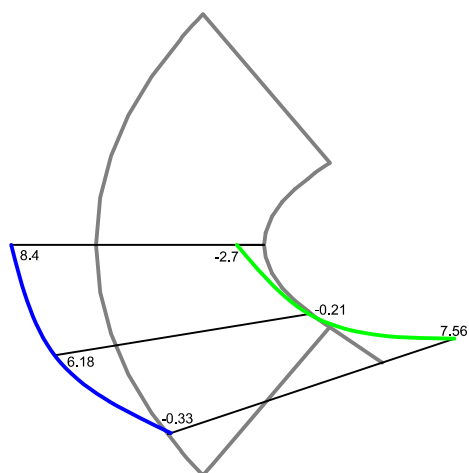
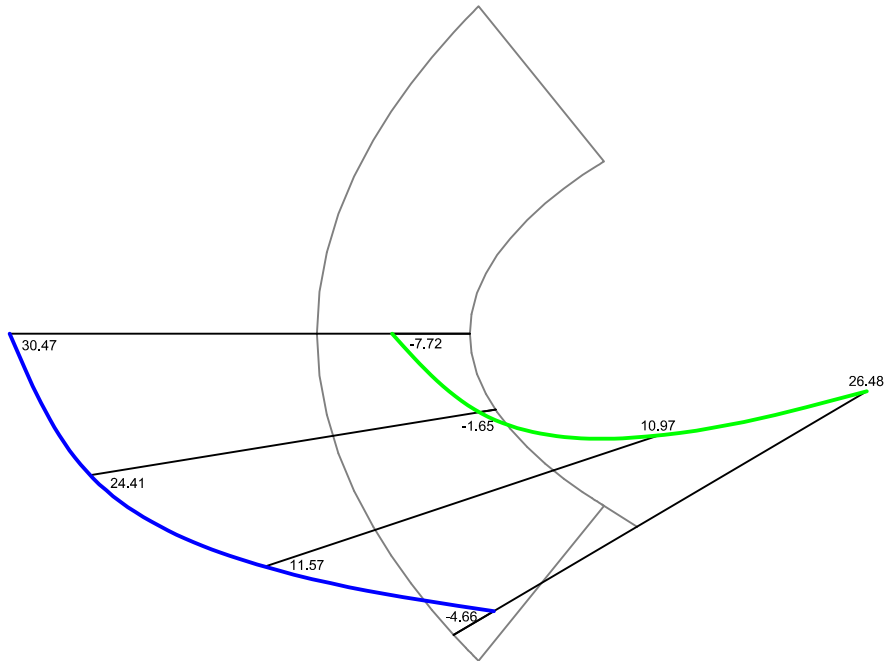
Embalse de Quéntar
Arco 3
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones horizontales



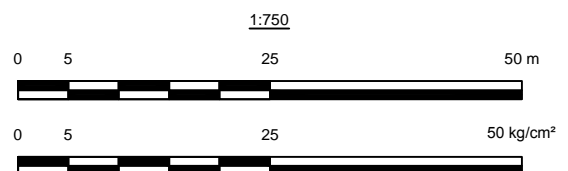
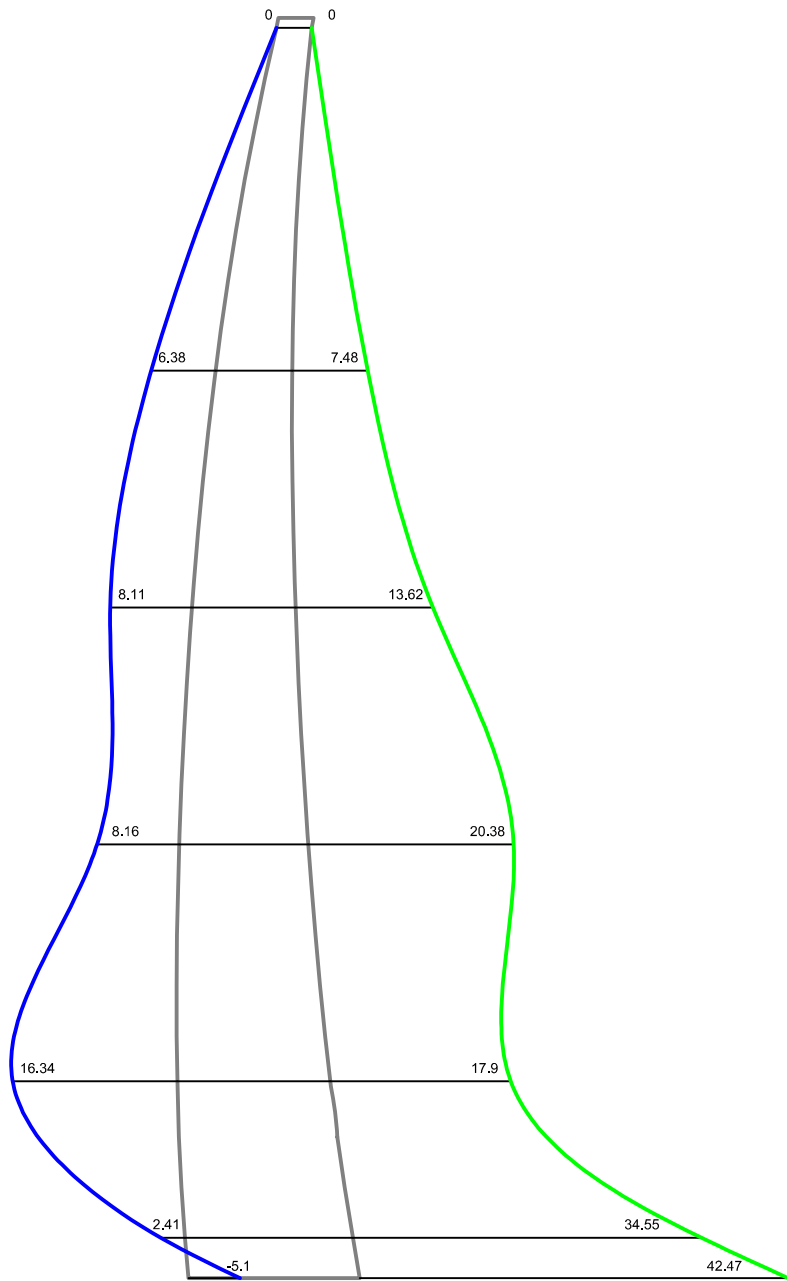
Embalse de Quéntar
Arco 4
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones horizontales



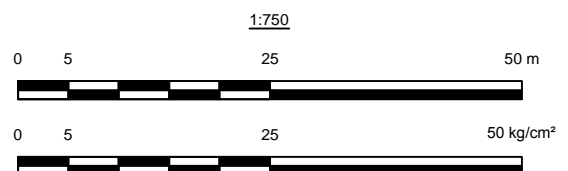
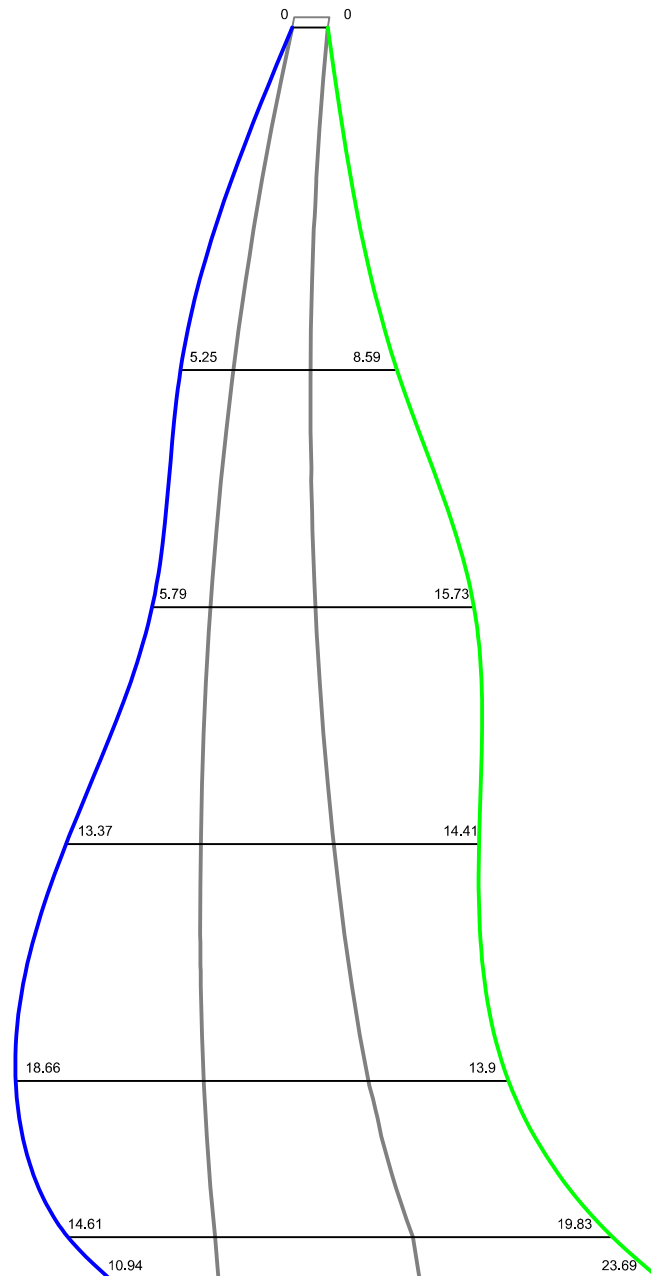
Embalse de Quéntar
Arcos 5 y 6
Peso propio + Agua + Temp. verano
Tensiones horizontales



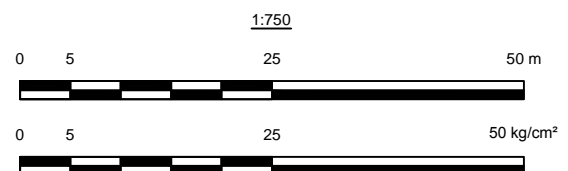
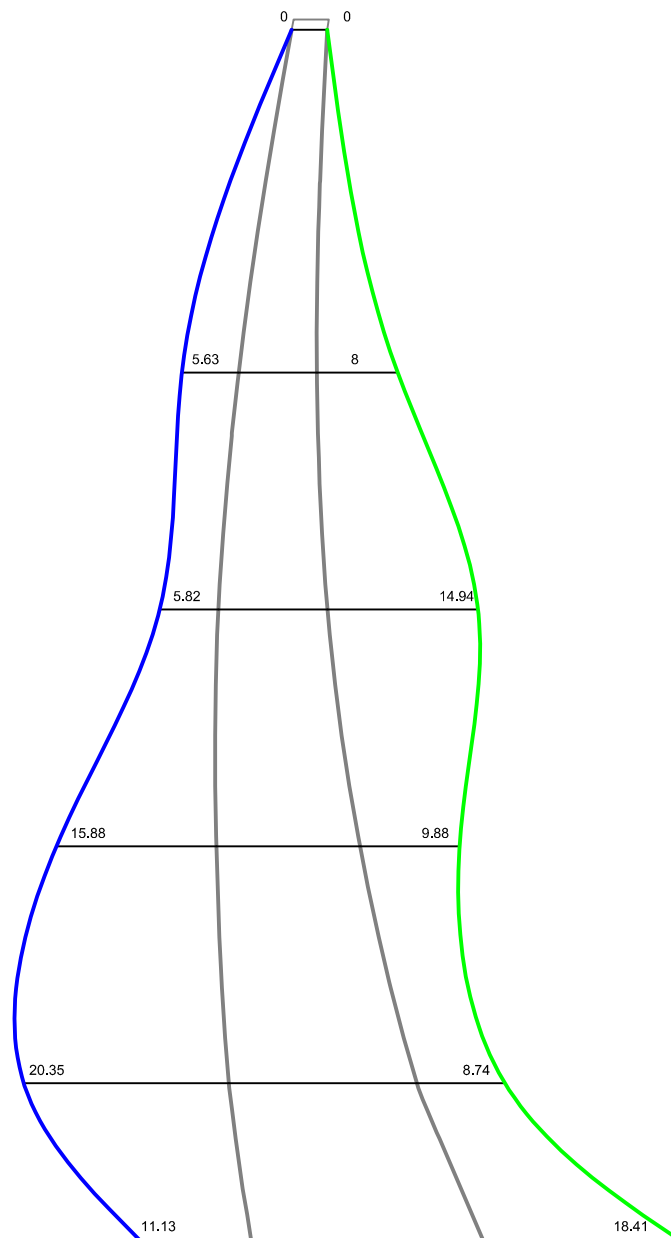
Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones verticales



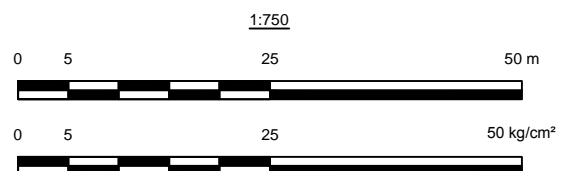
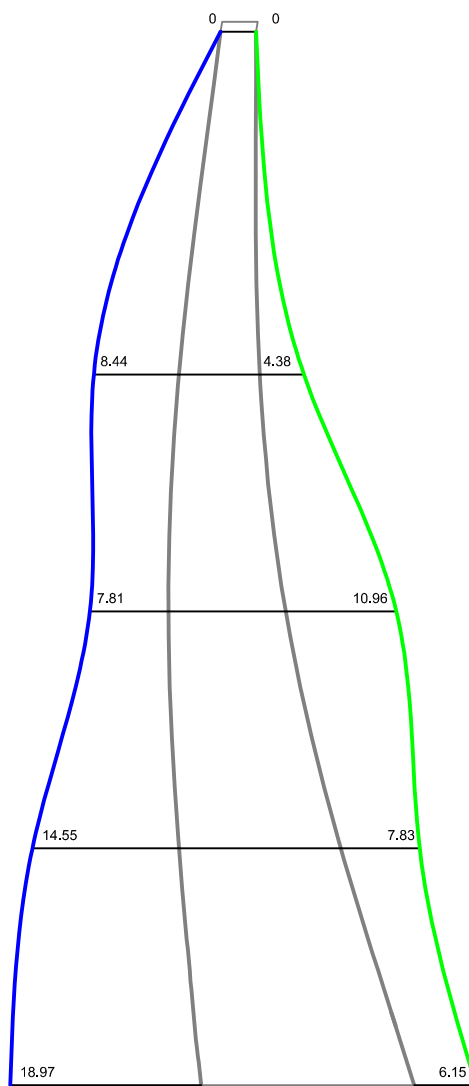
Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones verticales



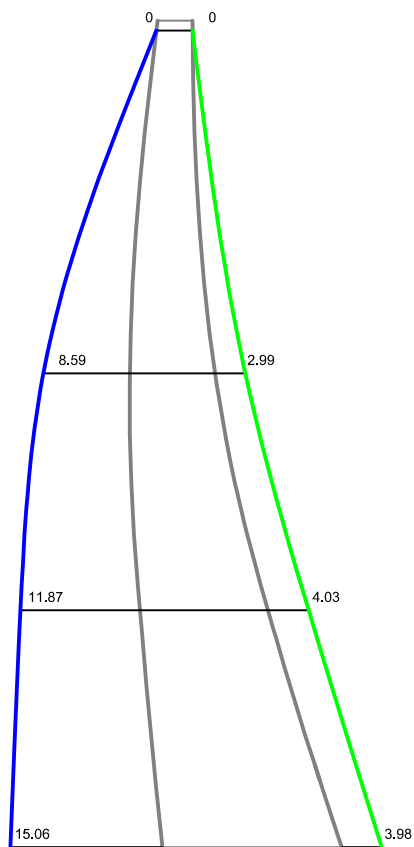
Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones verticales



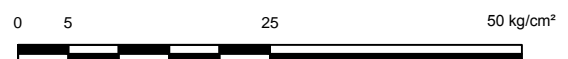
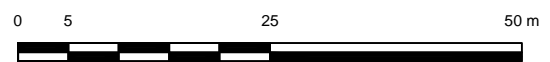
Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones verticales



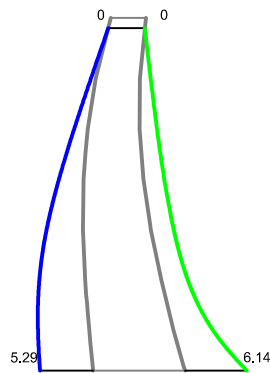
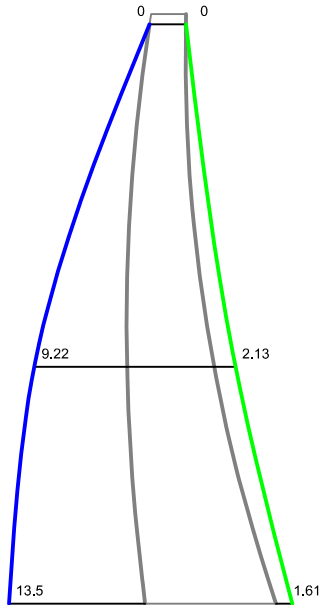
Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones verticales



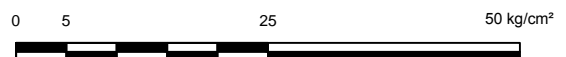
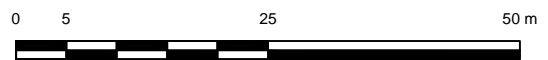
1:750



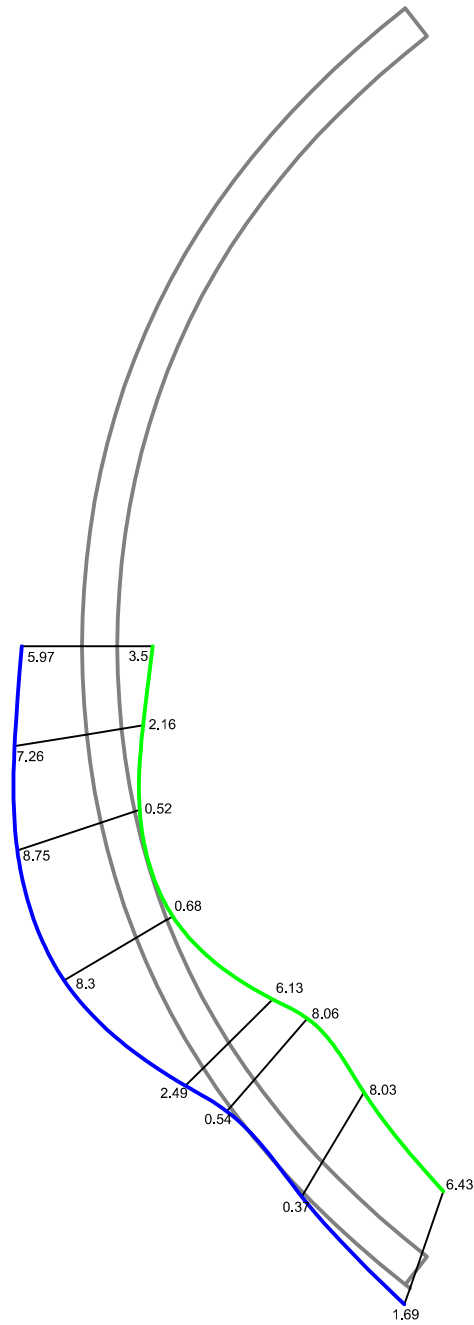
Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones verticales



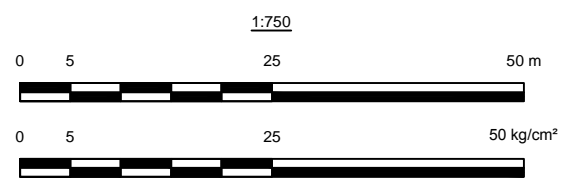
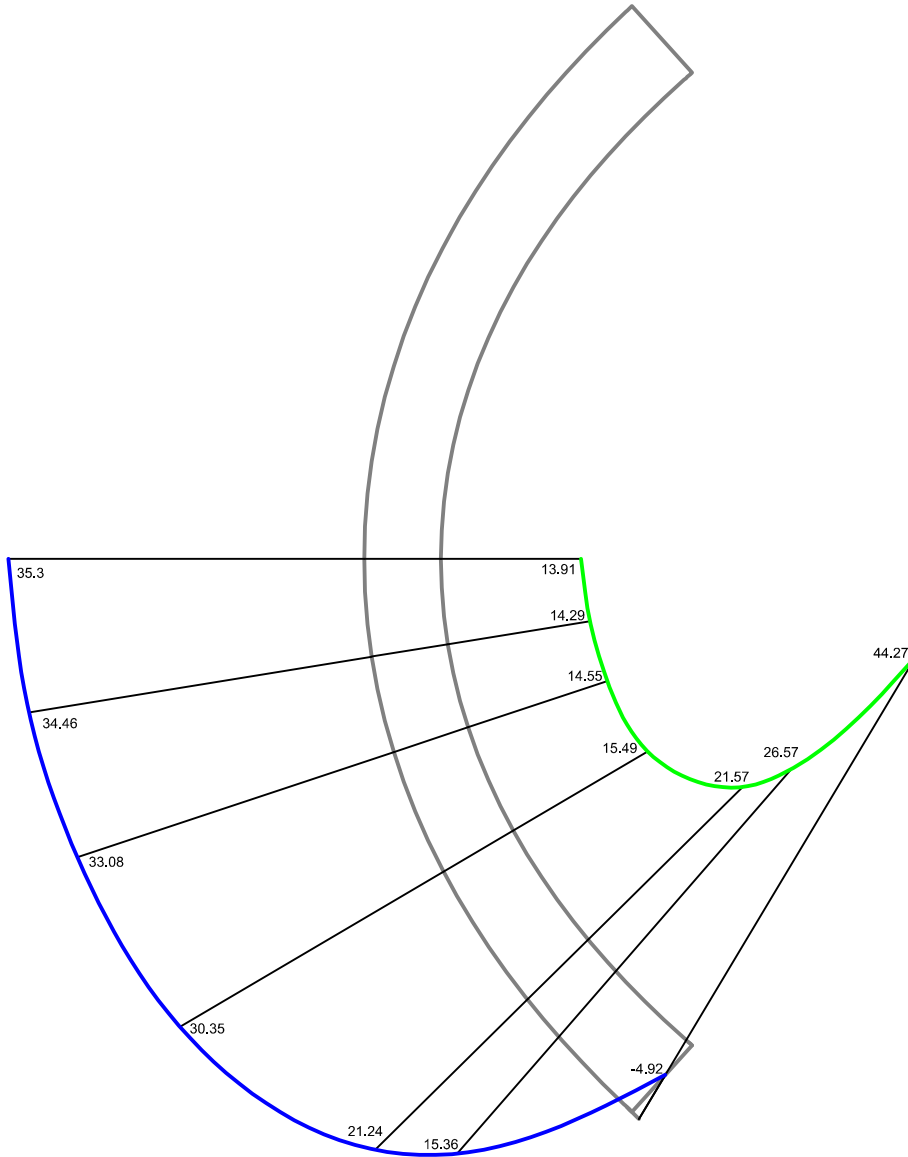
1:750



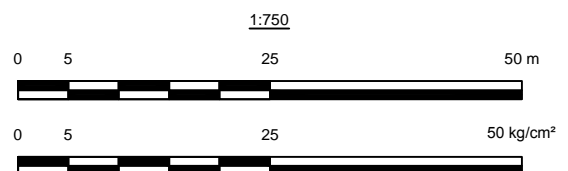
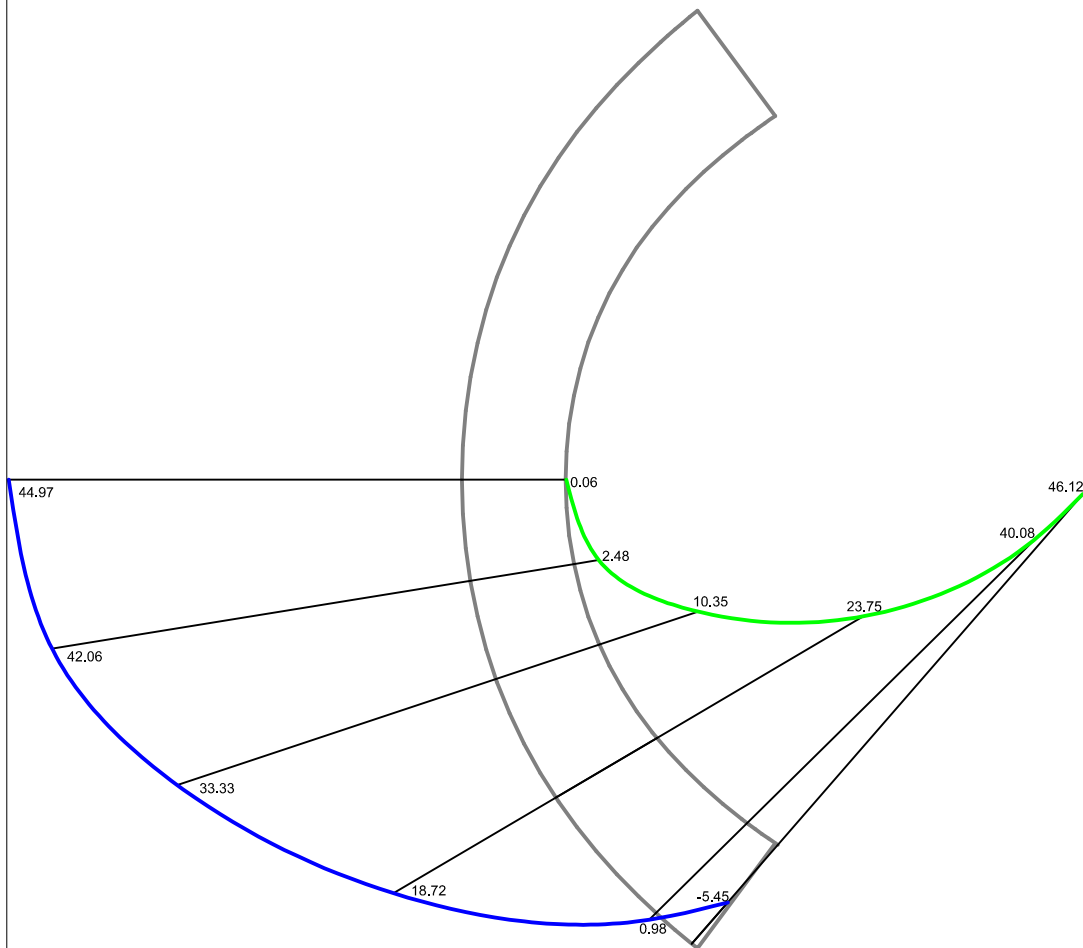
Embalse de Quéntar
Arco 1
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones horizontales



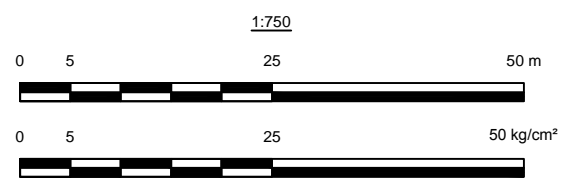
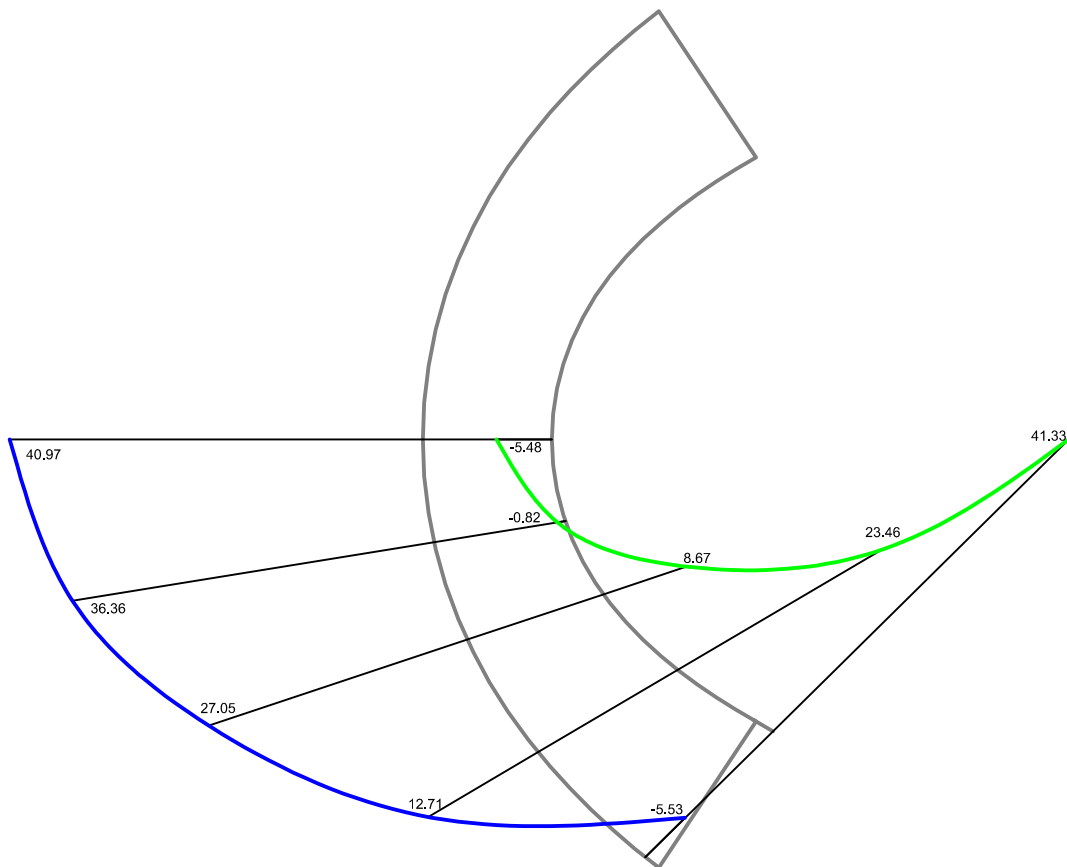
Embalse de Quéntar
Arco 2
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones horizontales



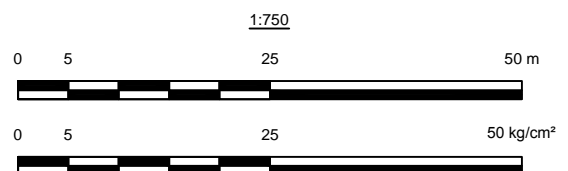
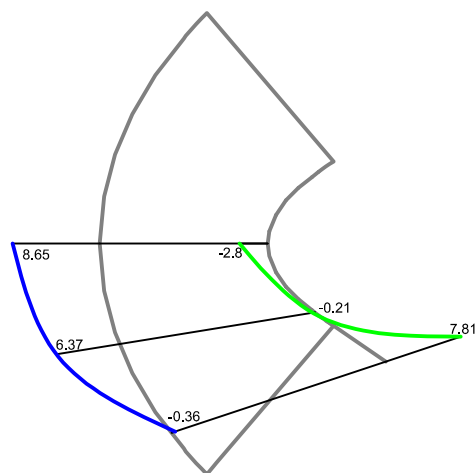
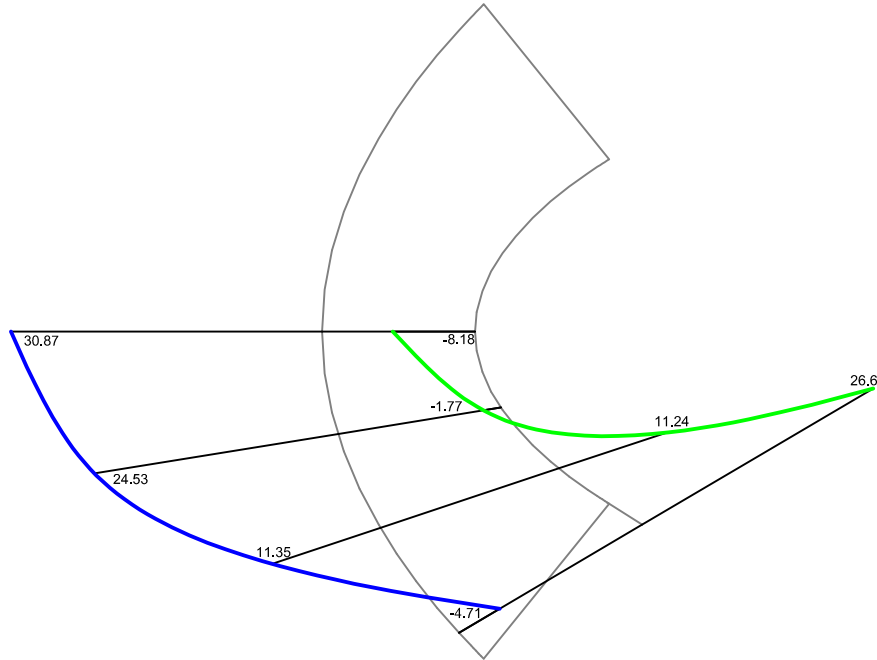
Embalse de Quéntar
Arco 3
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones horizontales



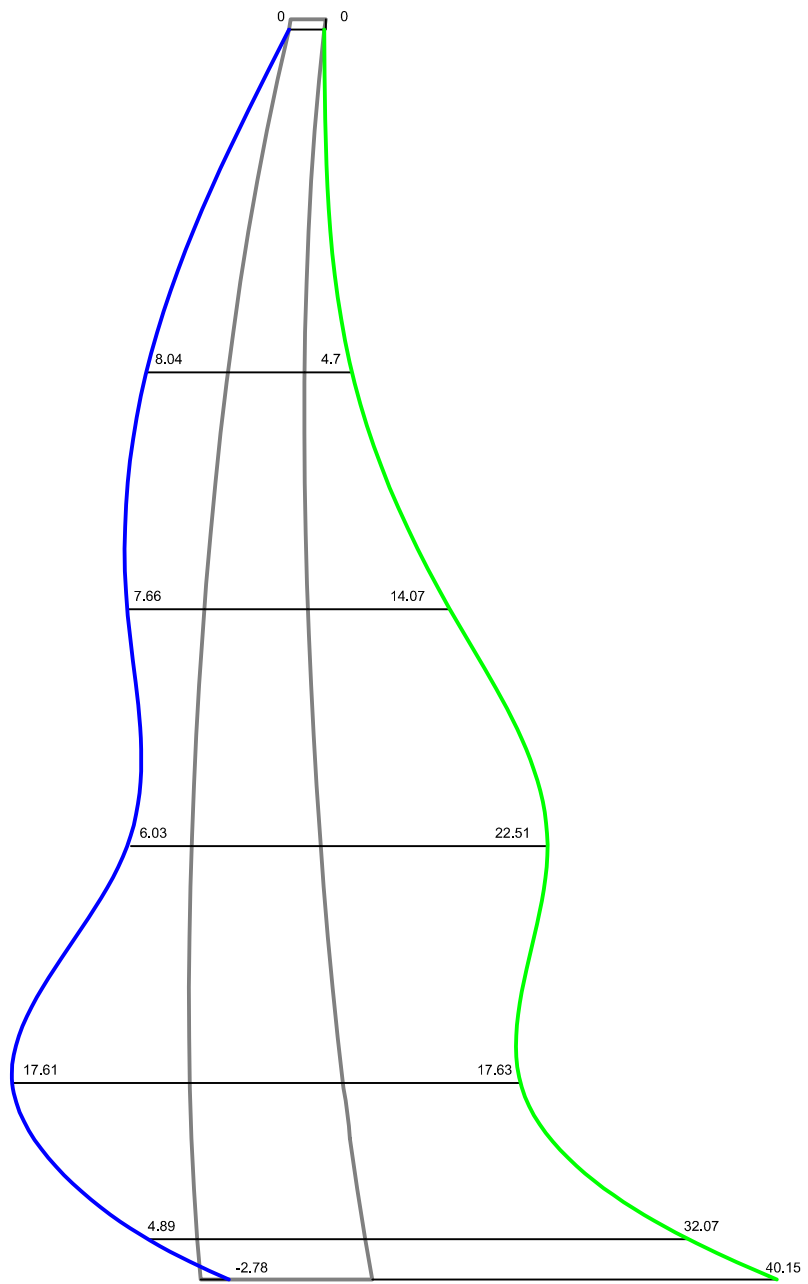
Embalse de Quéntar
Arco 4
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Arcos 5 y 6
Peso propio + Agua + Temp. invierno
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones verticales



1:750

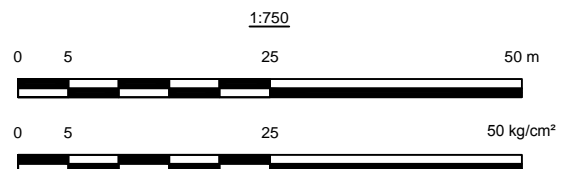
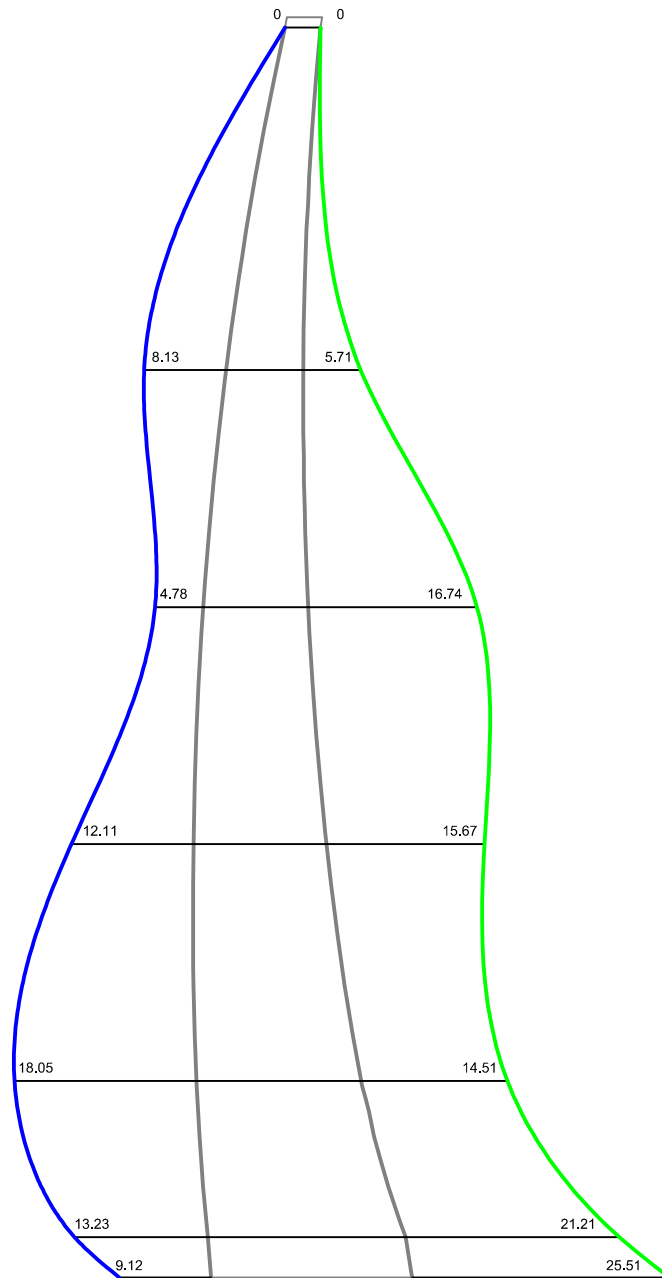
0 5 25 50 m



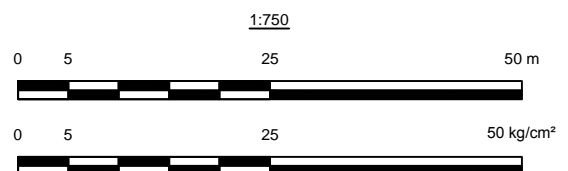
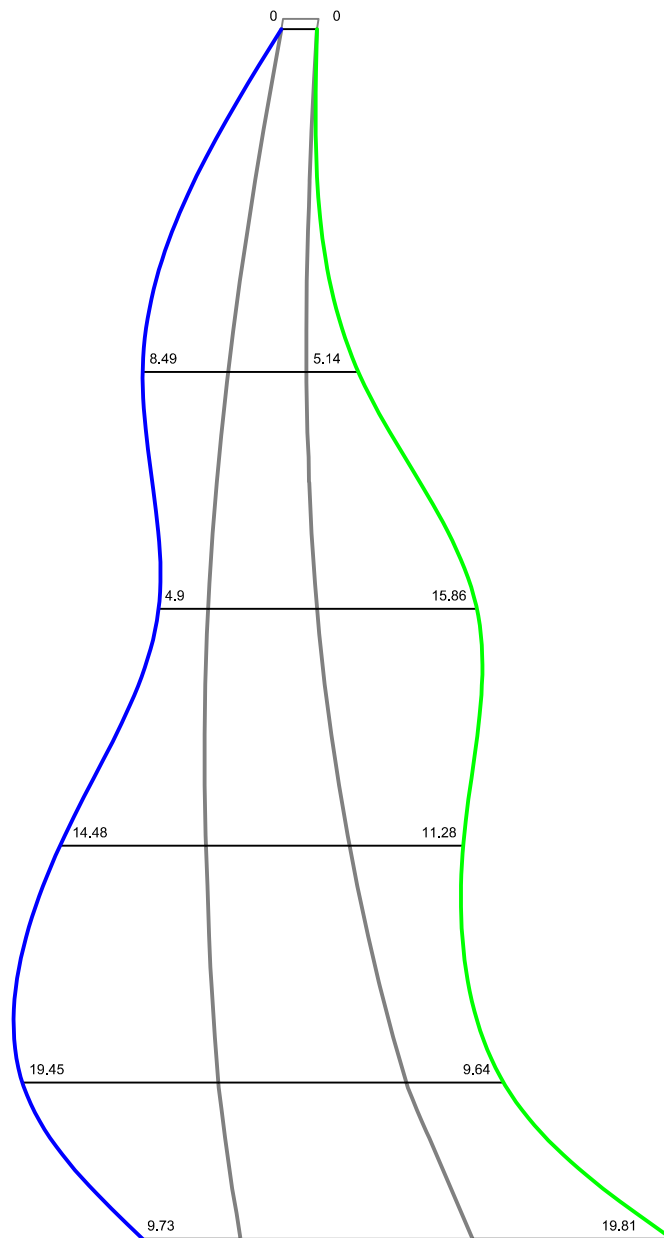
0 5 25 50 kg/cm²



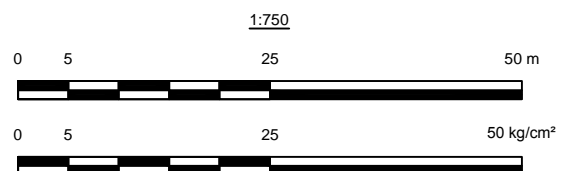
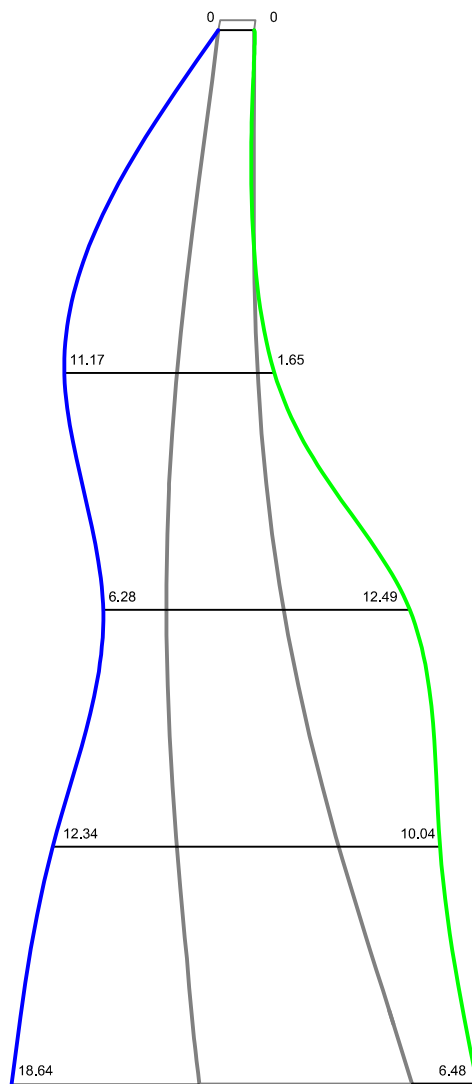
Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones verticales



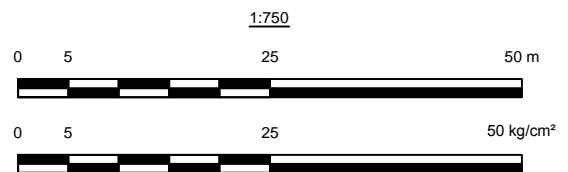
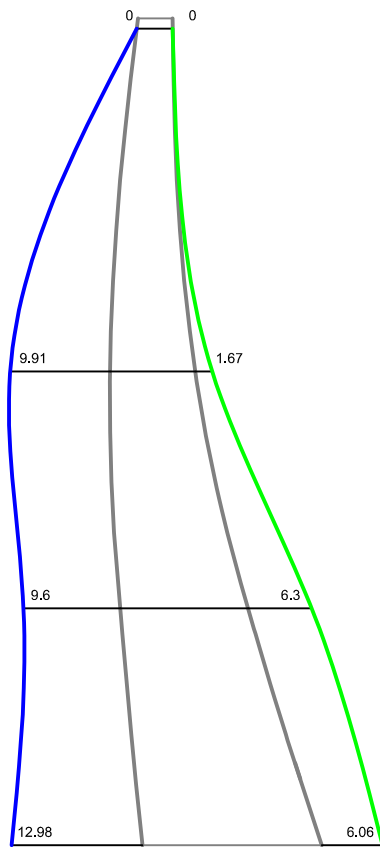
Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones verticales



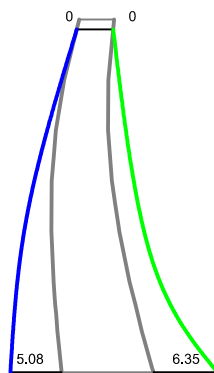
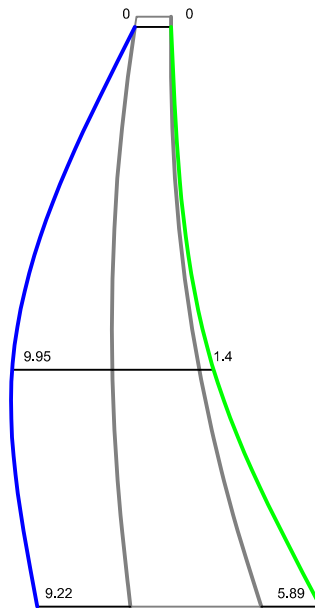
Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones verticales



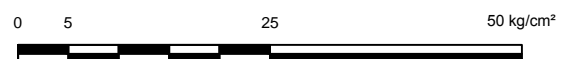
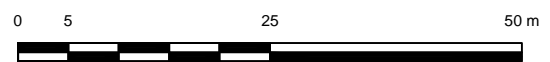
Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones verticales



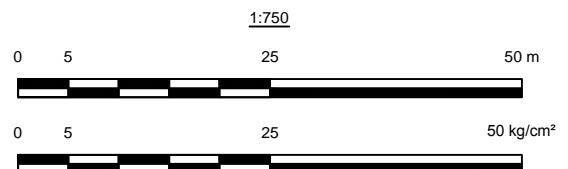
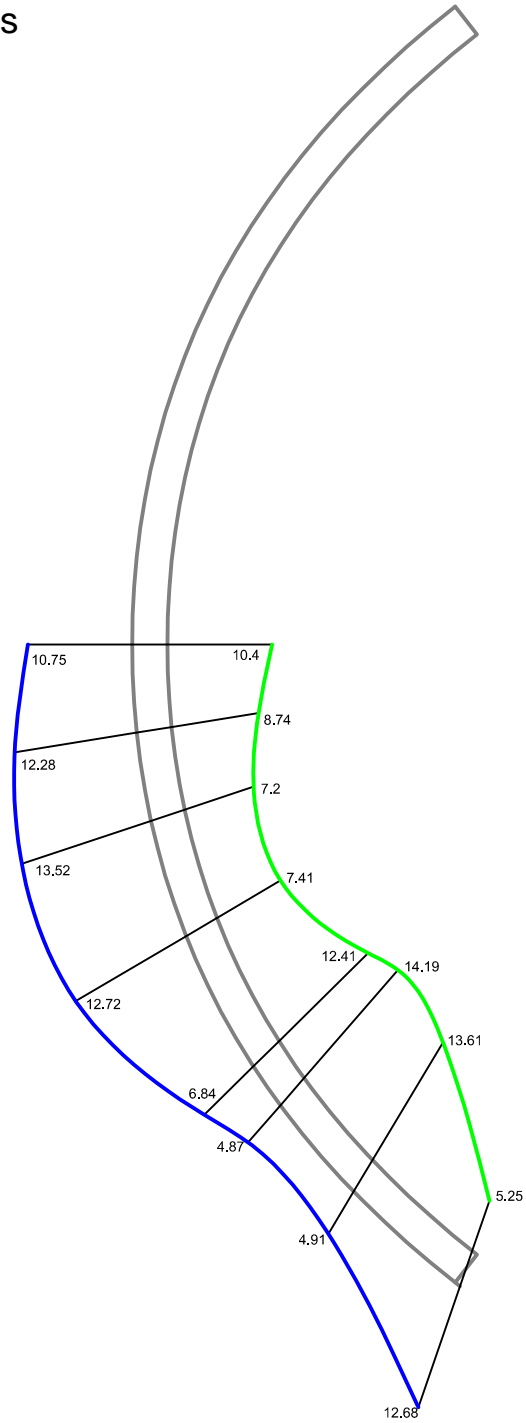
Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones verticales



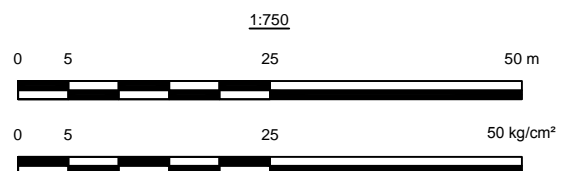
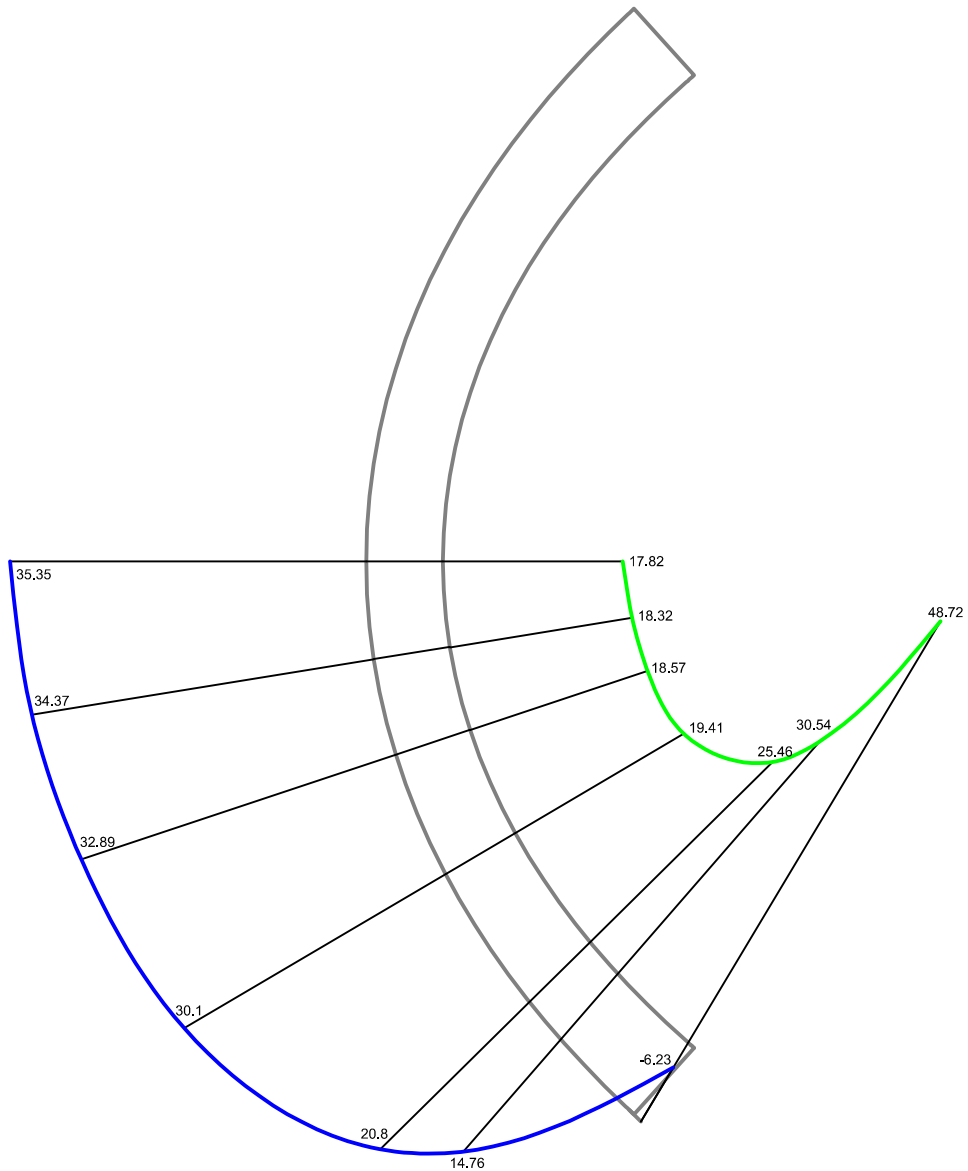
1:750



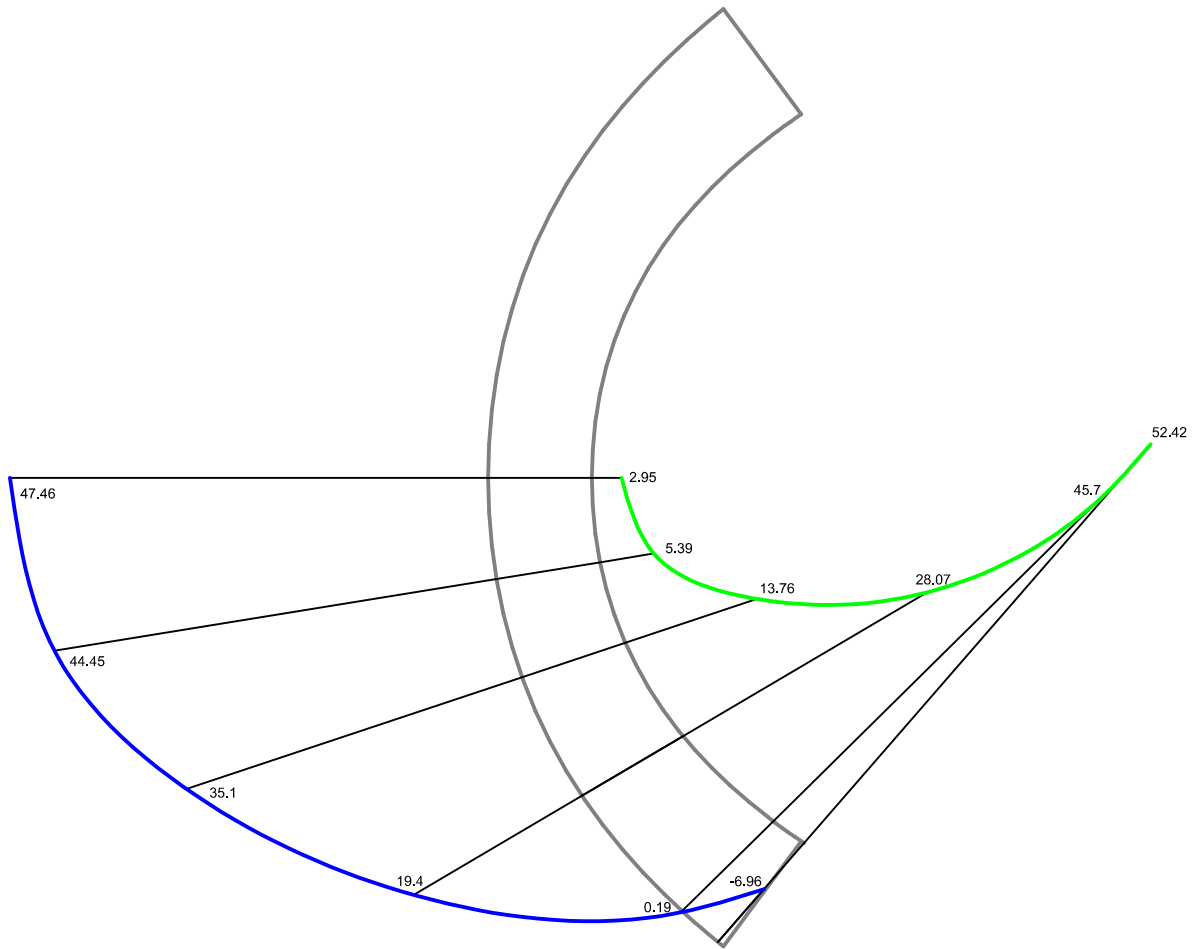
Embalse de Quéntar
Arco 1
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones horizontales



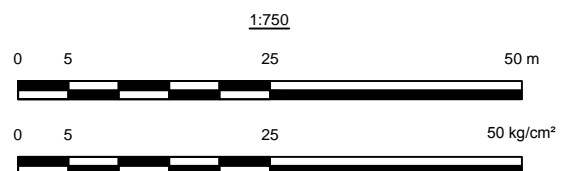
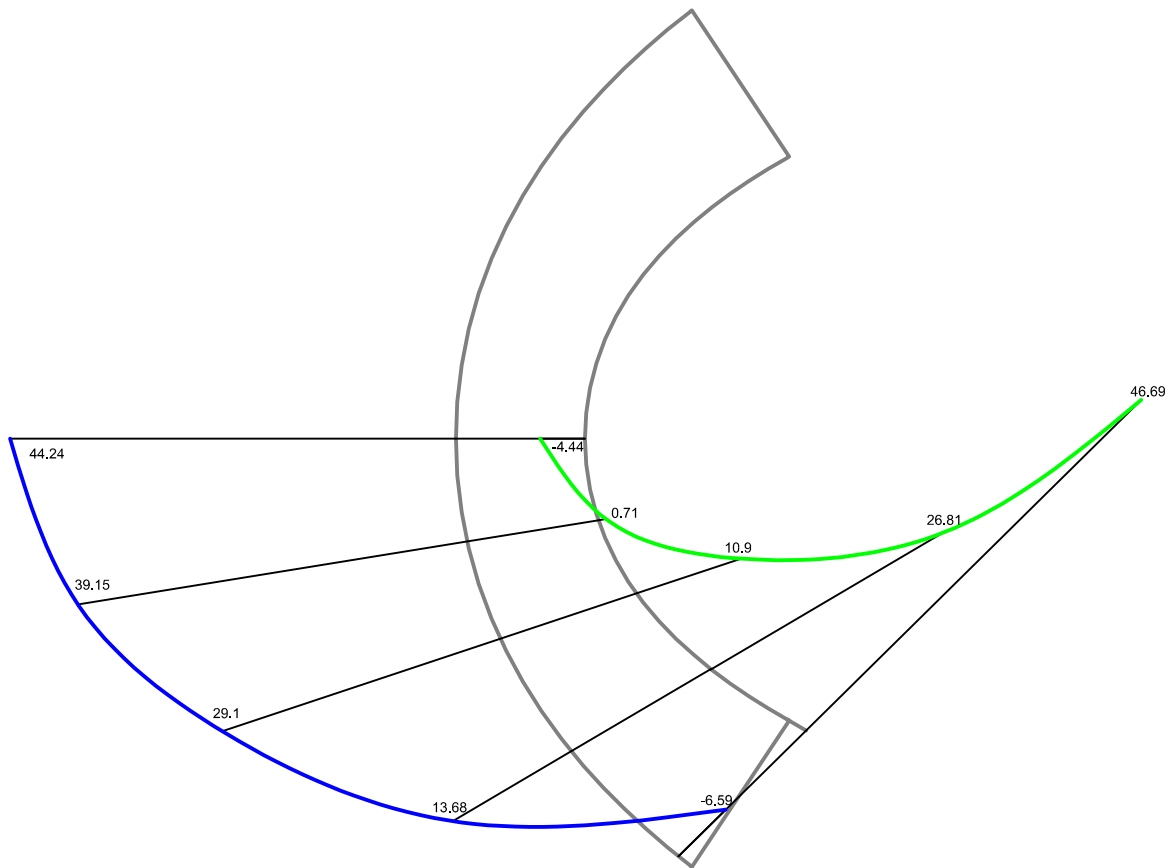
Embalse de Quéntar
Arco 2
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones horizontales



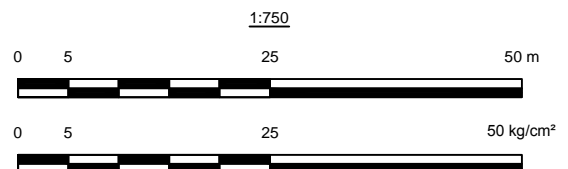
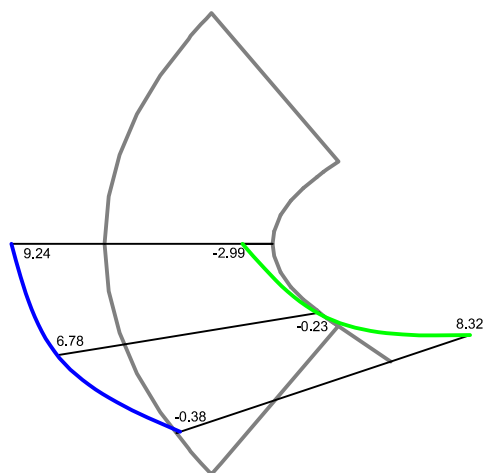
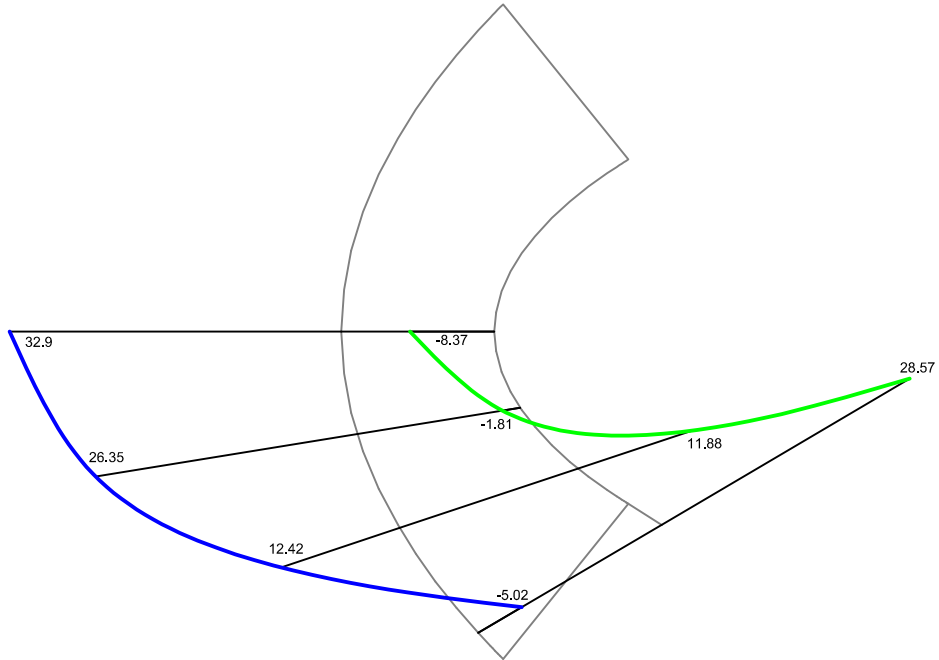
Embalse de Quéntar
Arco 3
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones horizontales



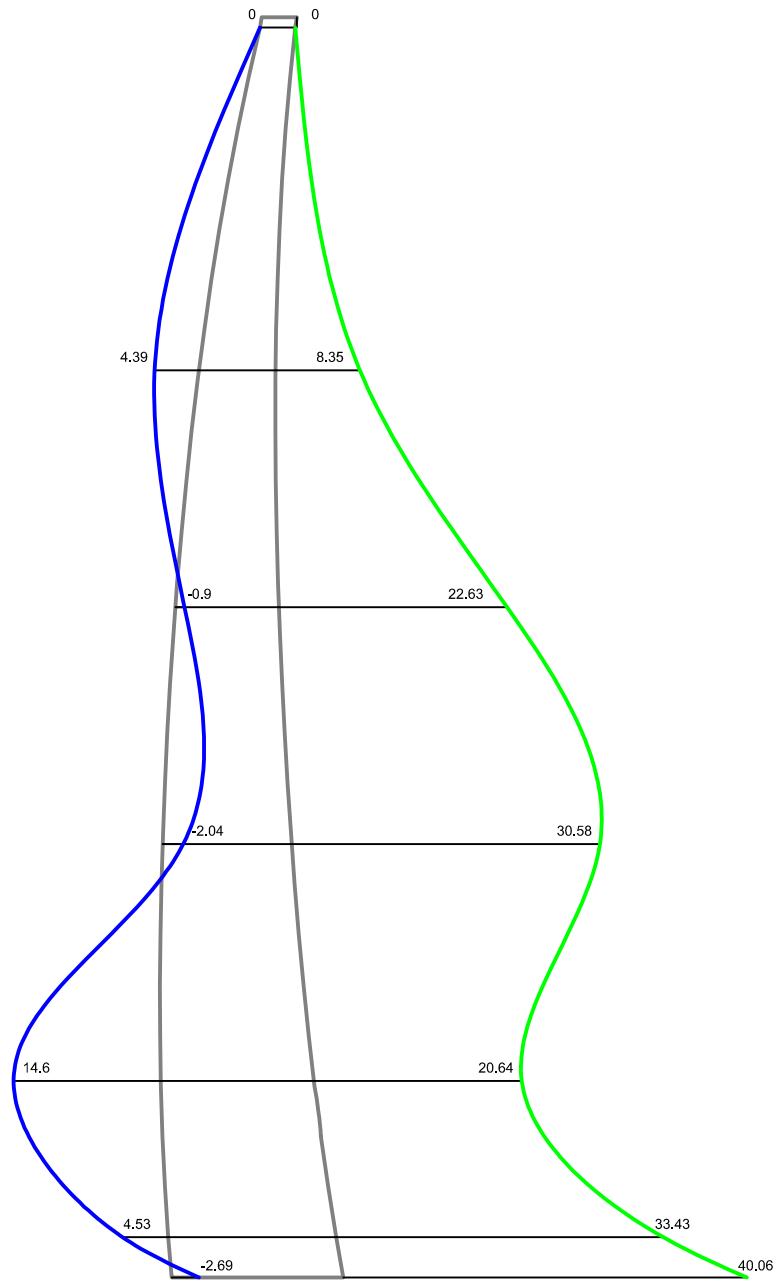
Embalse de Quéntar
Arco 4
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Arcos 5 y 6
Peso propio + Agua + Sismo
Tensiones horizontales



Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones verticales



1:750

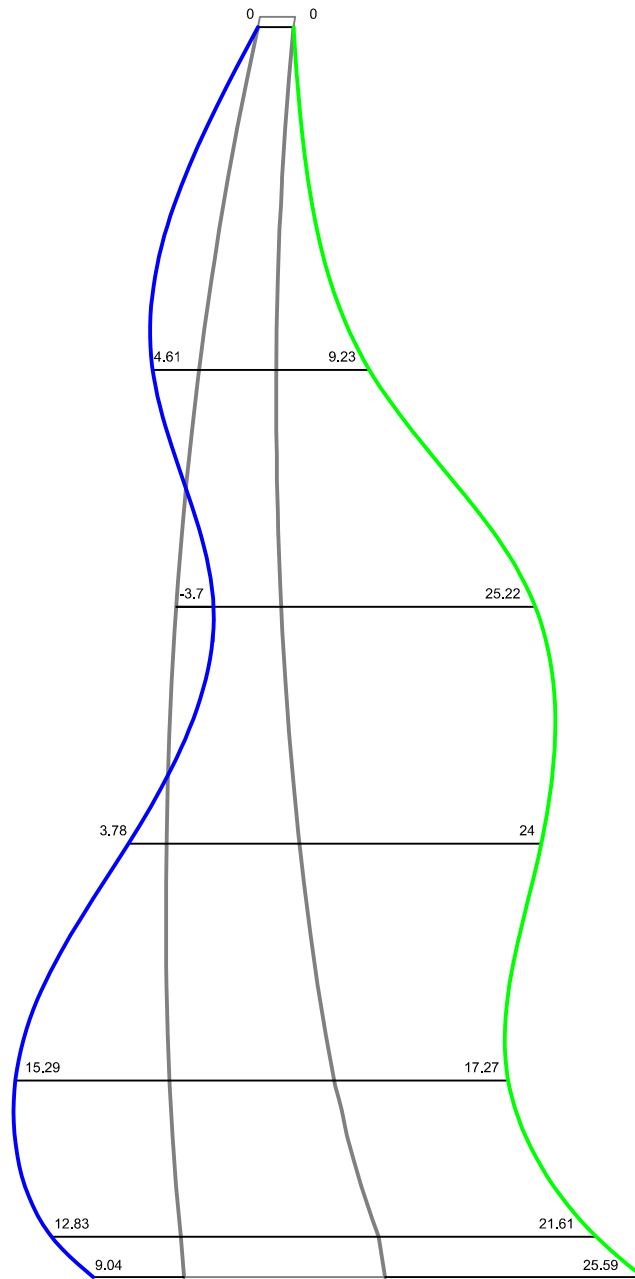
0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²



Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones verticales



1:750

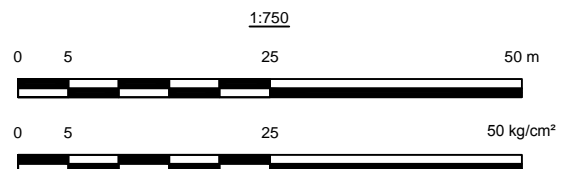
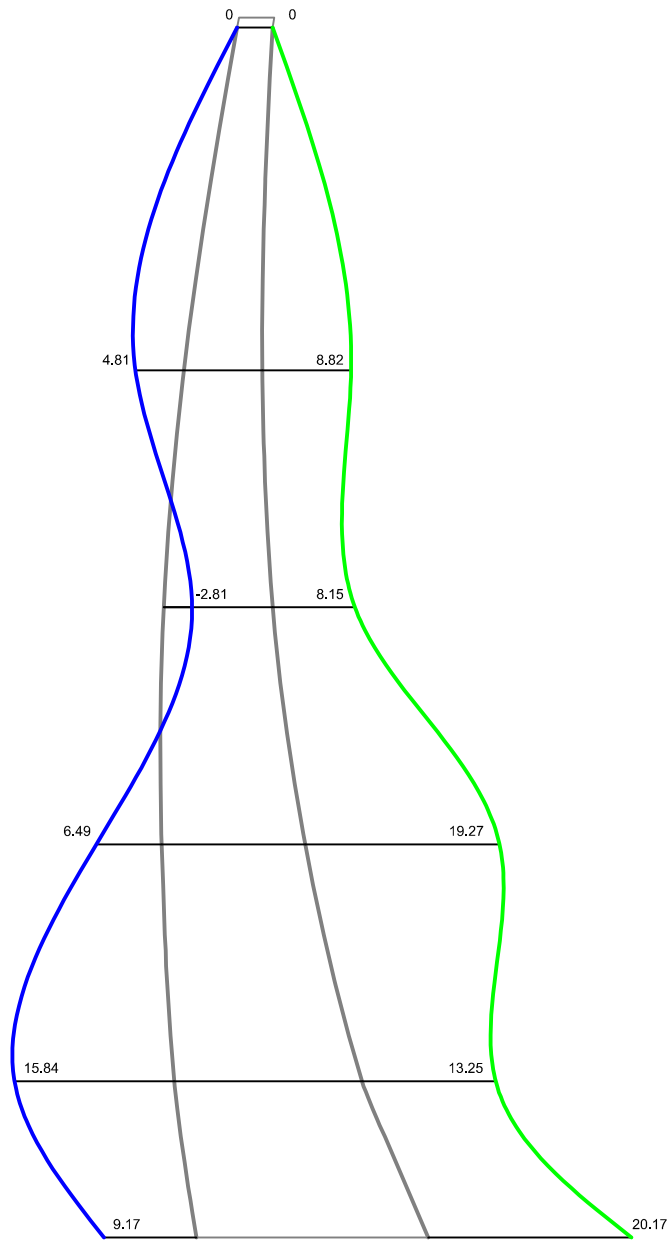
0 5 25 50 m



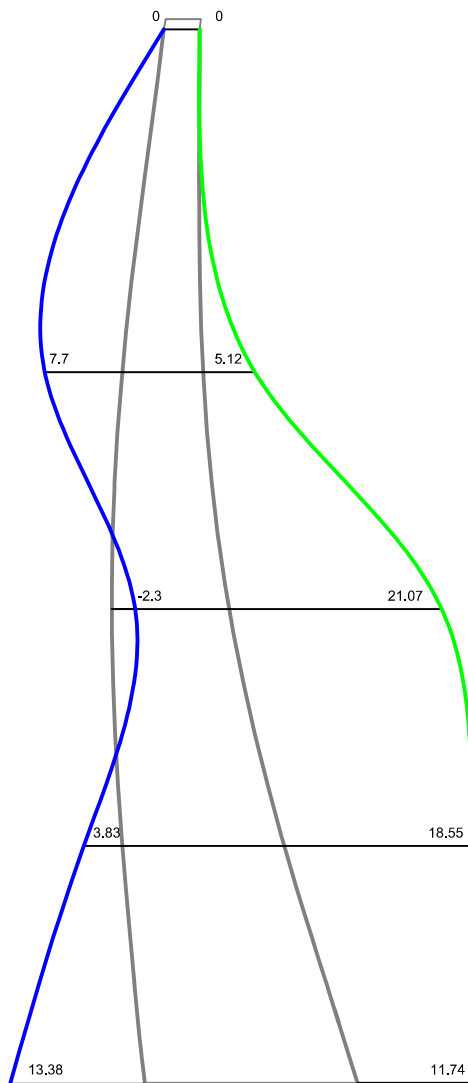
0 5 25 50 kg/cm²



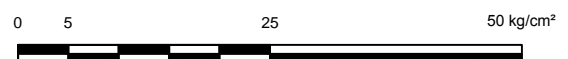
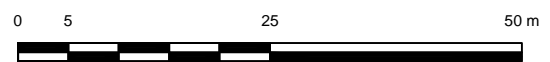
Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones verticales



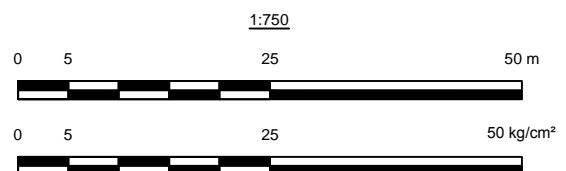
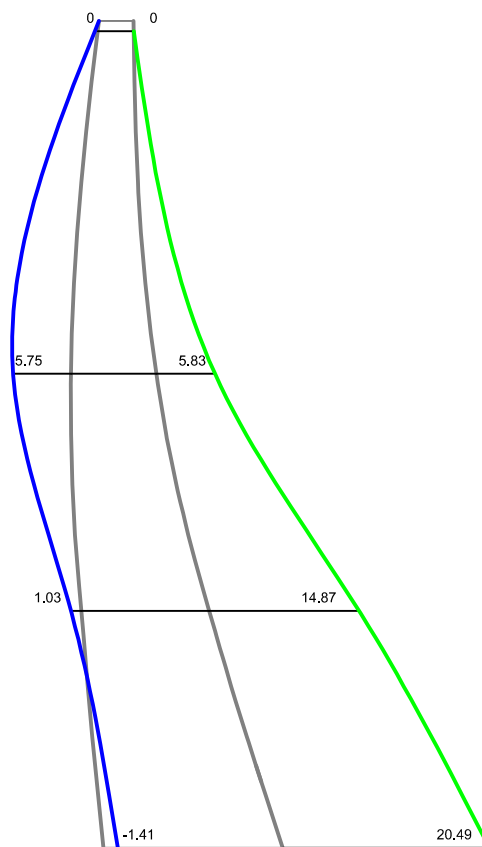
Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones verticales



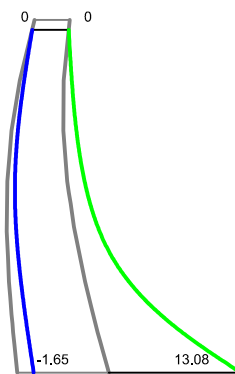
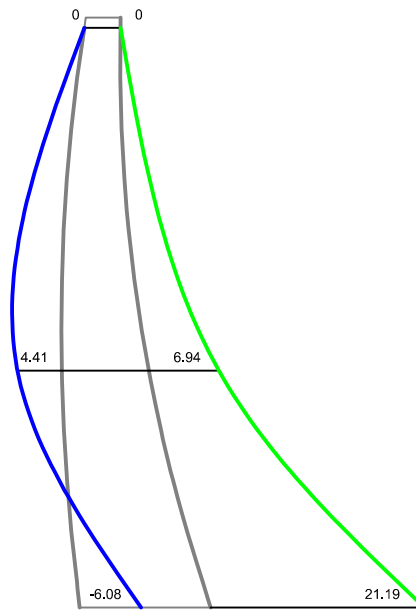
1:750



Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones verticales



1:750

0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²

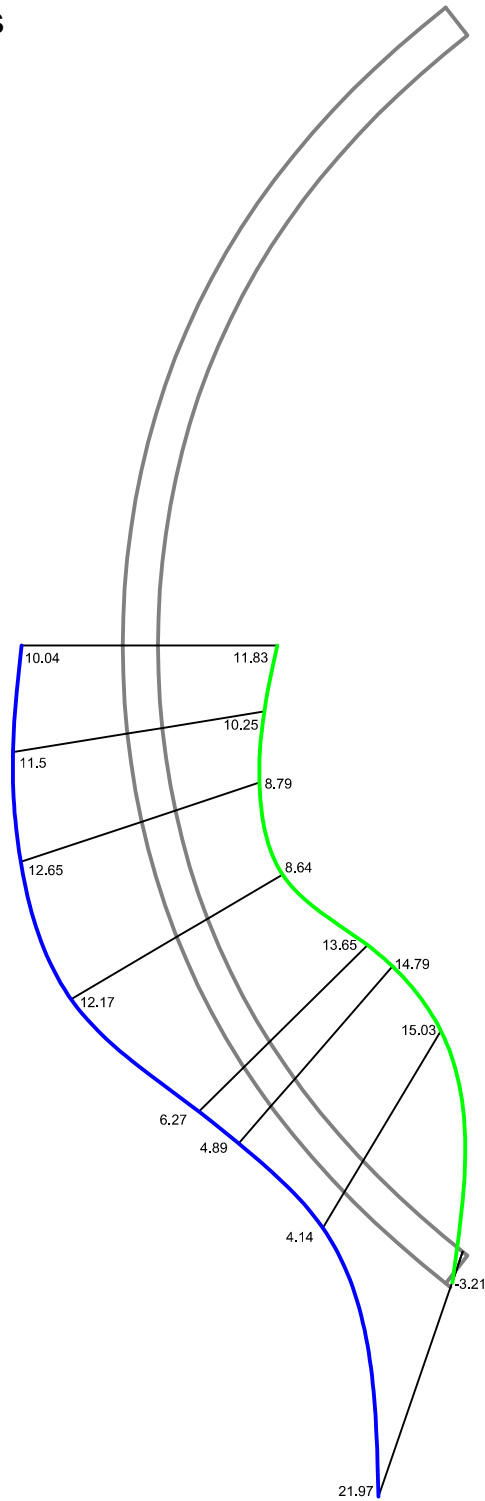


Embalse de Quéntar

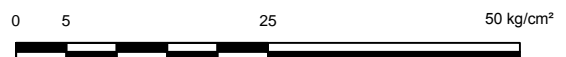
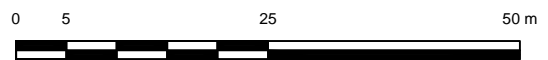
Arco 1

Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

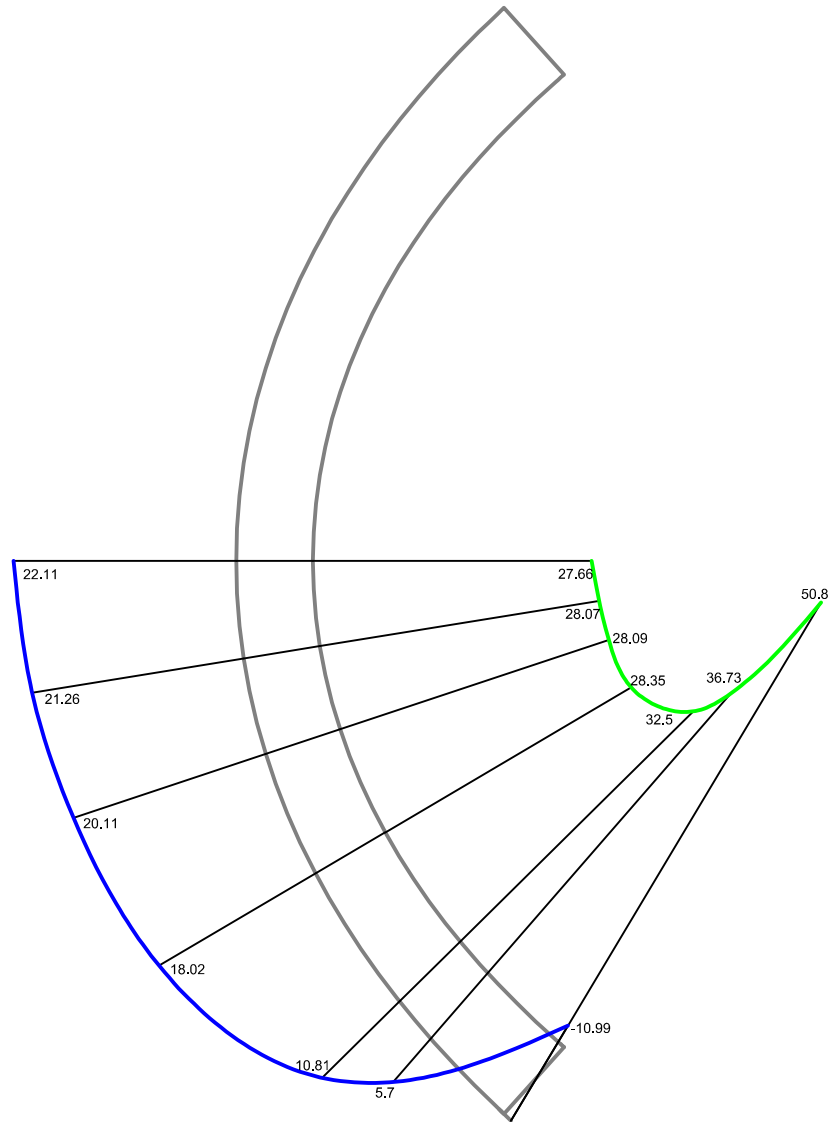


Embalse de Quéntar

Arco 2

Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²

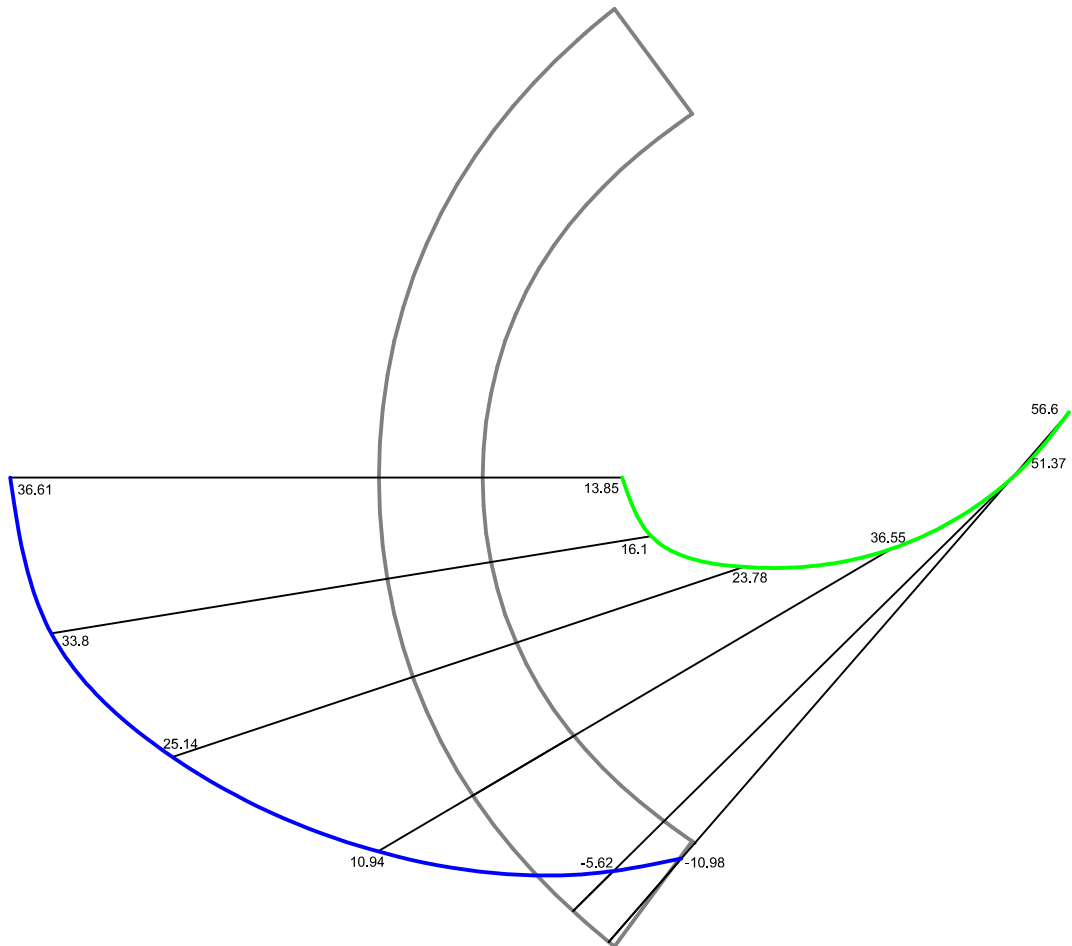


Embalse de Quéntar

Arco 3

Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²

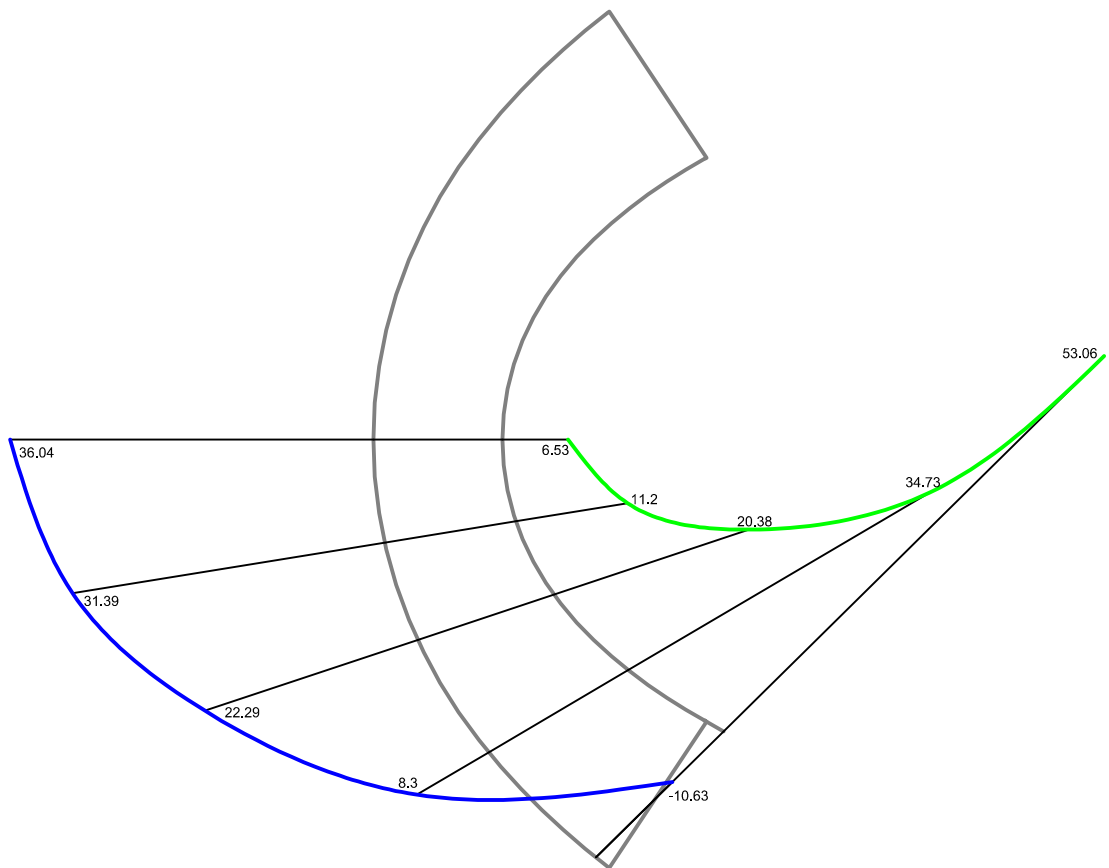


Embalse de Quéntar

Arco 4

Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

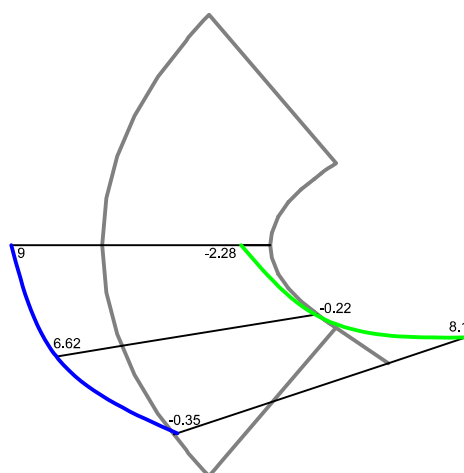
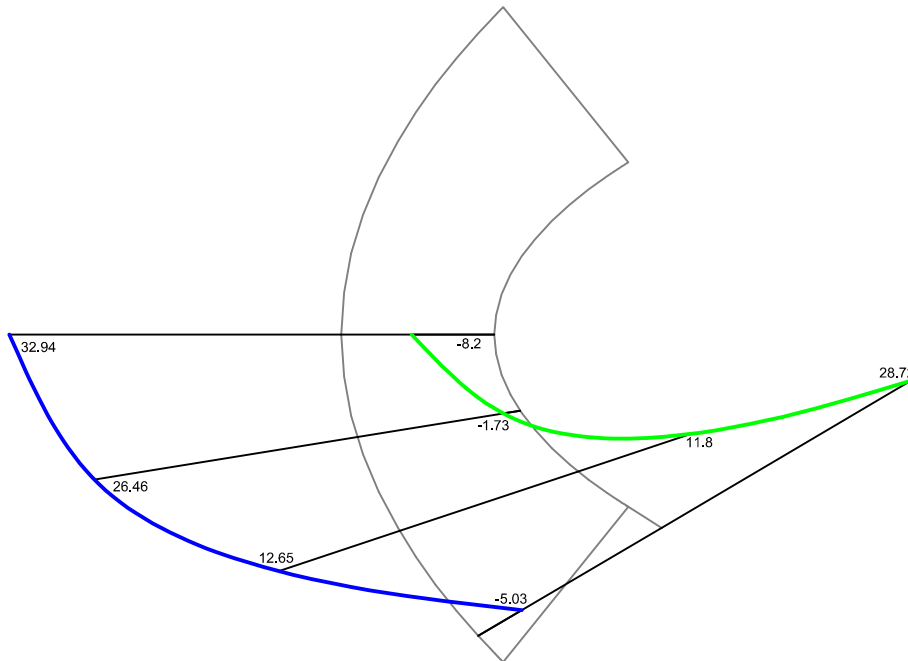
0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²



Embalse de Quéntar
Arcos 5 y 6
Peso propio + Agua + Temp. verano + Sismo
Tensiones horizontales



1:750

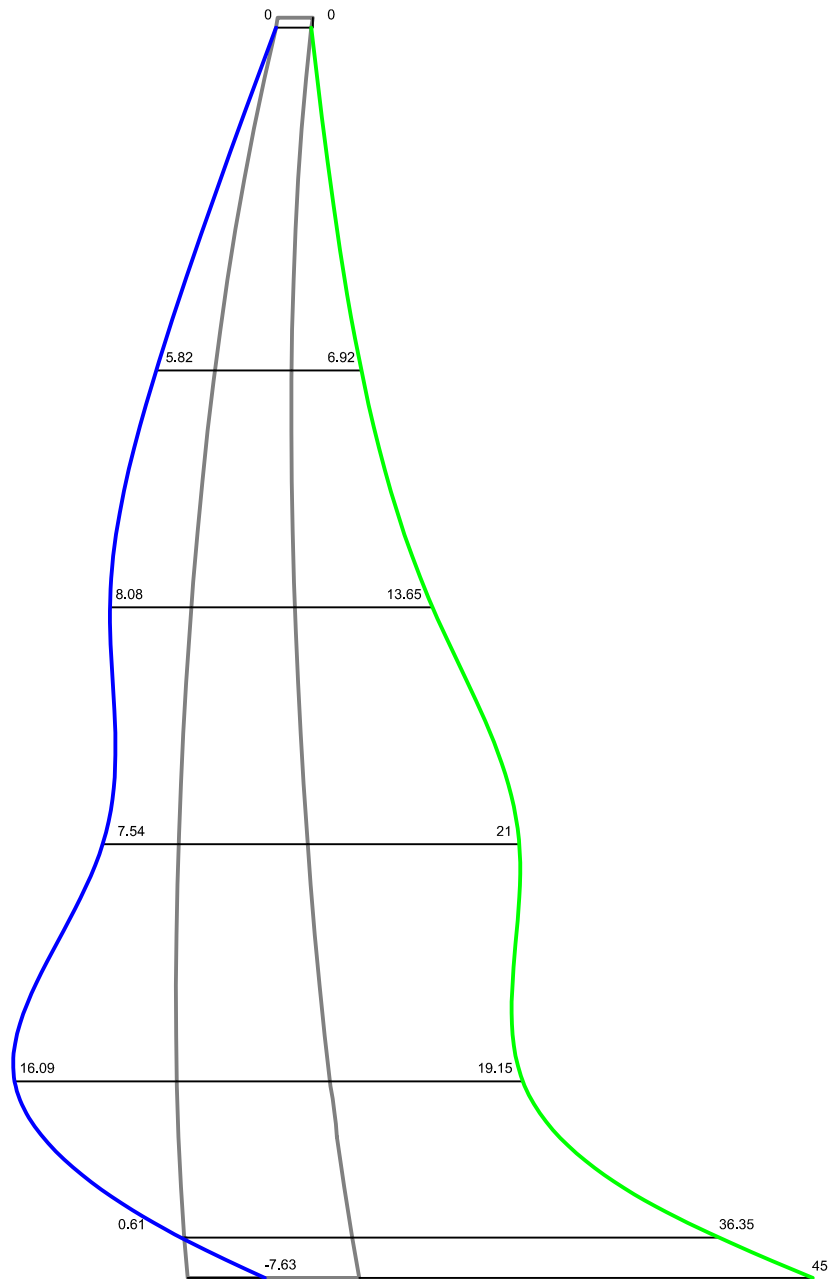
0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²



Embalse de Quéntar
Ménsula A
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones verticales



1:750

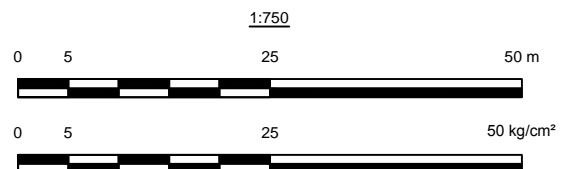
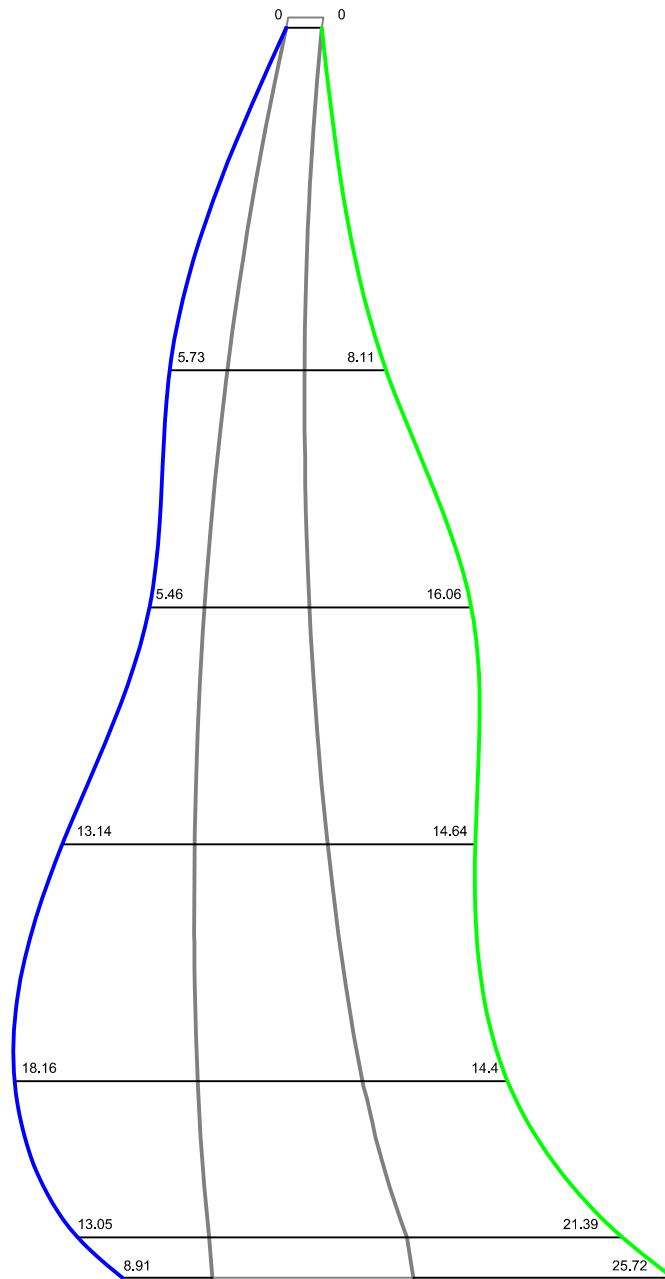
0 5 25 50 m



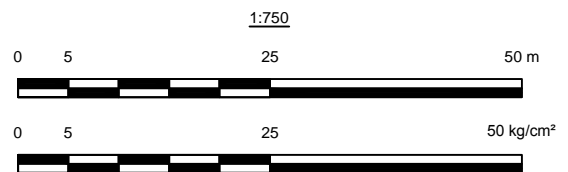
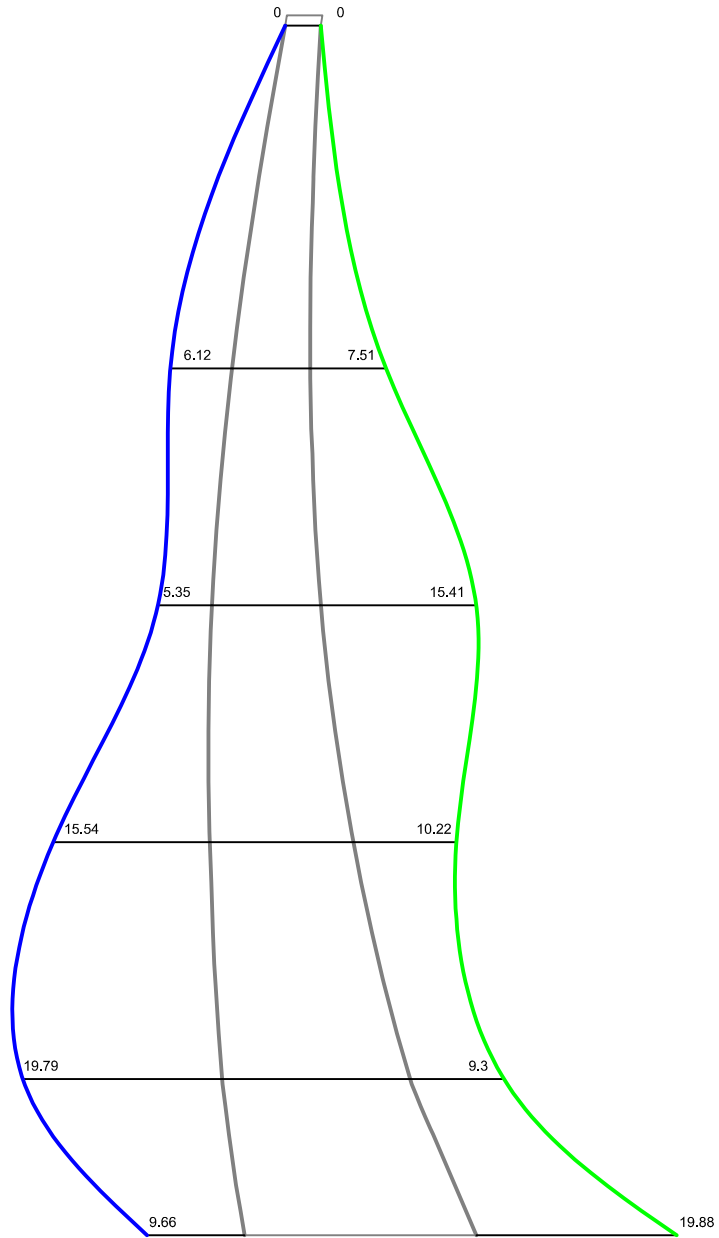
0 5 25 50 kg/cm²



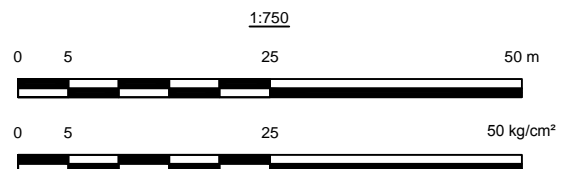
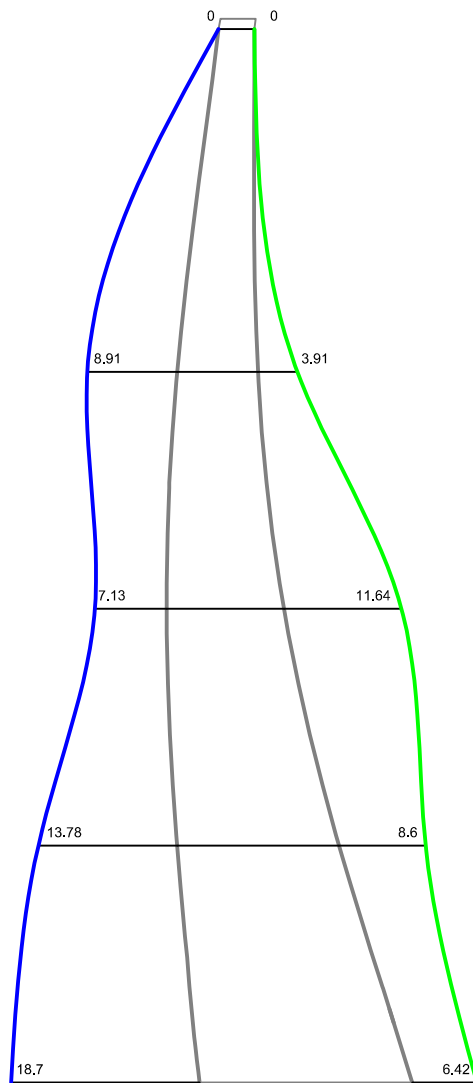
Embalse de Quéntar
Ménsula B
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones verticales



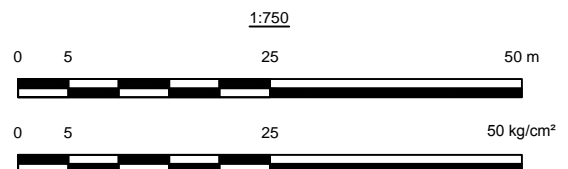
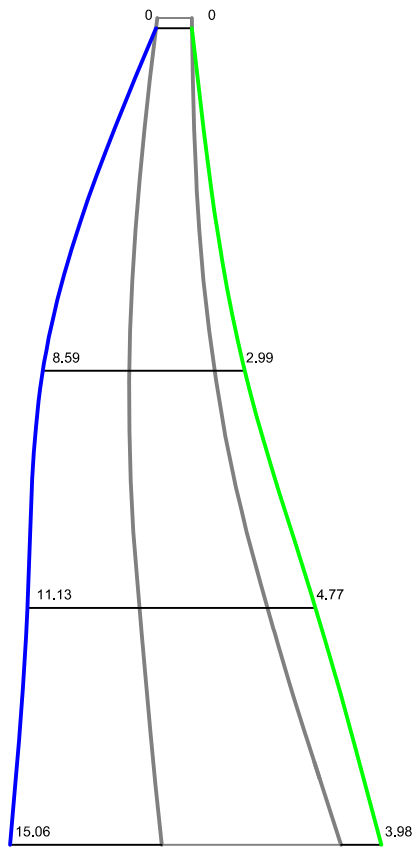
Embalse de Quéntar
Ménsula C
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones verticales



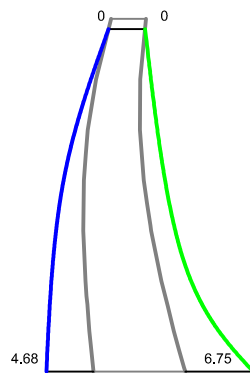
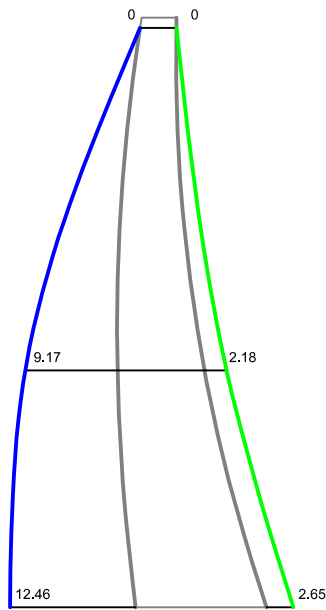
Embalse de Quéntar
Ménsula D
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones verticales



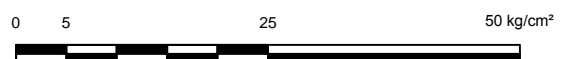
Embalse de Quéntar
Ménsula E
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones verticales



Embalse de Quéntar
Ménsulas F y G
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones verticales



1:750

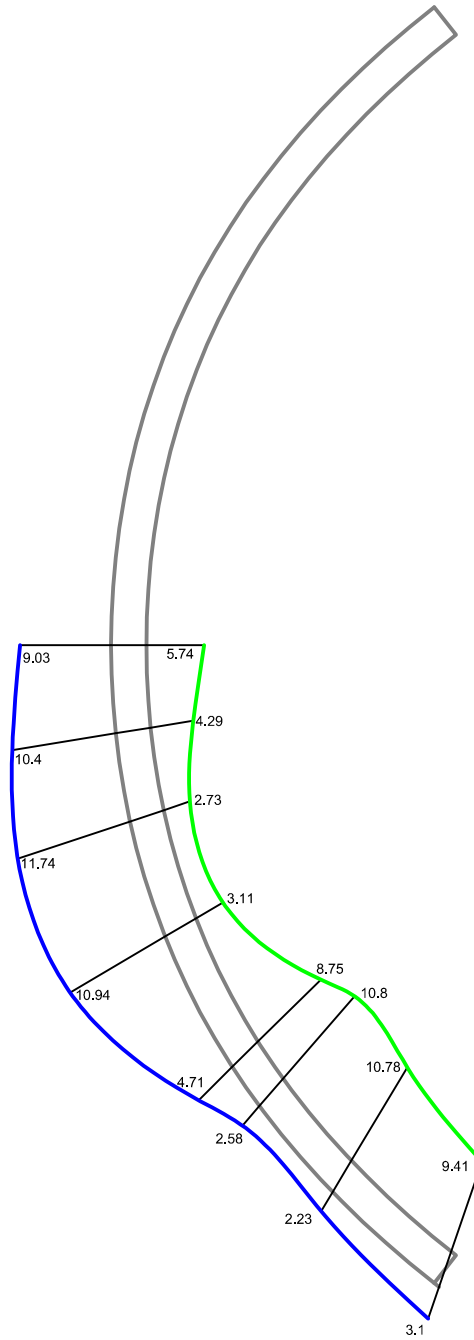


Embalse de Quéntar

Arco 1

Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²

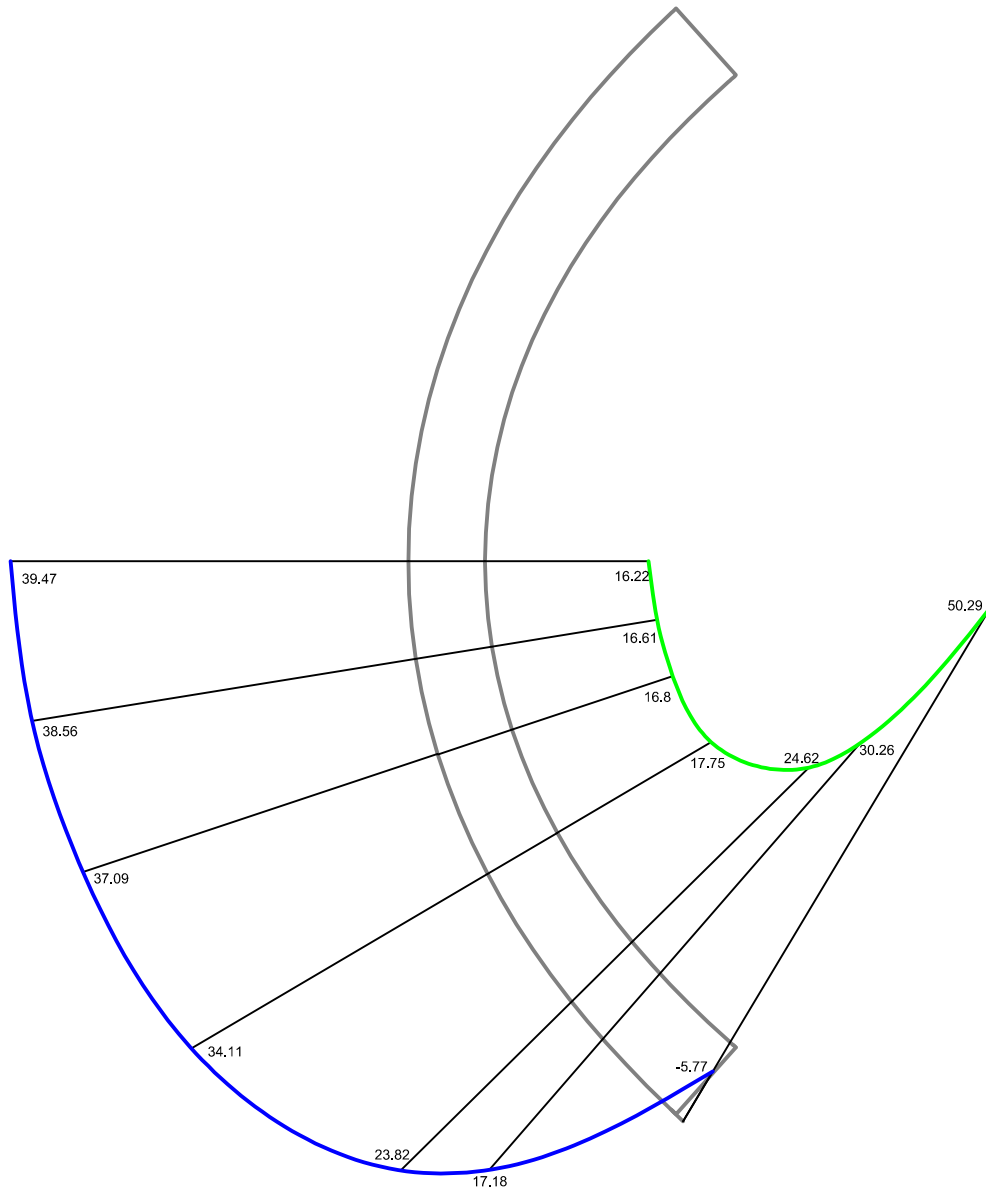


Embalse de Quéntar

Arco 2

Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²

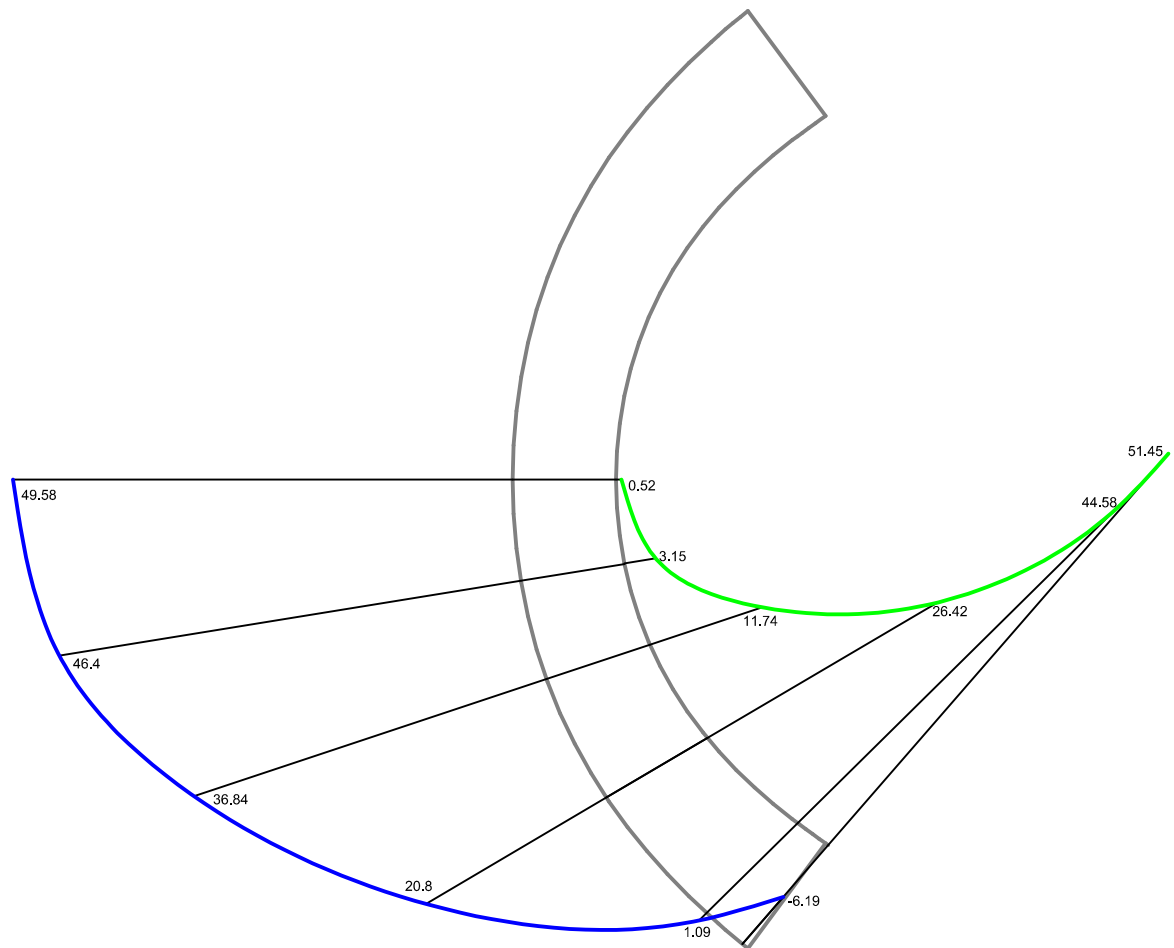


Embalse de Quéntar

Arco 3

Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo

Tensiones horizontales



1:750

0 5 25 50 m



0 5 25 50 kg/cm²

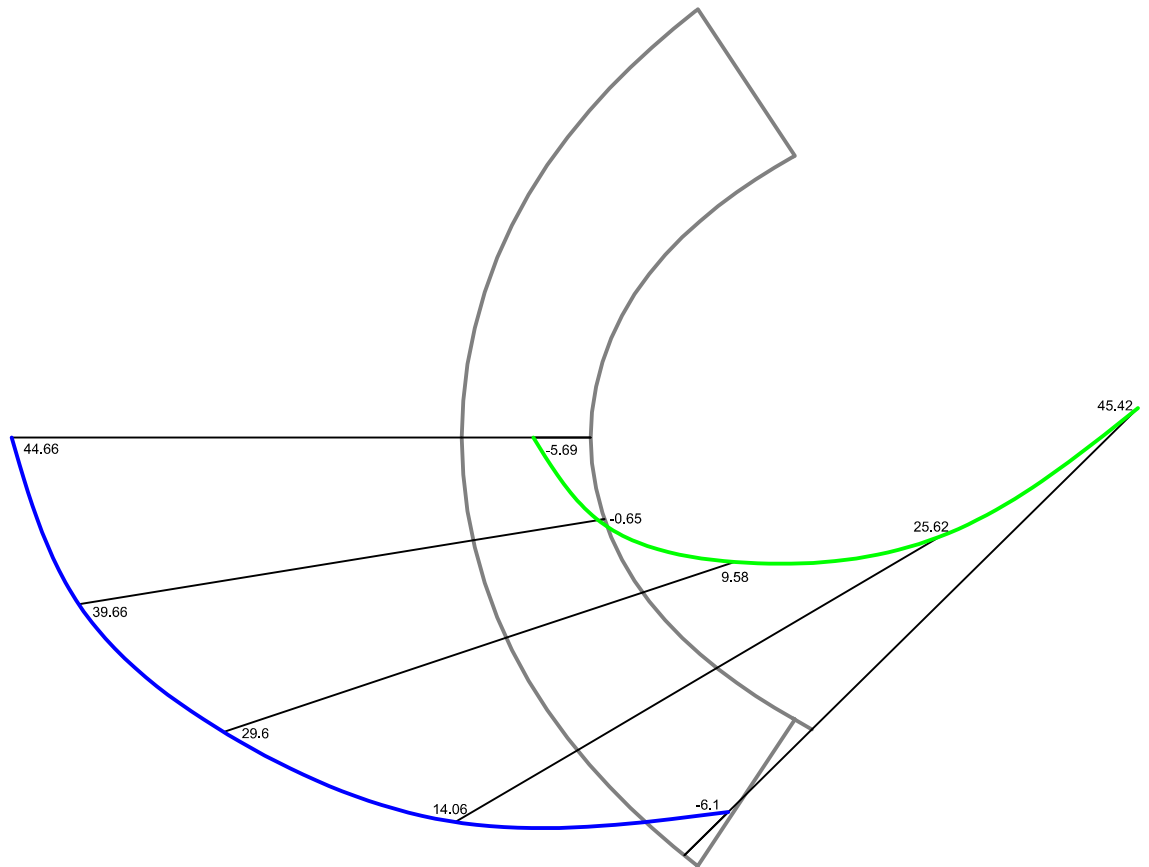


Embalse de Quéntar

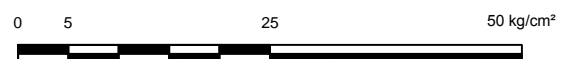
Arco 4

Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo

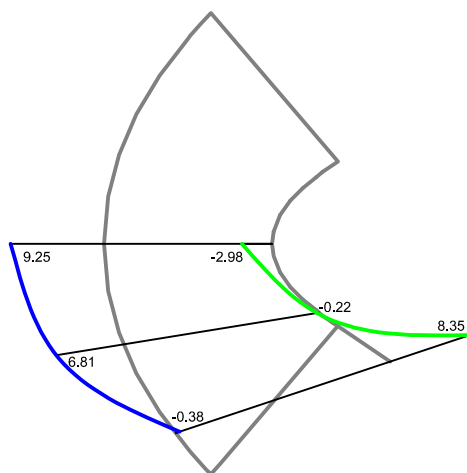
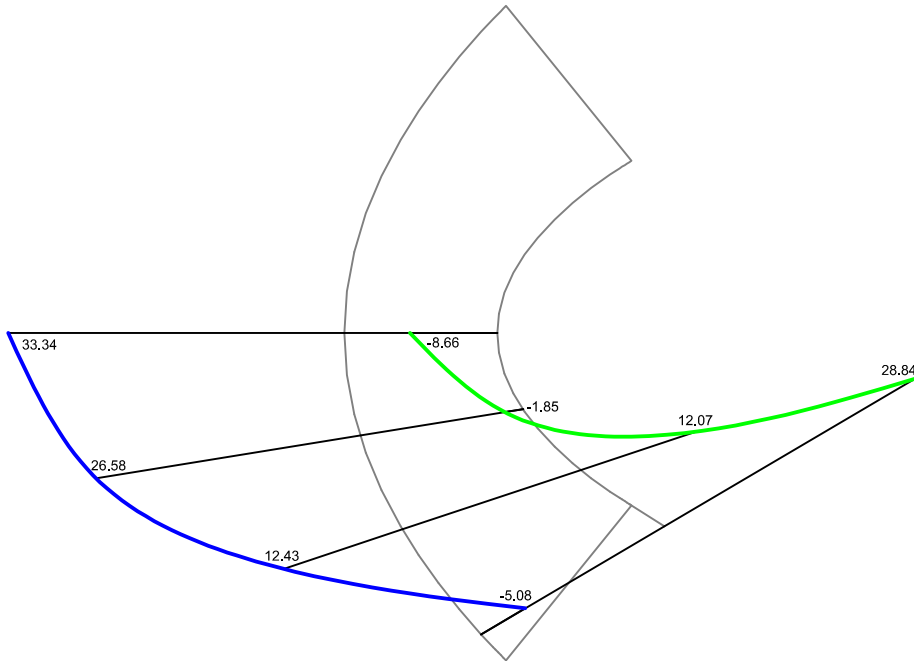
Tensiones horizontales



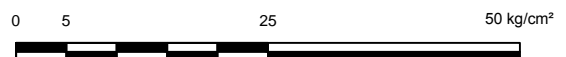
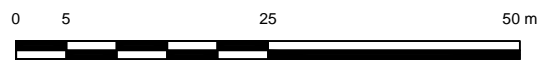
1:750



Embalse de Quéntar
Arcos 5 y 6
Peso propio + Agua + Temp. invierno + Sismo
Tensiones horizontales



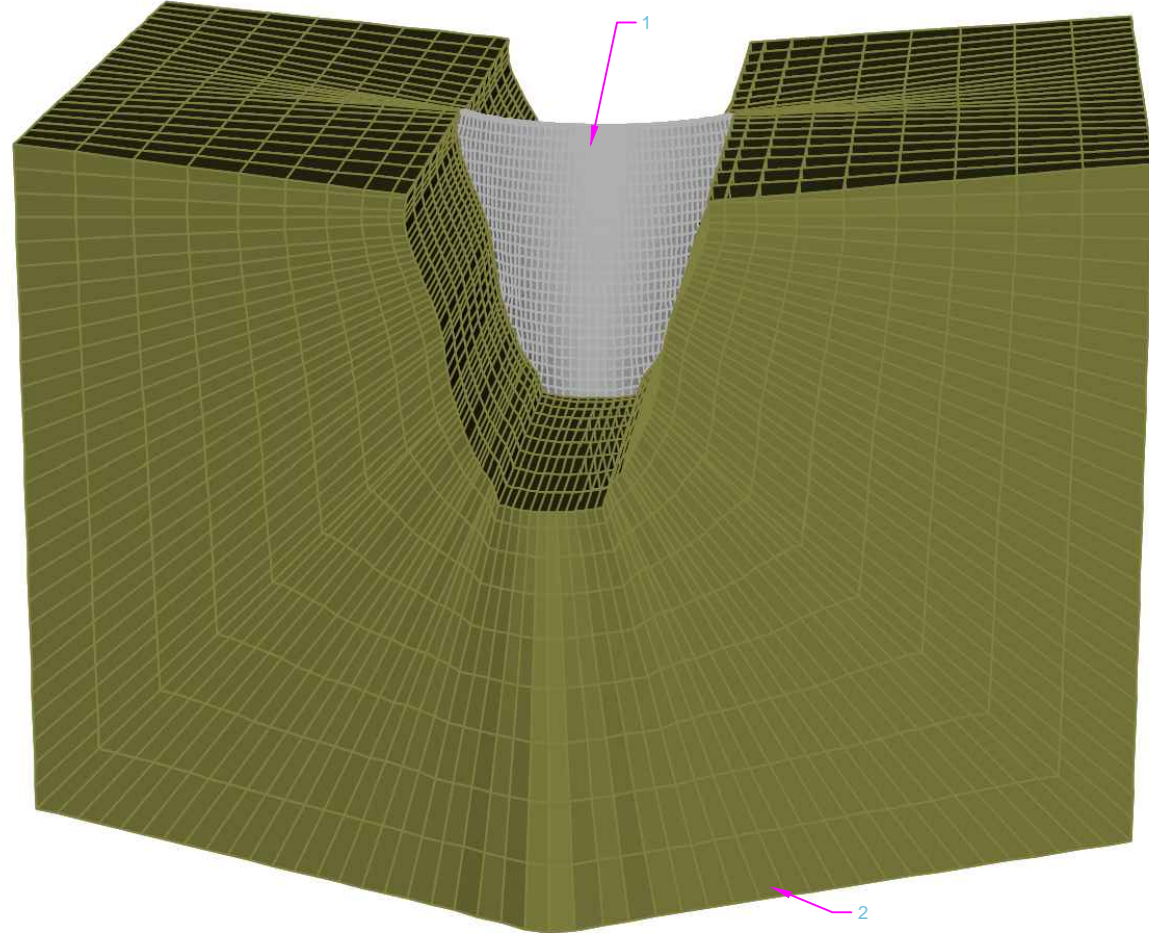
1:750



ANEXO 3

RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = 0.6$

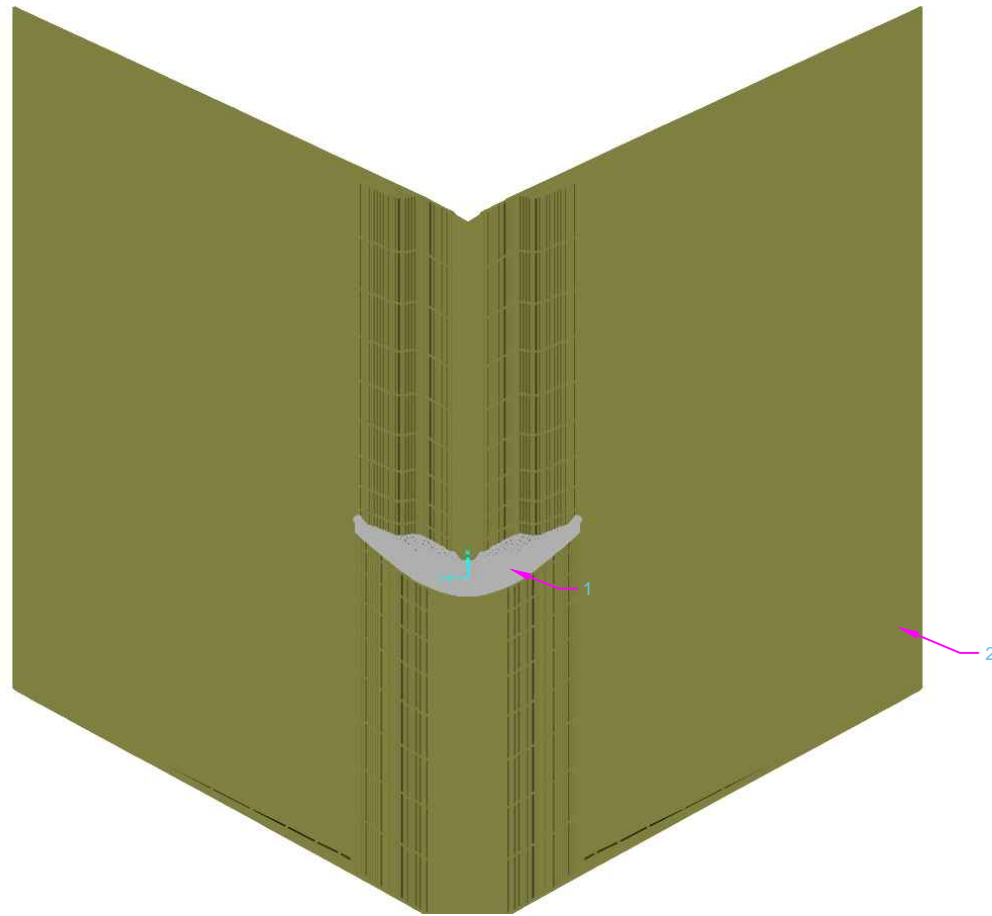
Embalse de Quéntar
Modelo de elementos finitos



	Elementi
Diga	4'440
Roccia	21'114
Totale	25'554

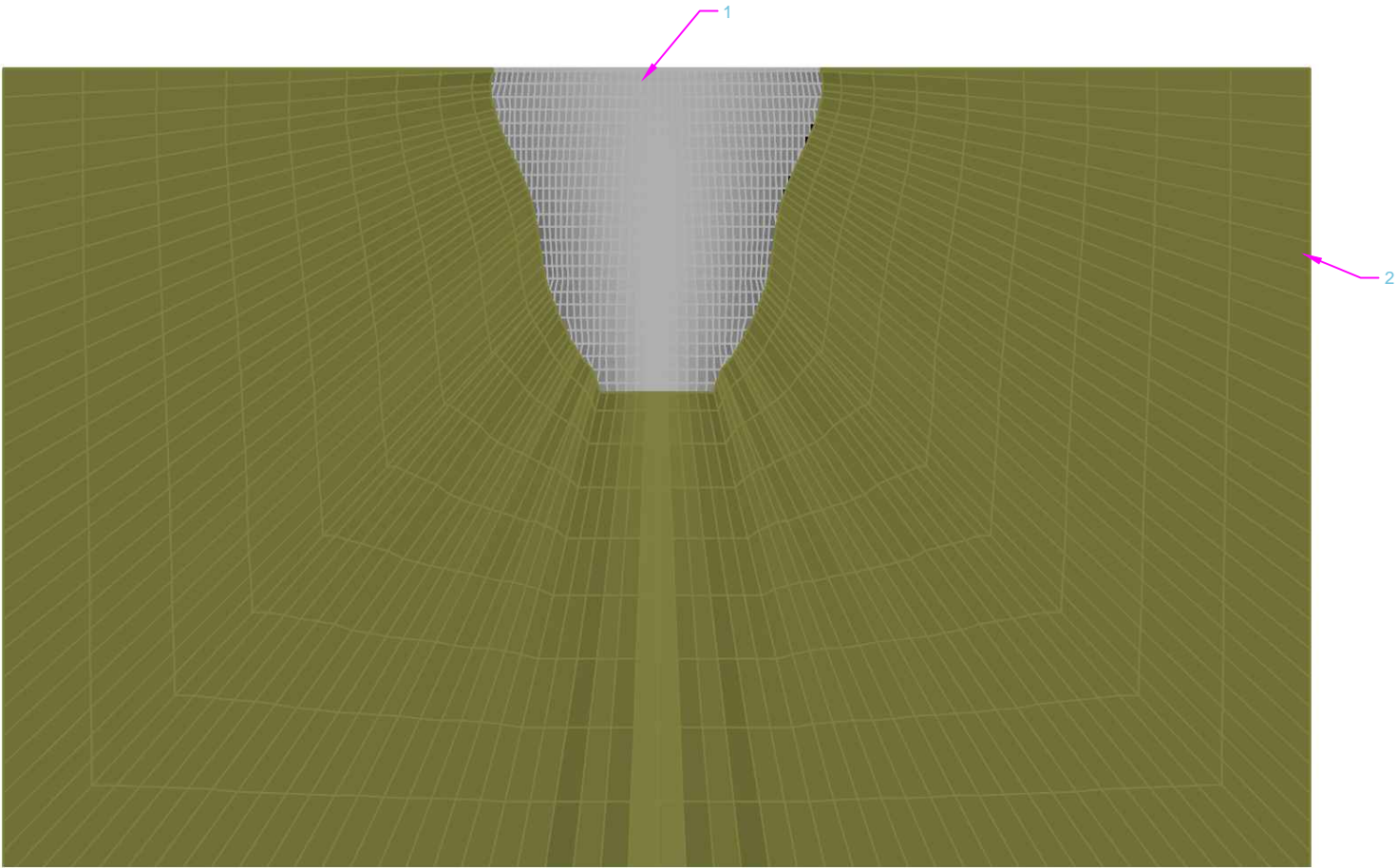
1: Hormigón
2: Roca

Embalse de Quéntar
Modelo de elementos finitos
Vista de planta



1: Hormigón
2: Roca

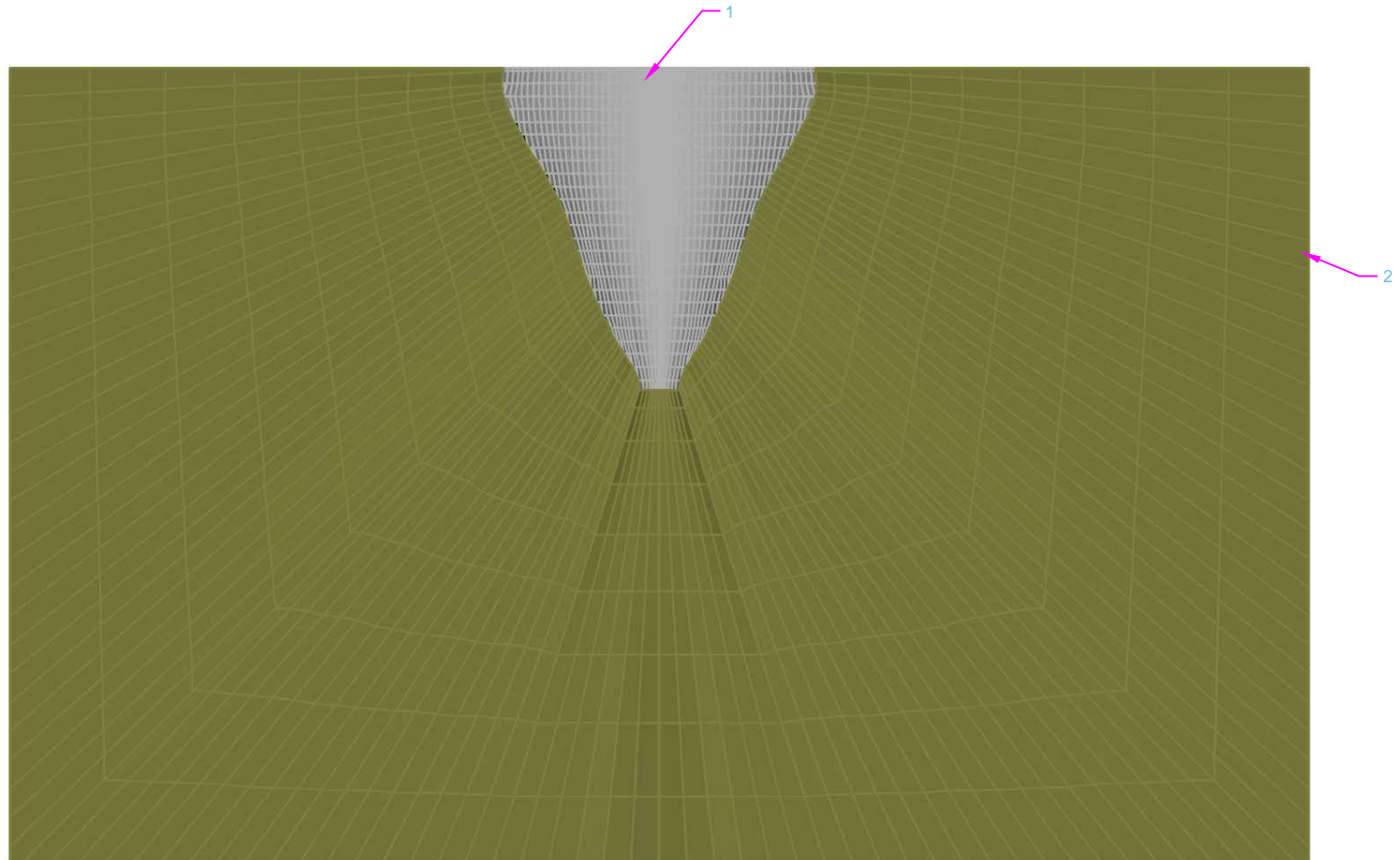
Embalse de Quéntar
Modelo de elementos finitos
Paramento de aguas arriba



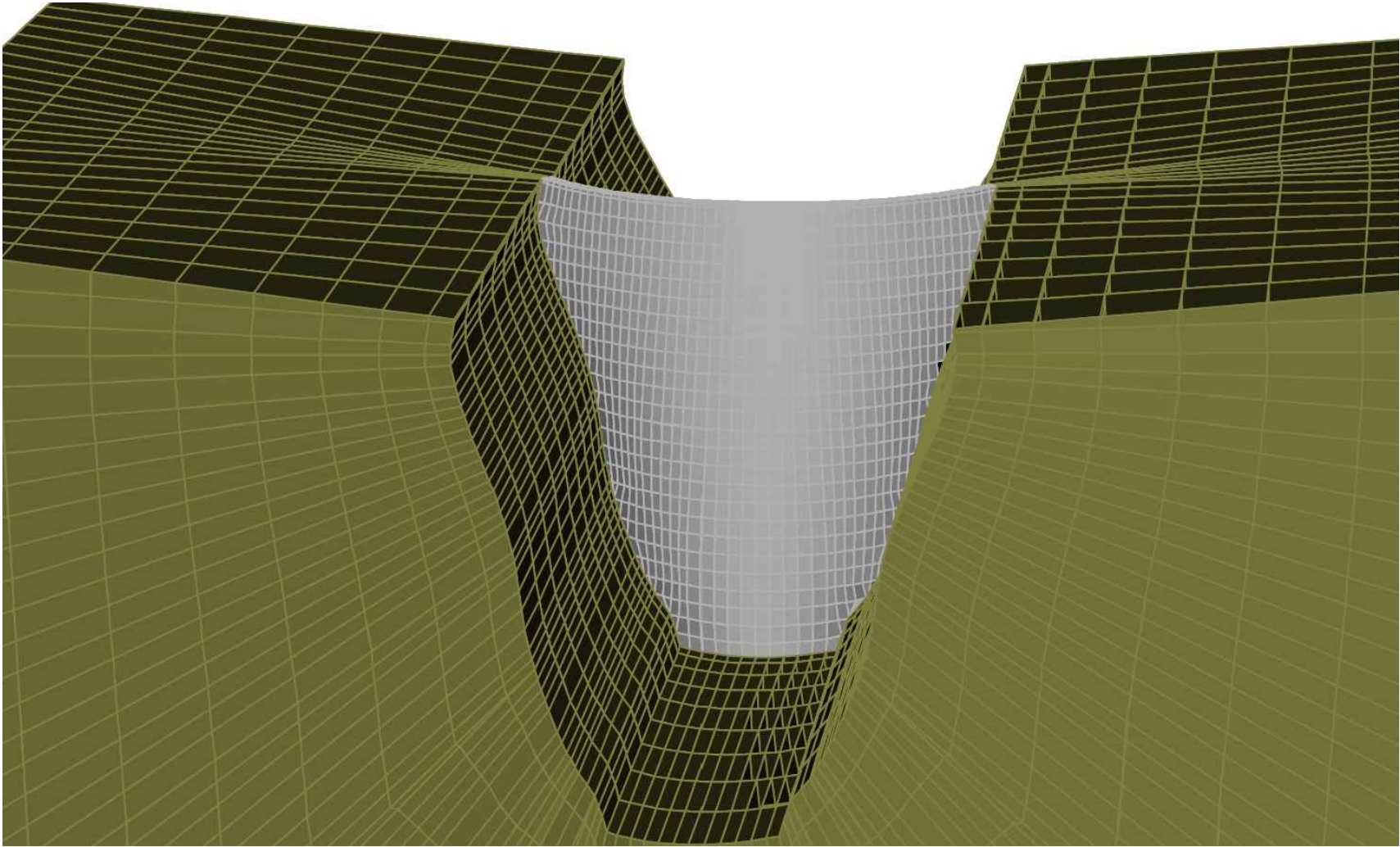
Embalse de Quéntar

Modelo de elementos finitos

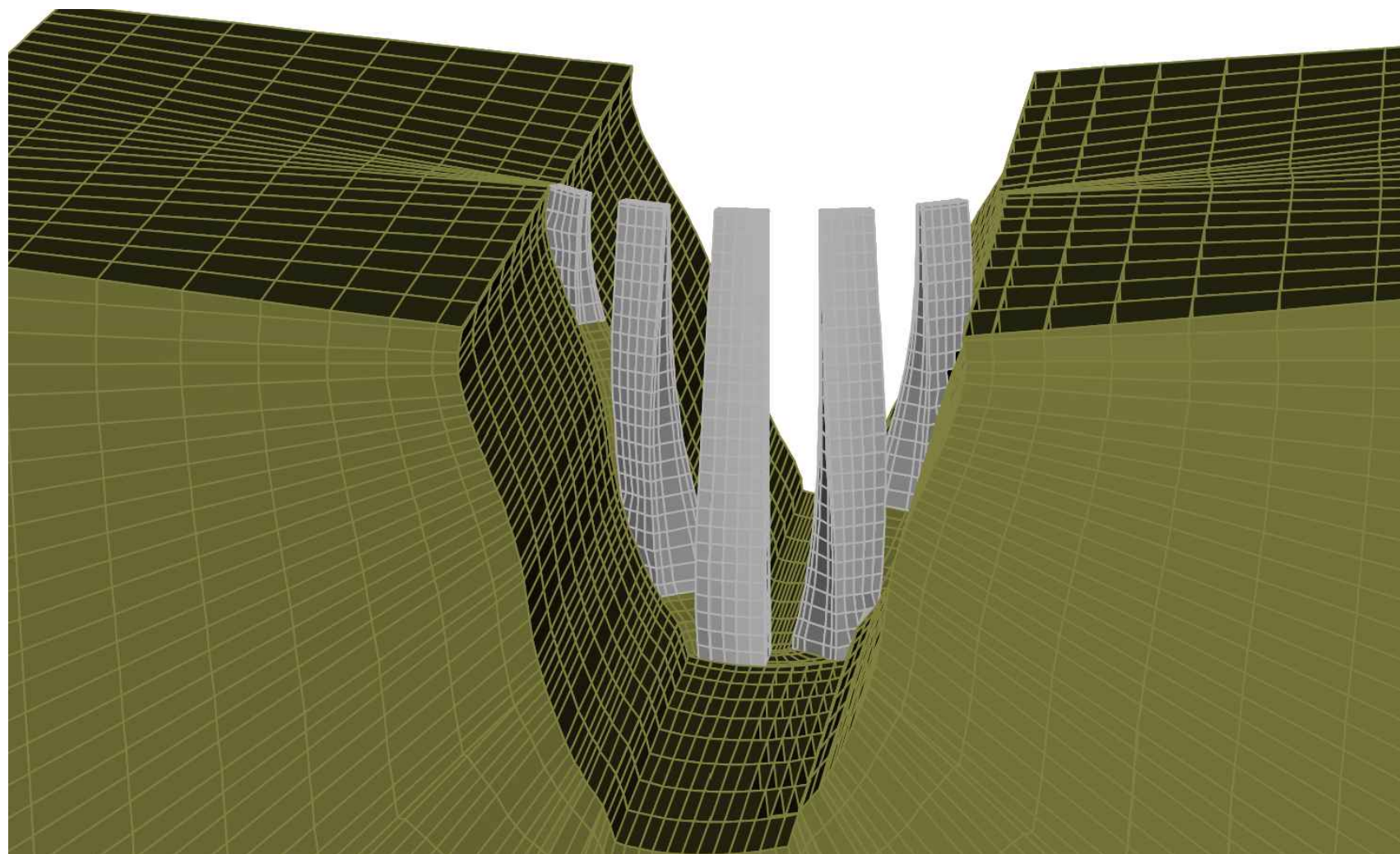
Paramento de aguas abajo



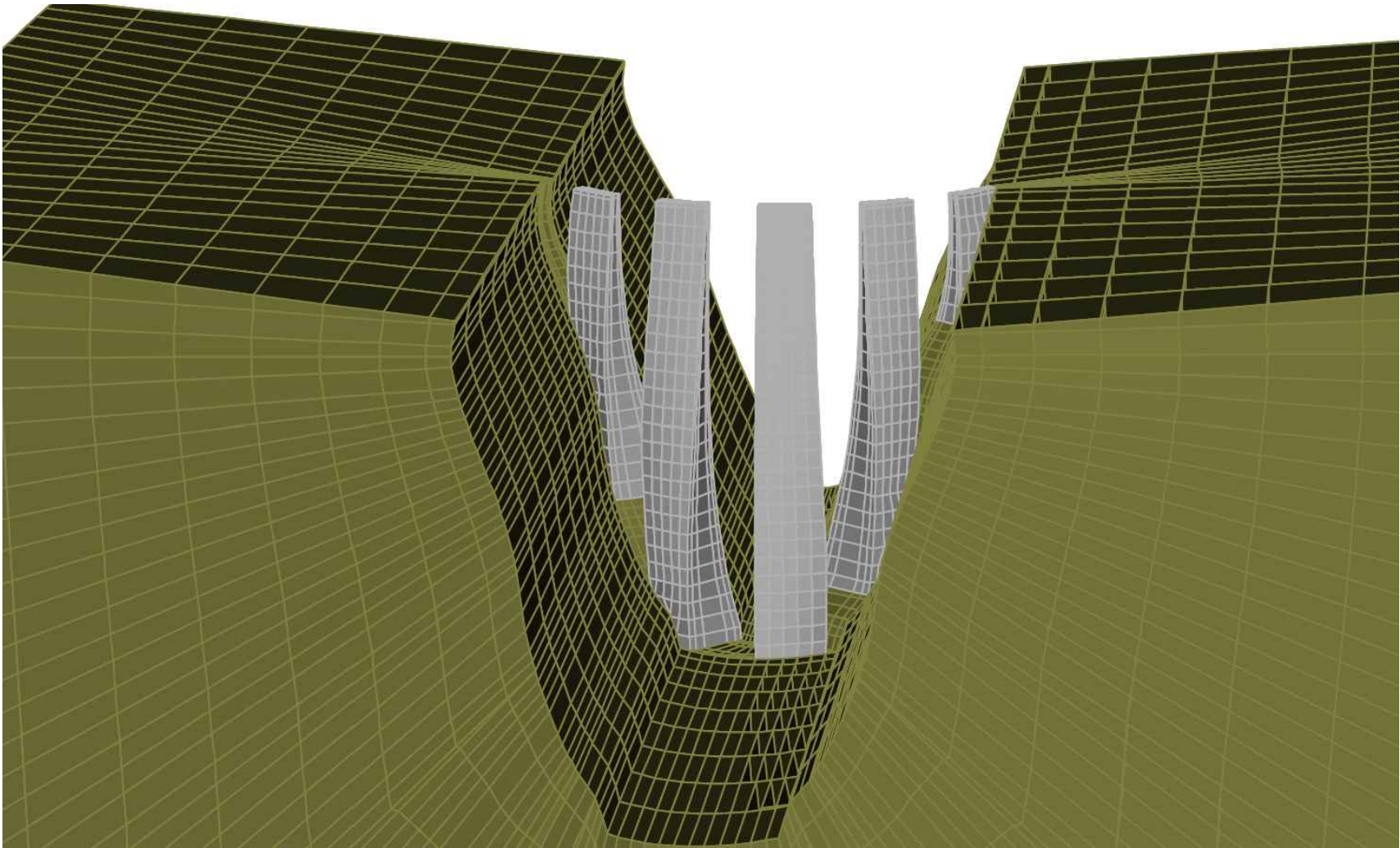
Embalse de Quéntar
Modelo de elementos finitos



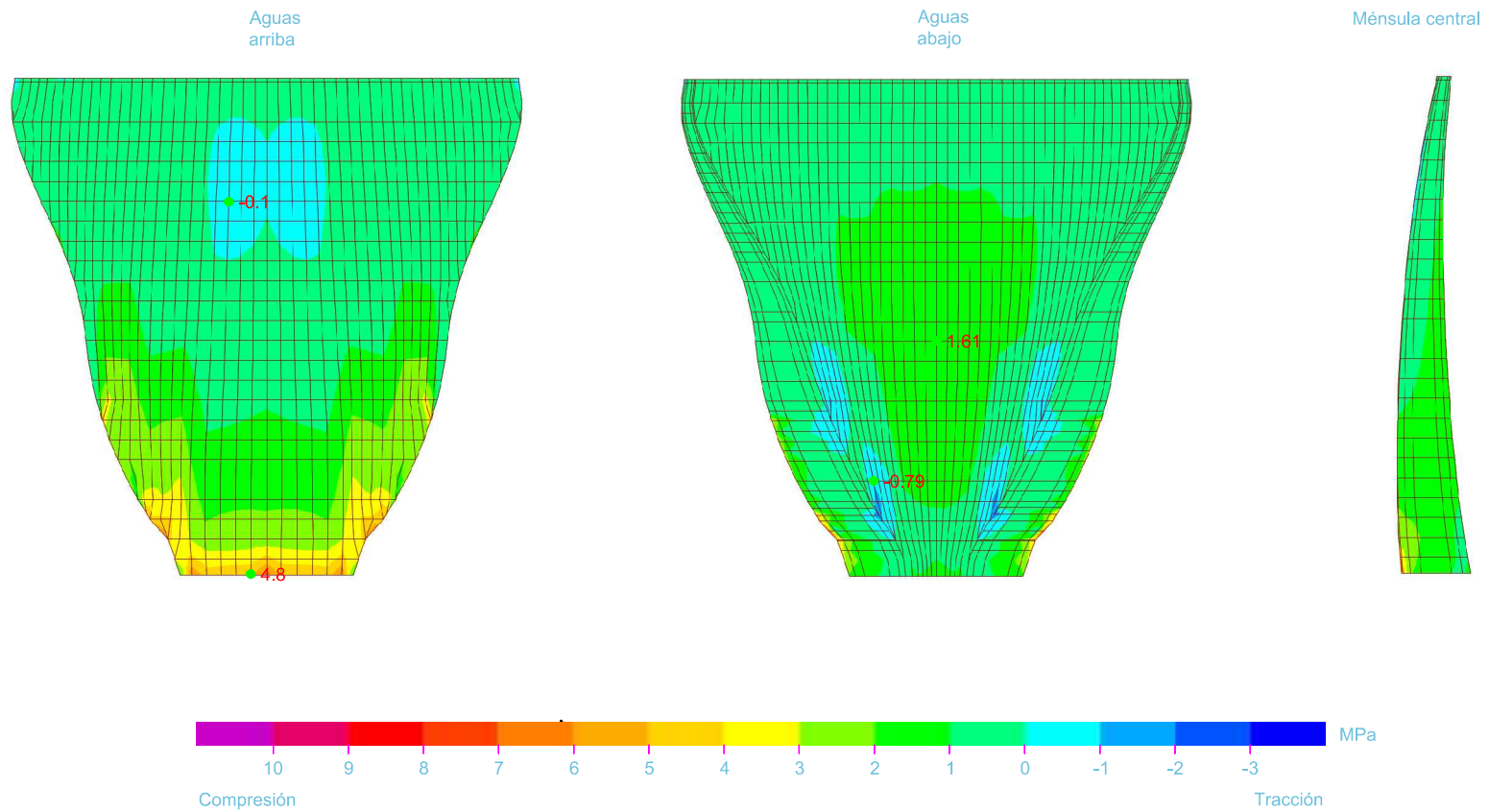
Embalse de Quéntar
Modelo de elementos finitos
Mensulas



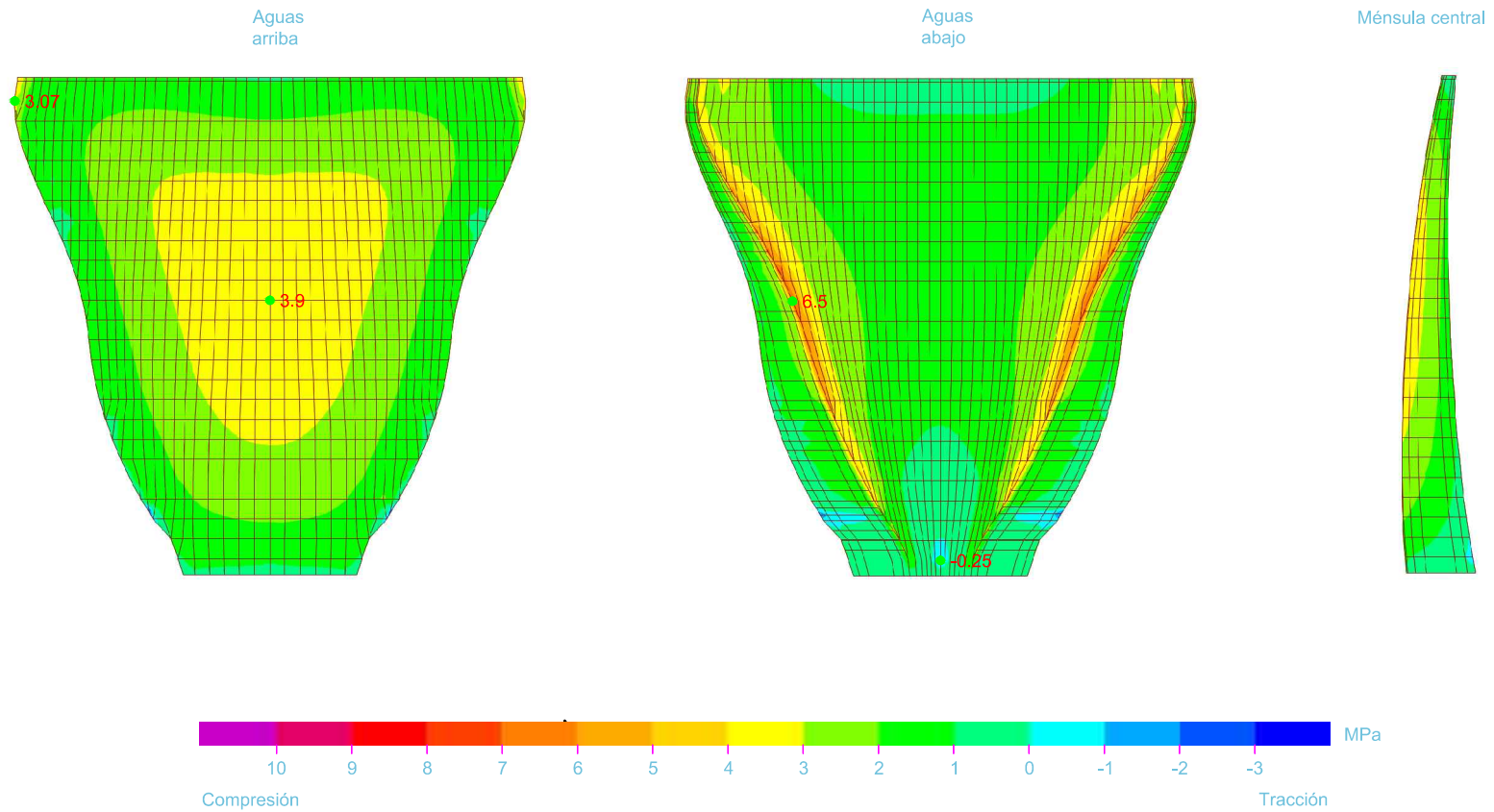
Embalse de Quéntar
Modelo de elementos finitos
Mensulas



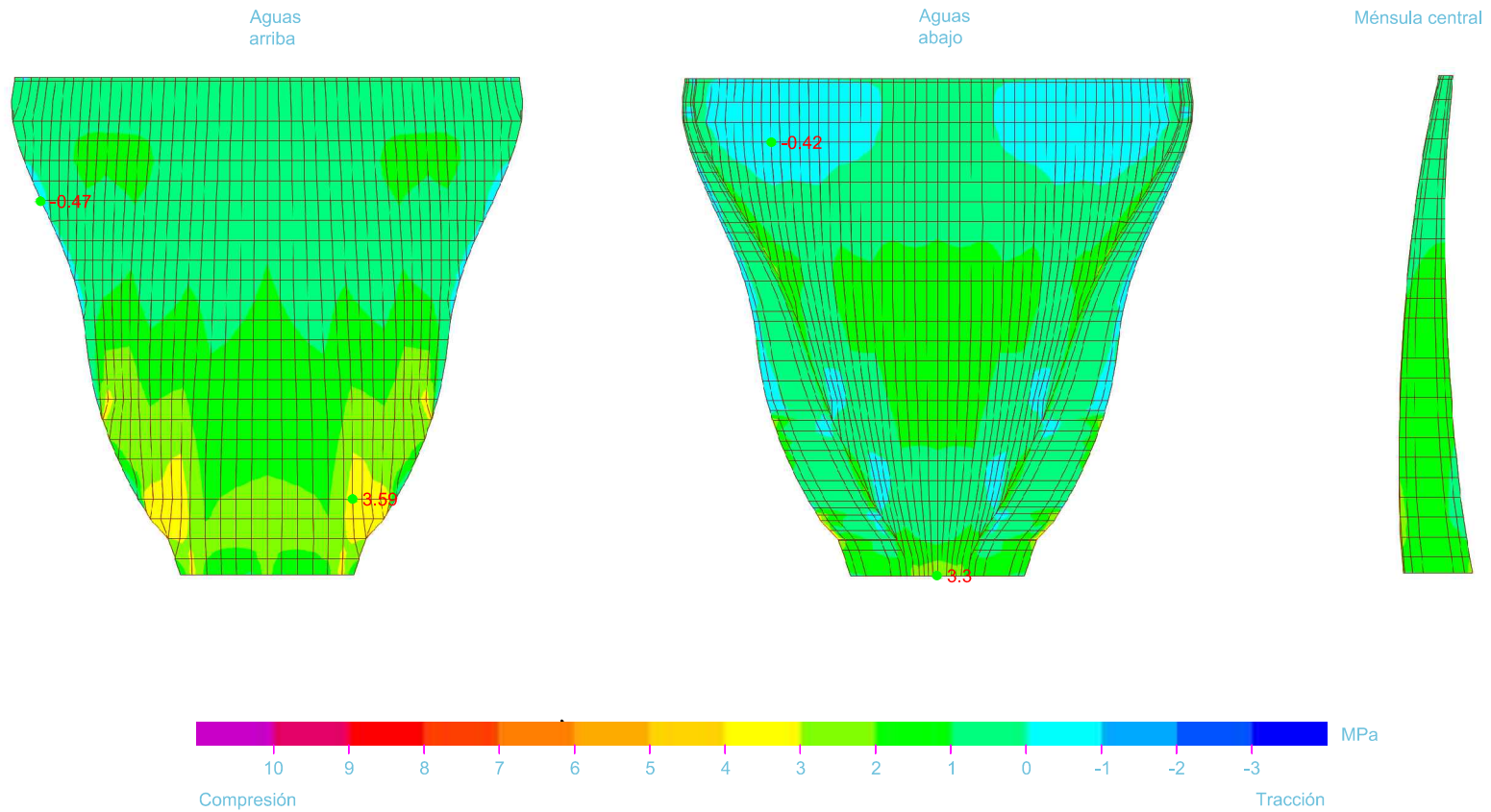
Embalse de Quéntar
Peso propio
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.6$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=0.6$

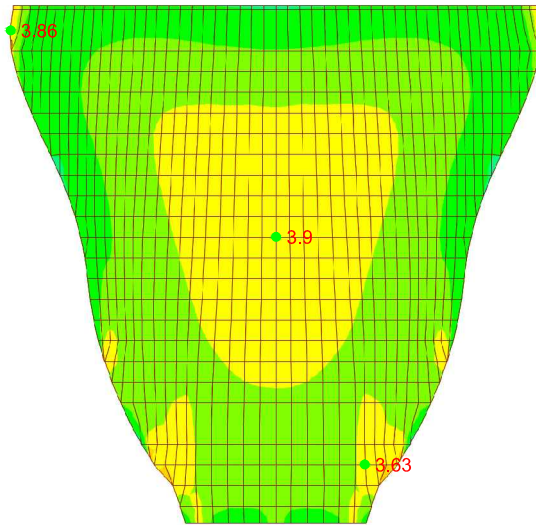


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.6$

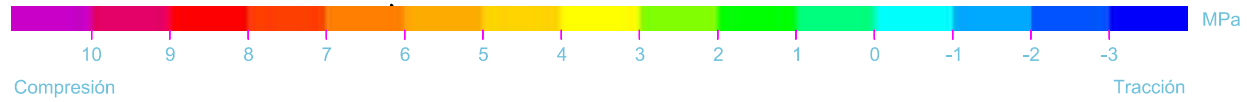
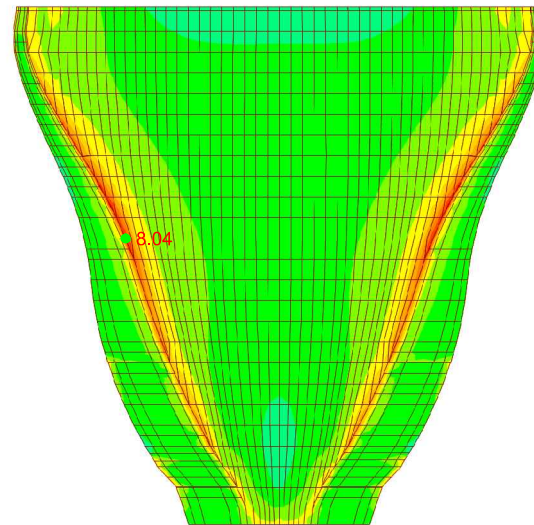


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales máximas
 $E_r/E_c=0.6$

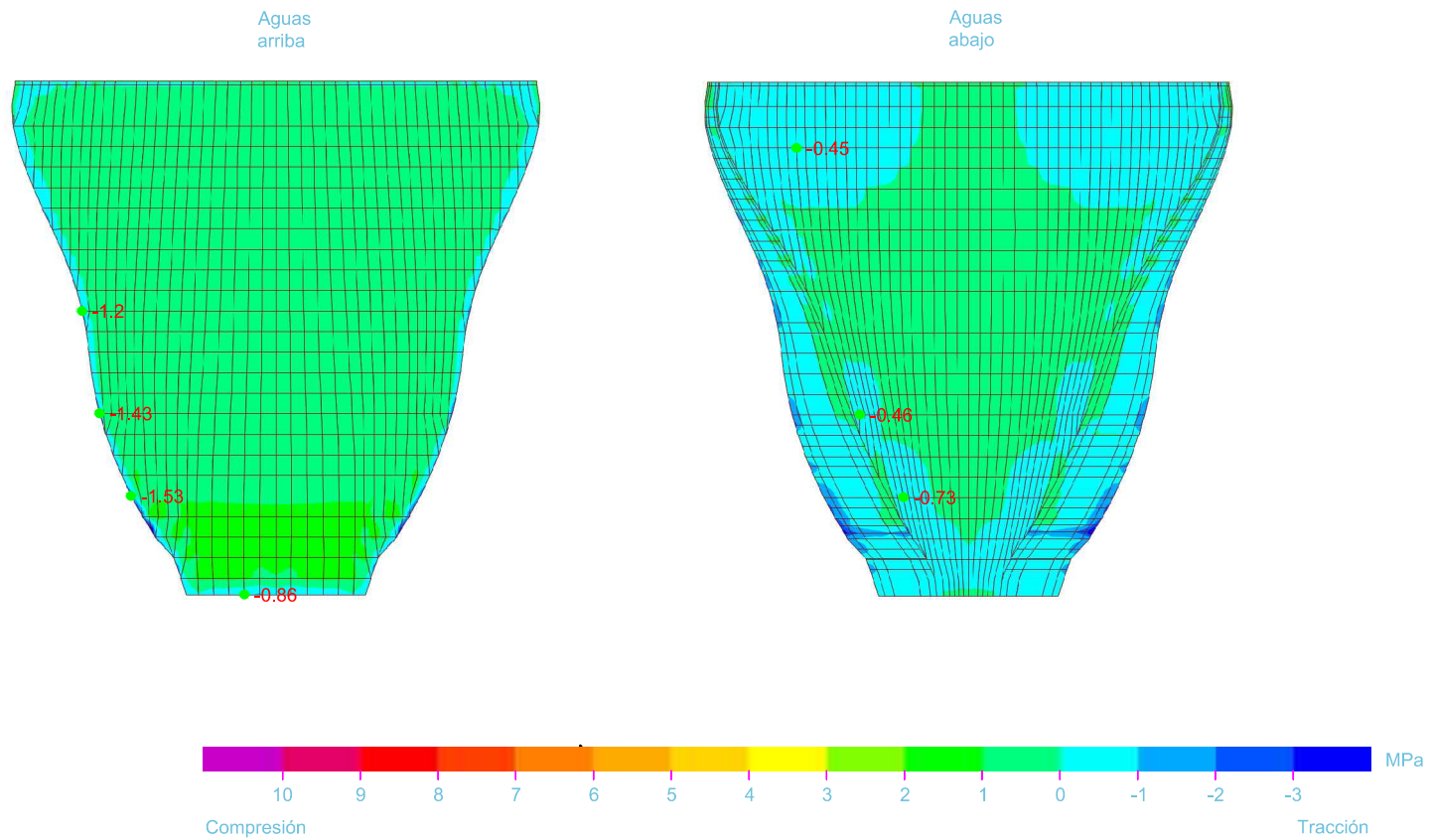
Aguas
arriba



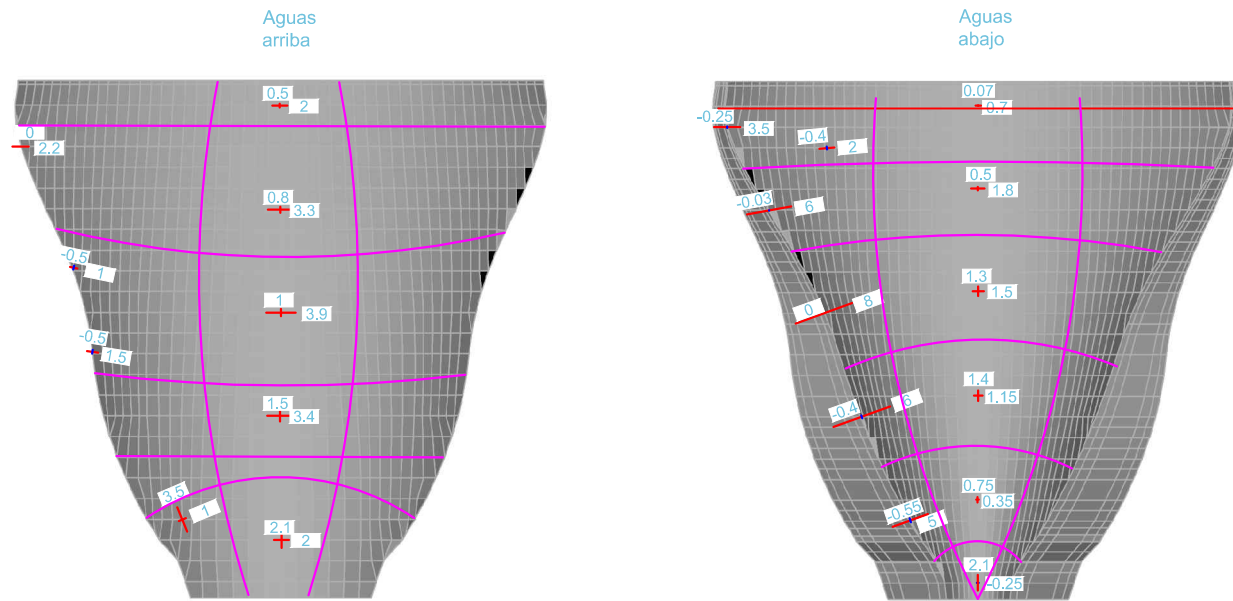
Aguas
abajo



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales mínimas
 $E_r/E_c=0.6$

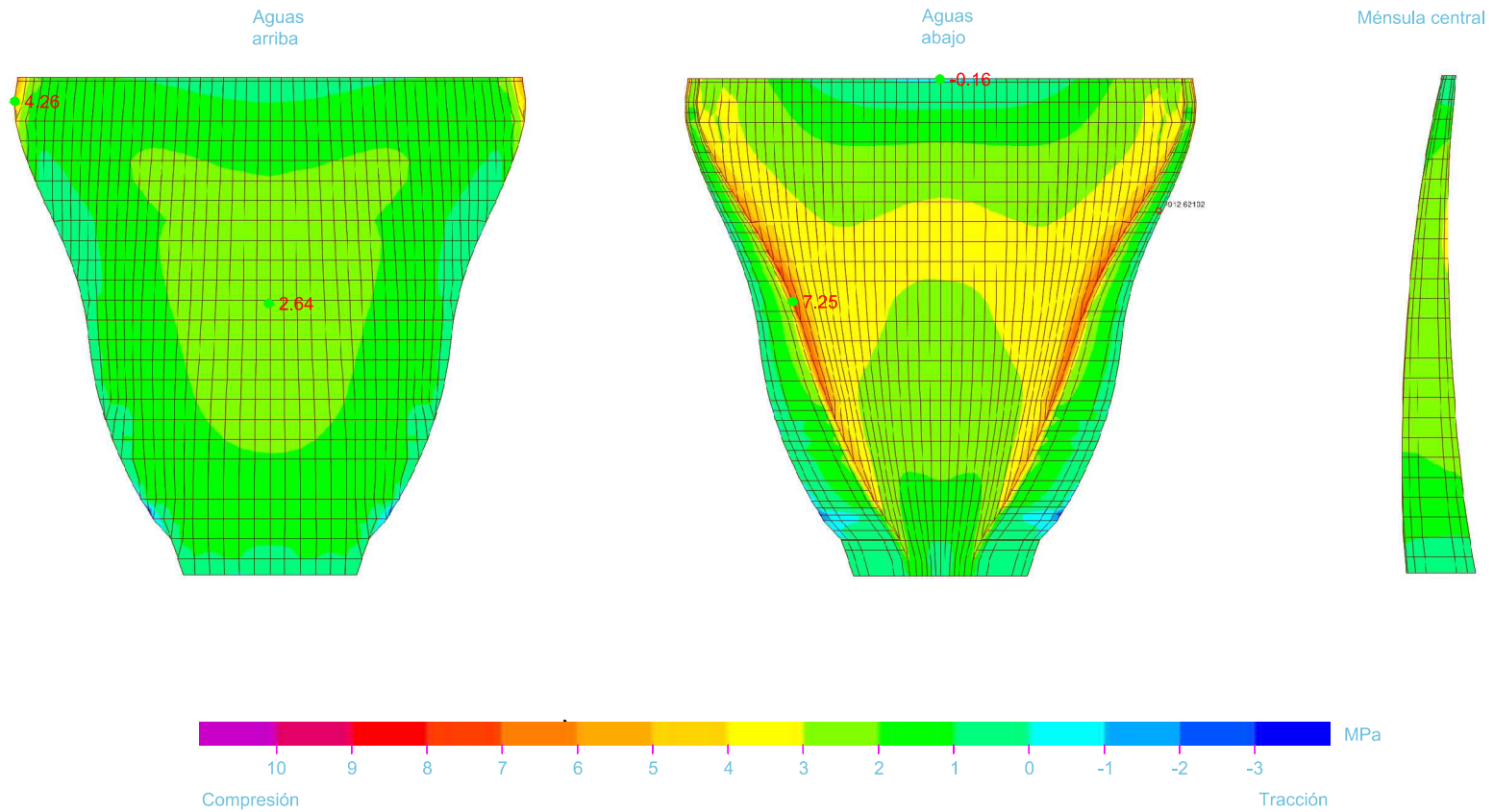


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales - direcciones
 $E_r/E_c=0.6$

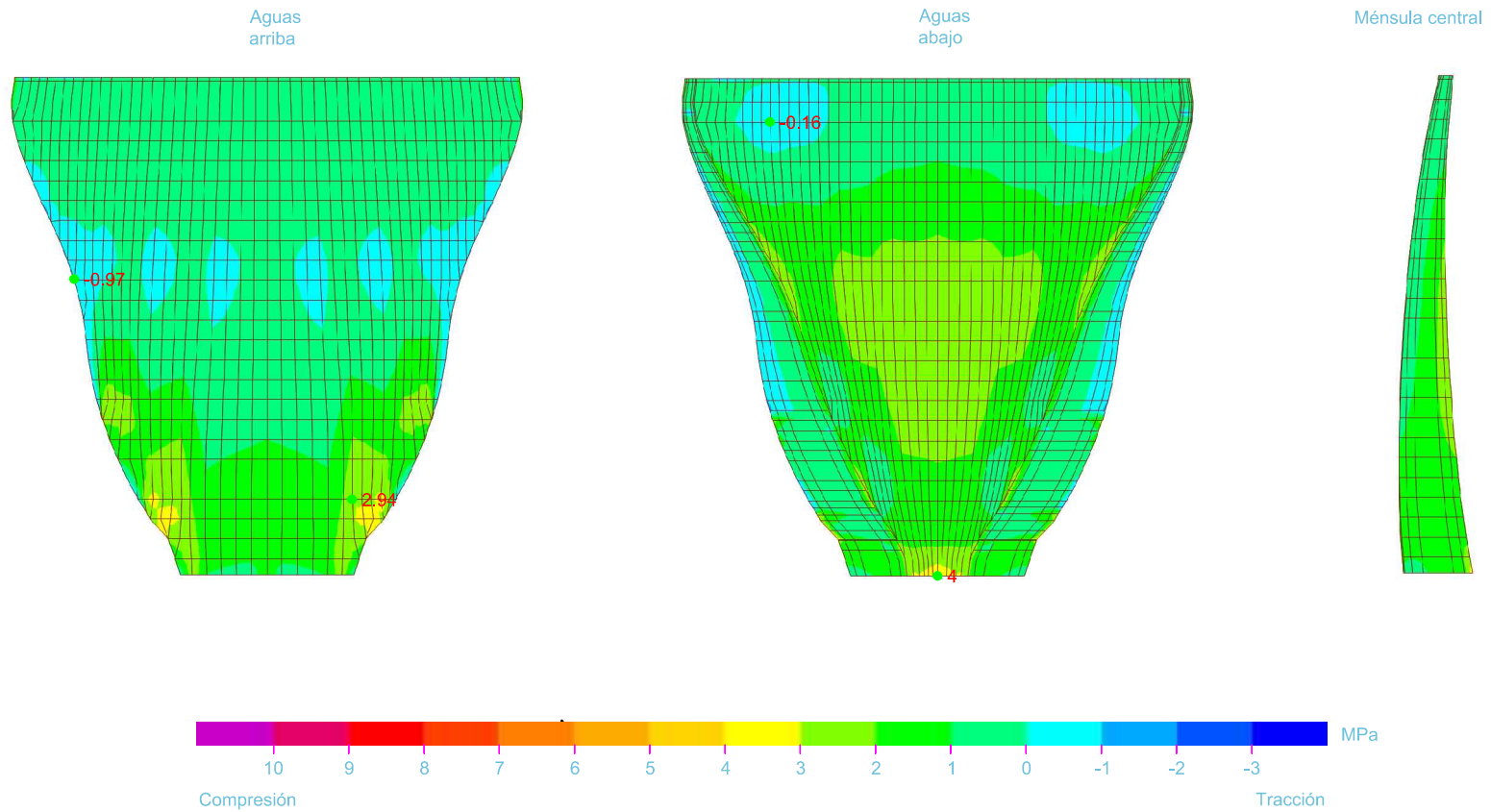


Tensiones en MPa
 Compresión (+)
 Tracción (-)

Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=0.6$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.6$

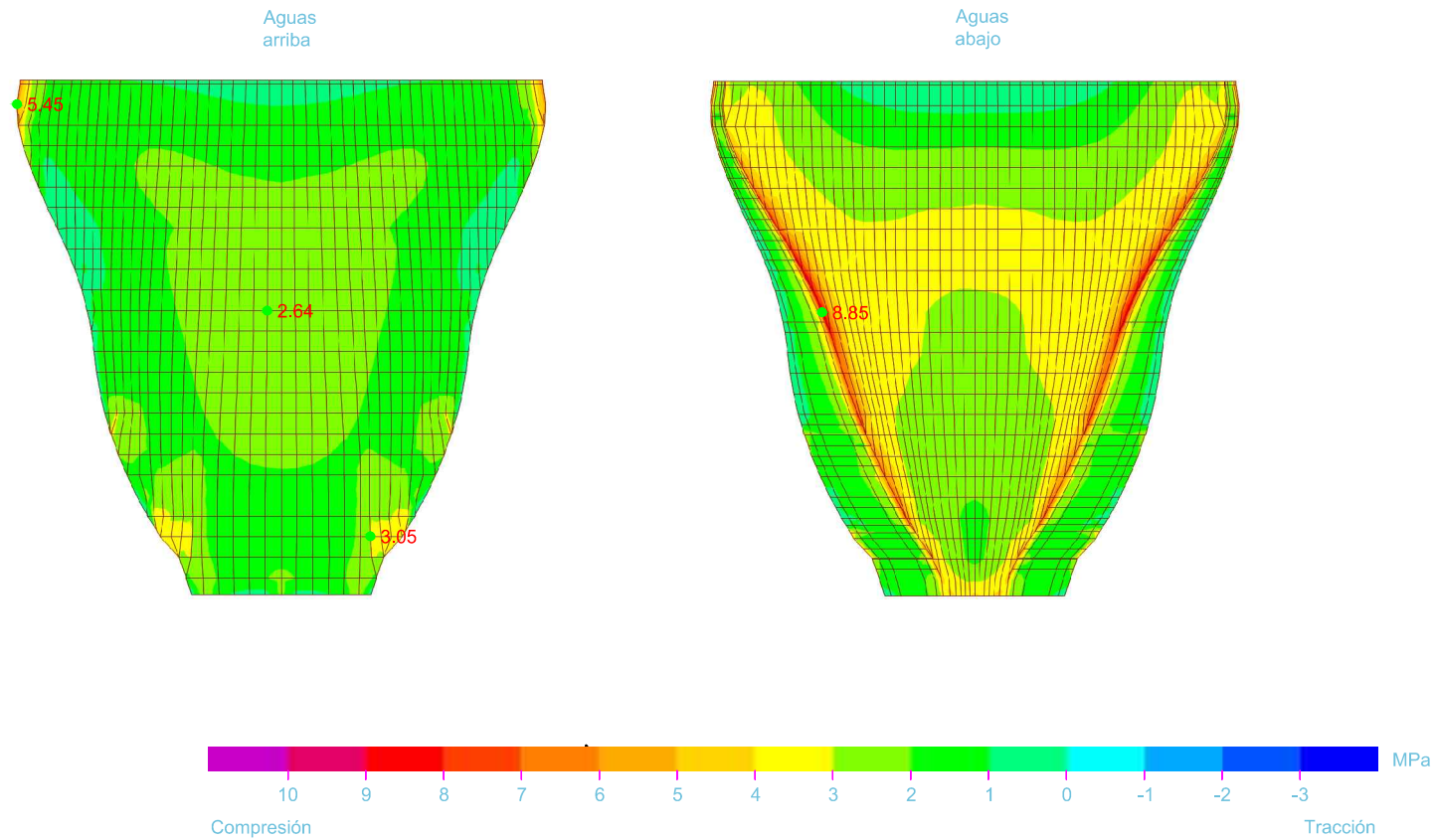


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.6$

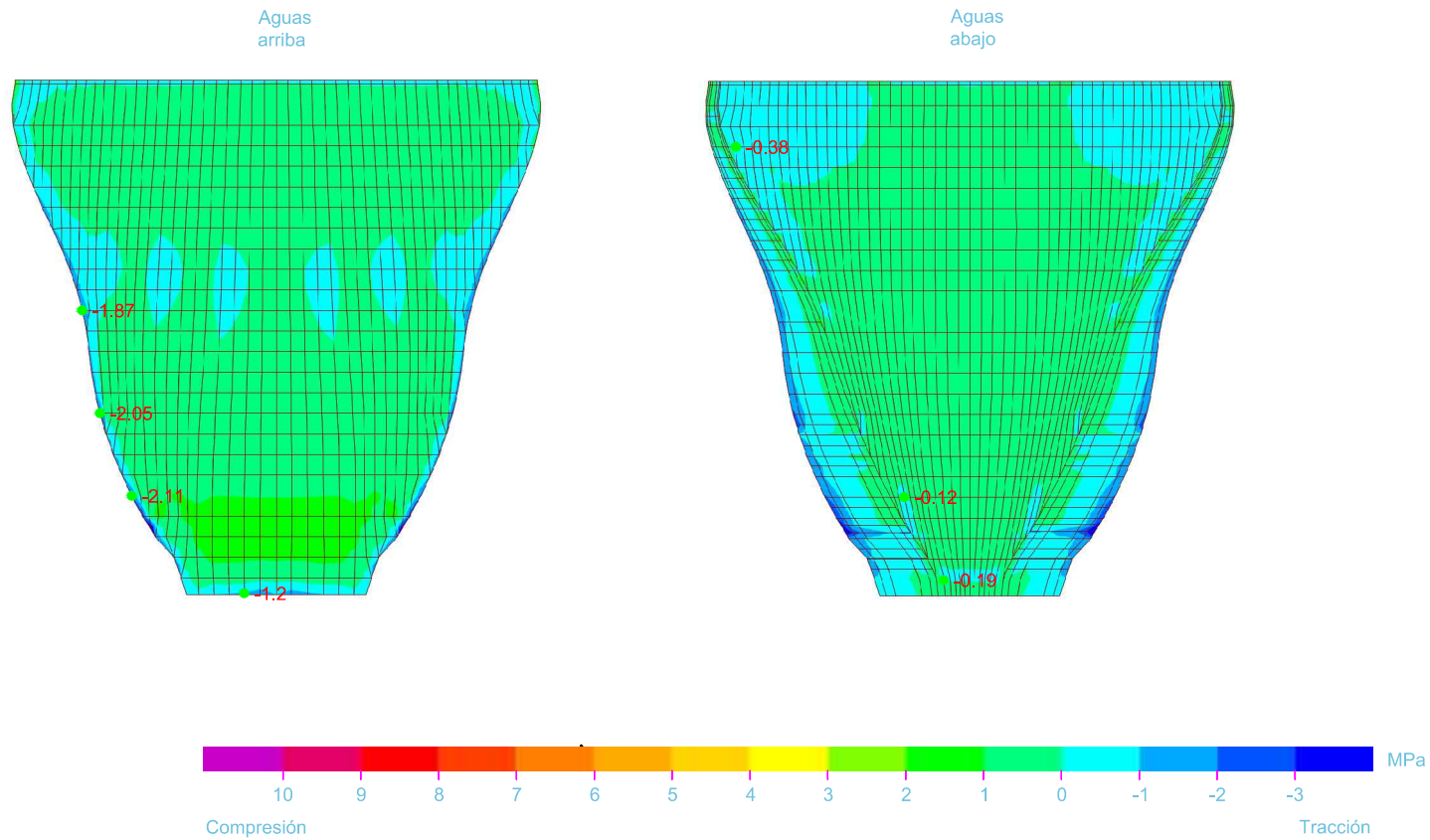


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.6$

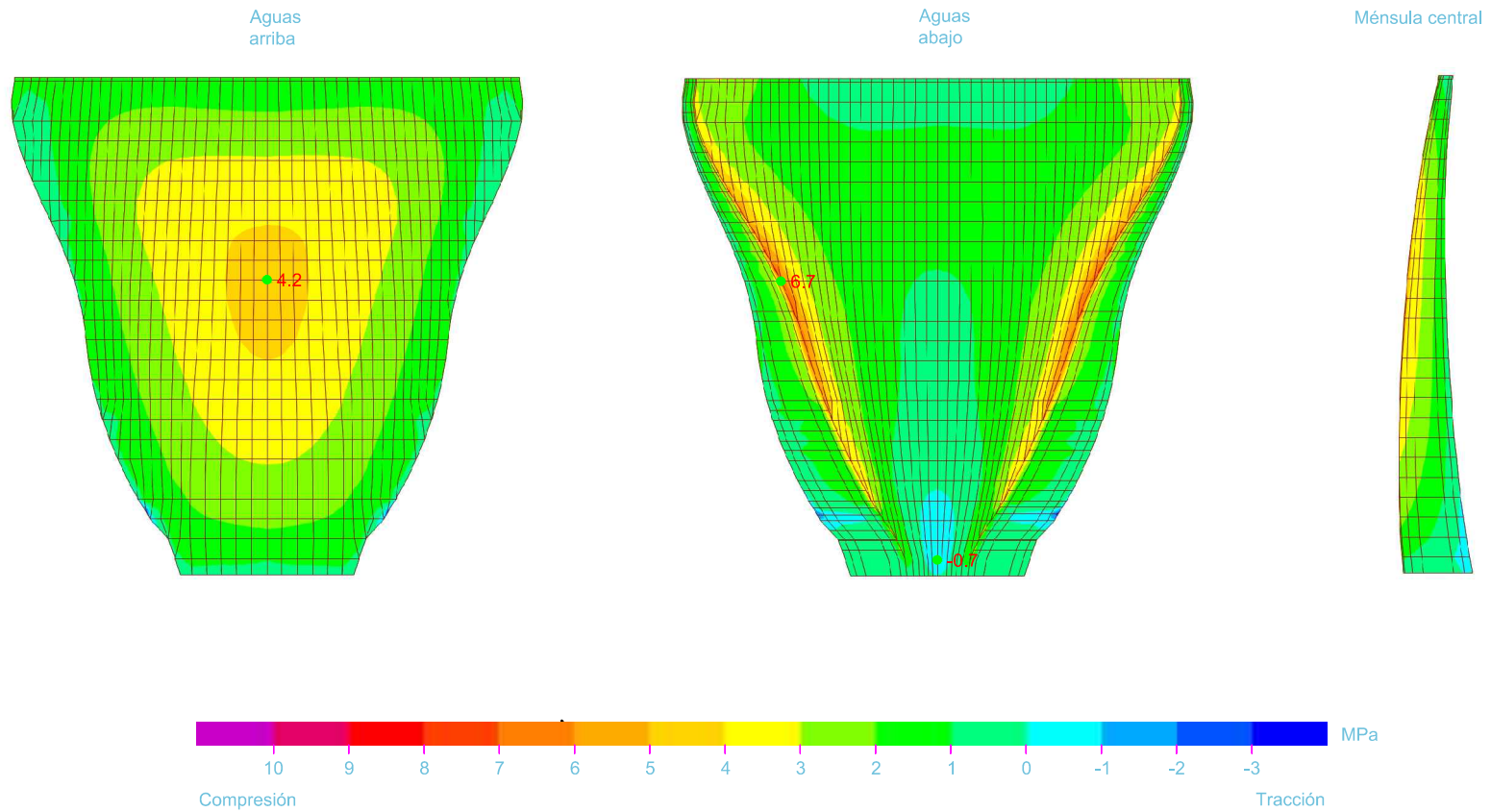


Embalse de Quéntar

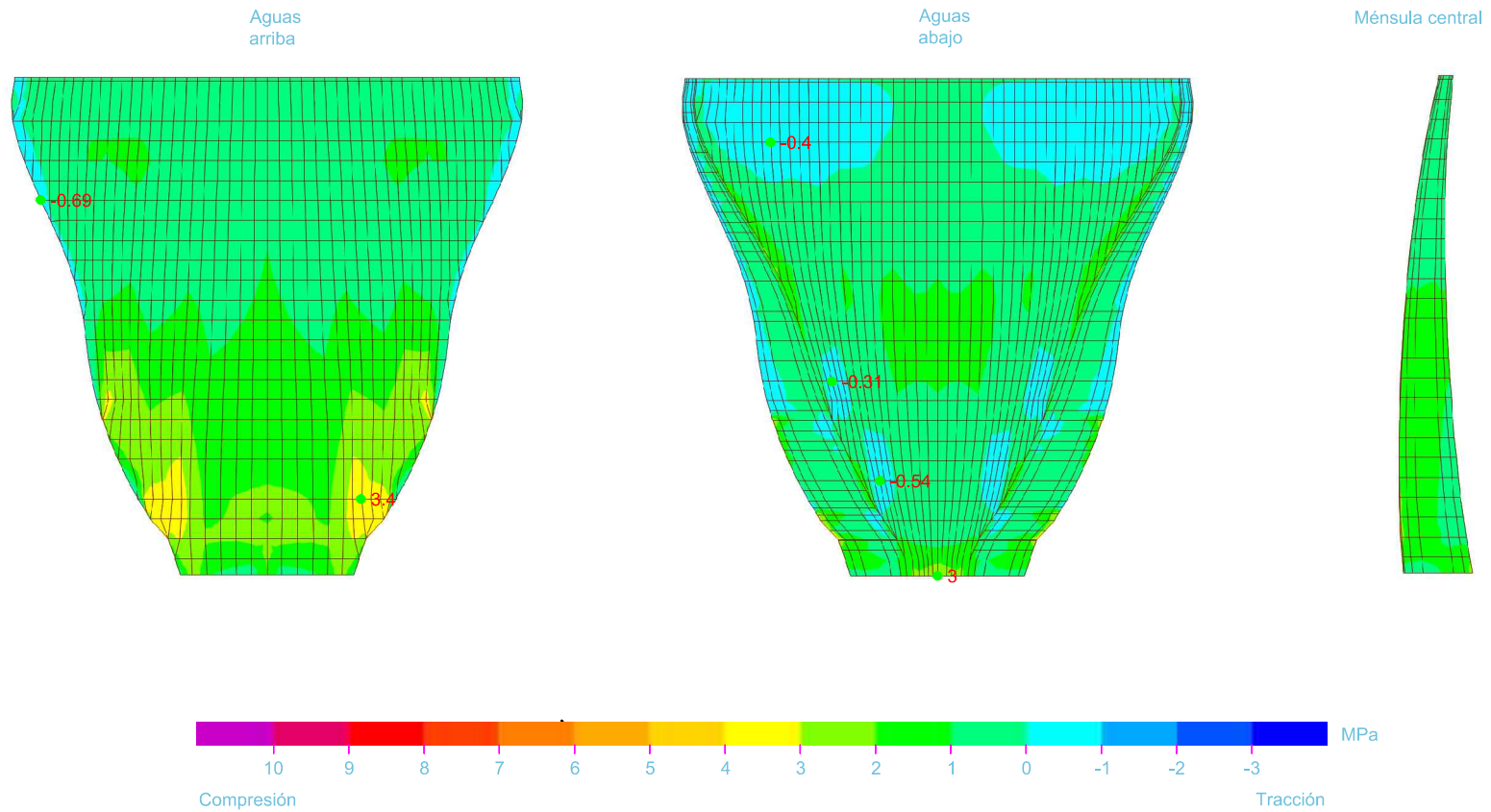
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.6$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.6$



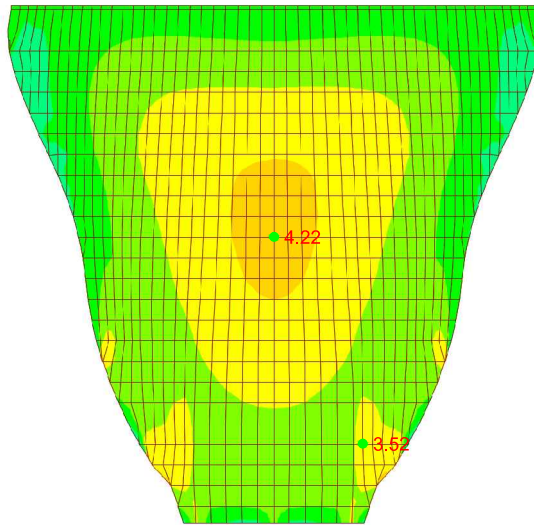
Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

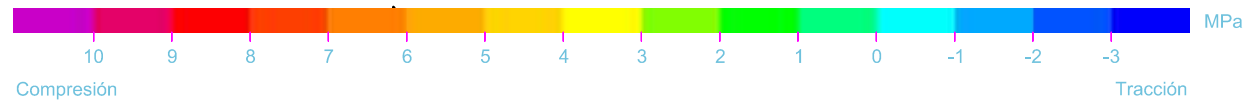
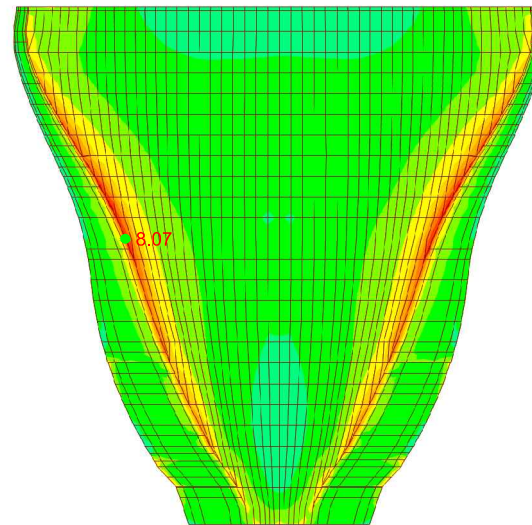
Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.6$

Aguas
arriba



Aguas
abajo

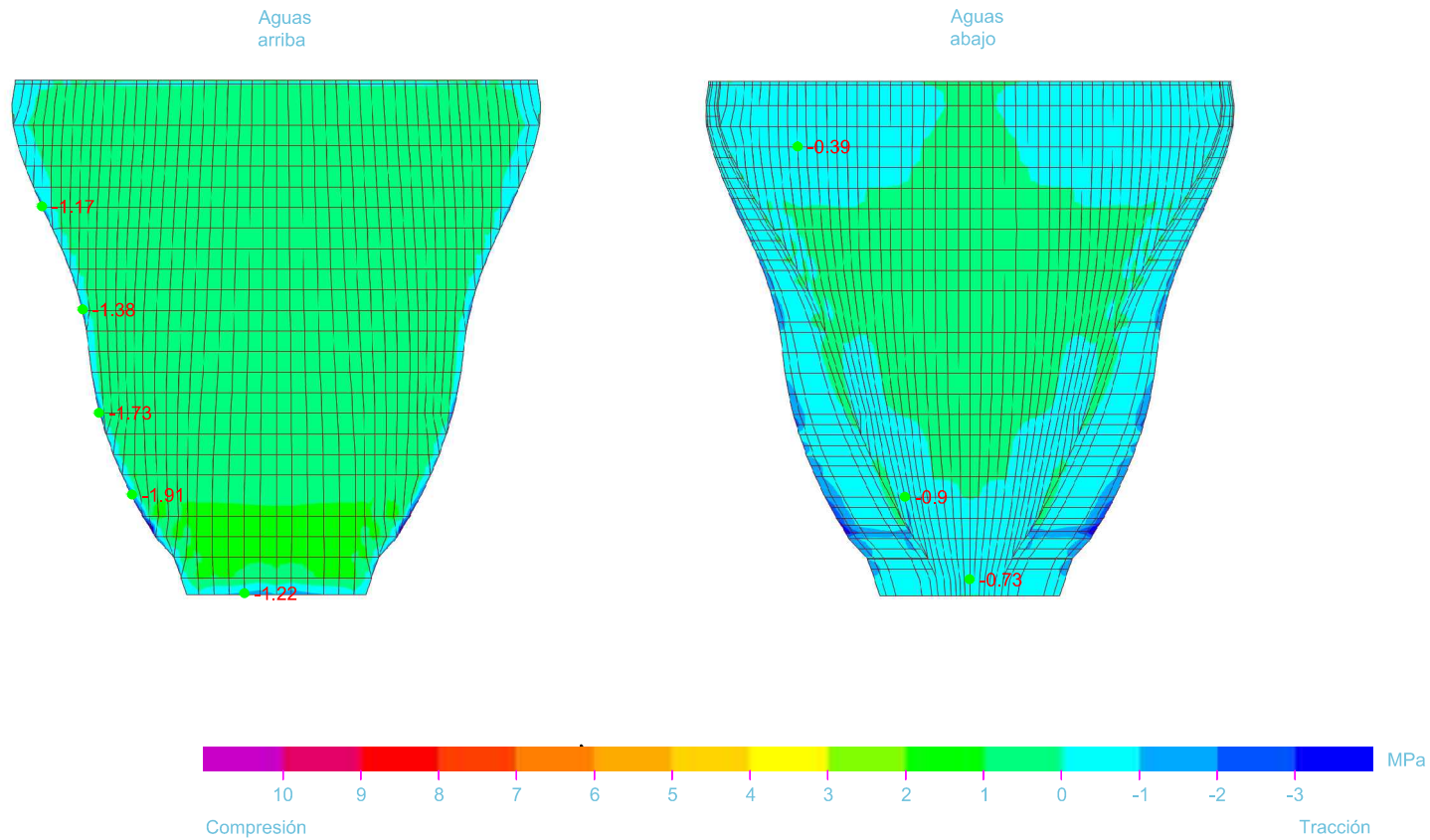


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.6$

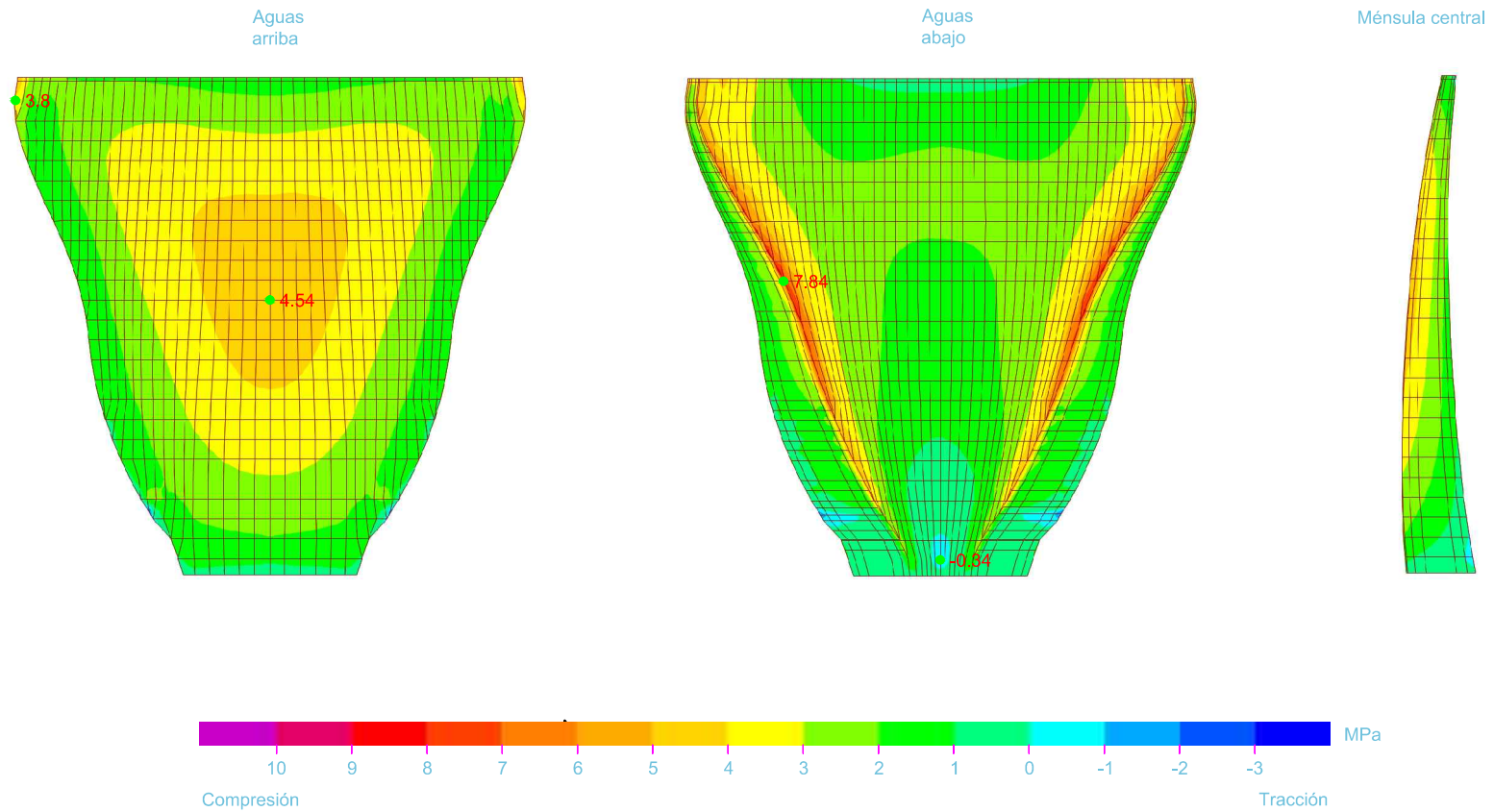


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.6$

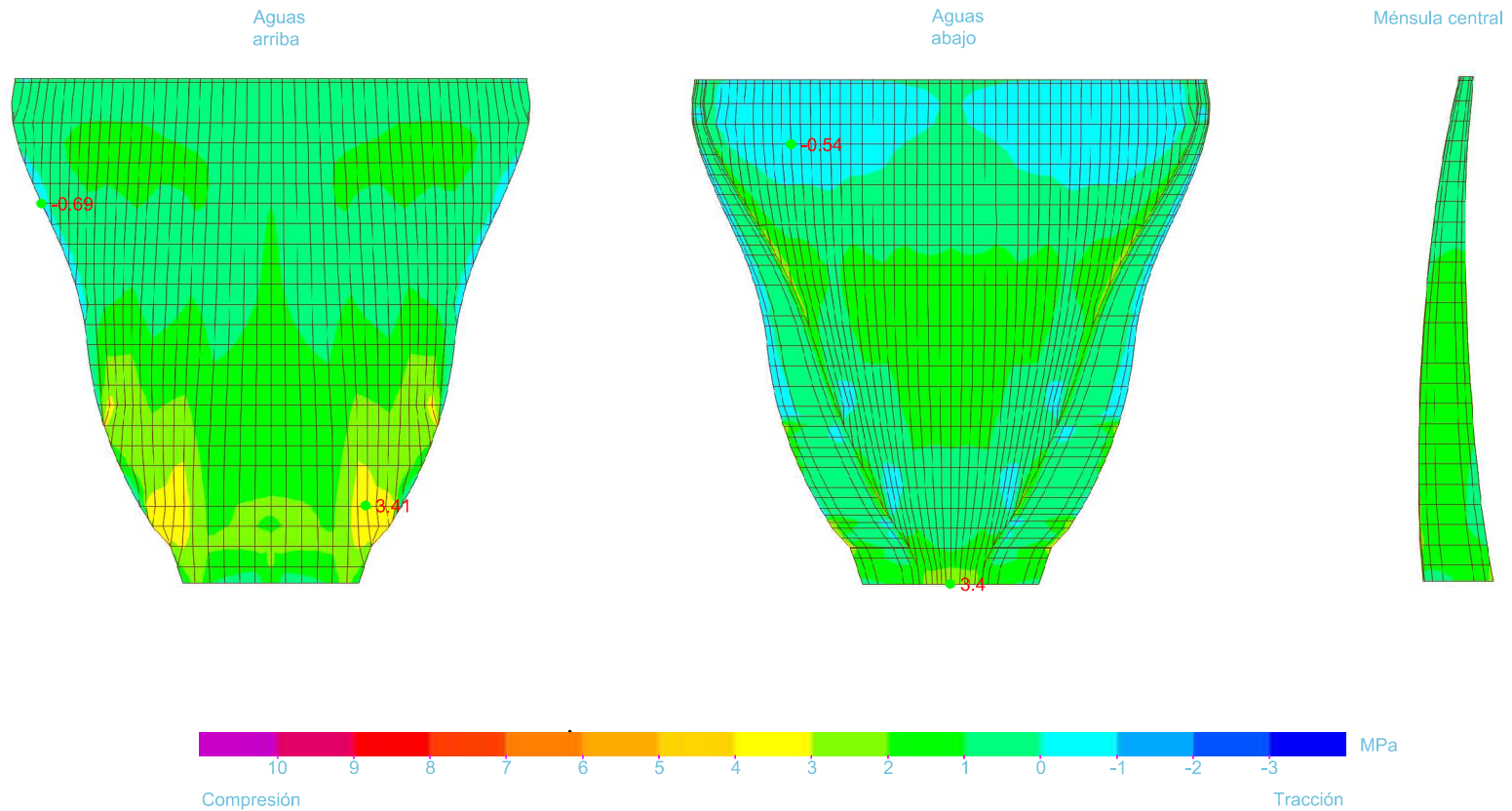


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=0.6$

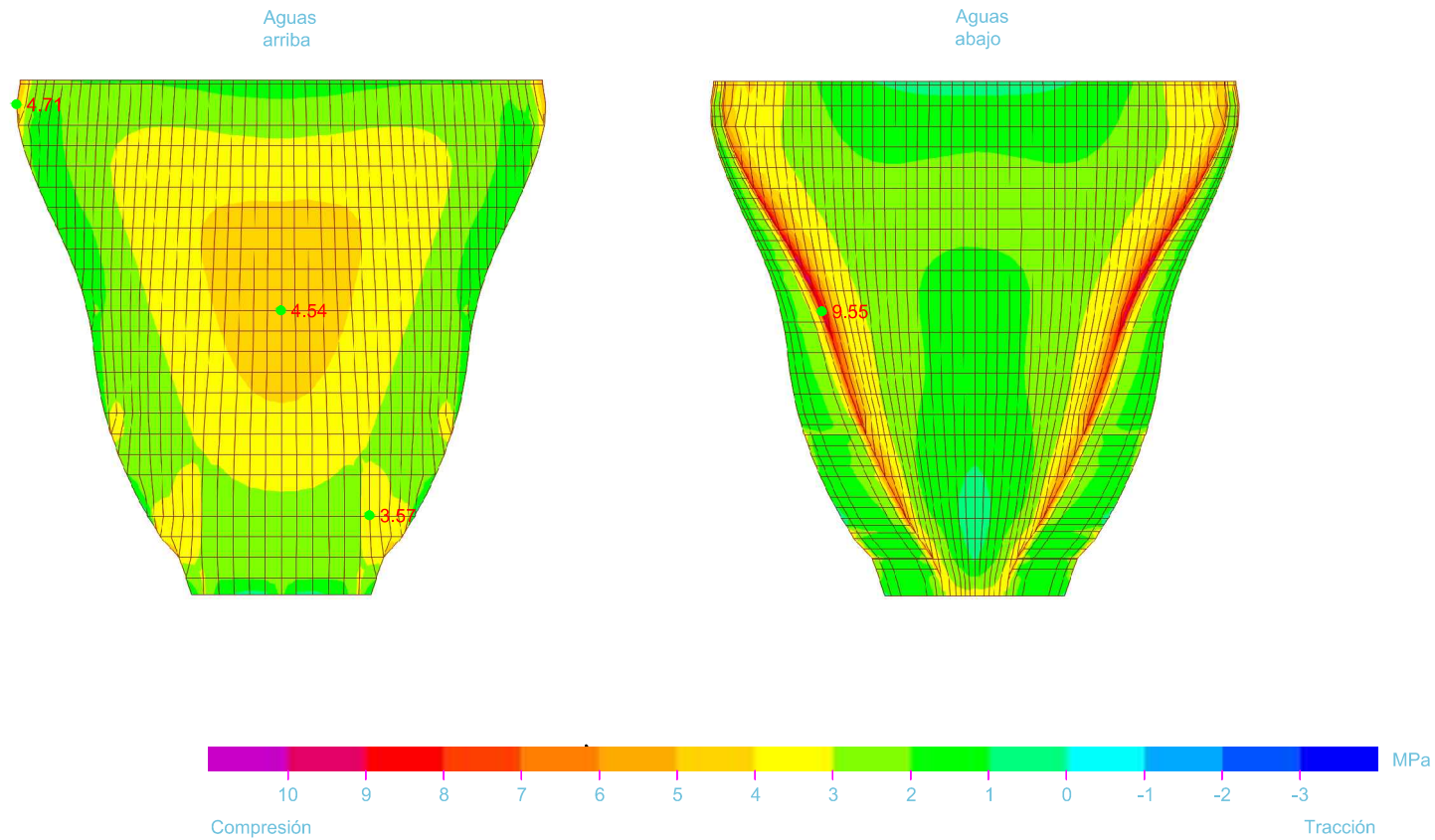


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.6$

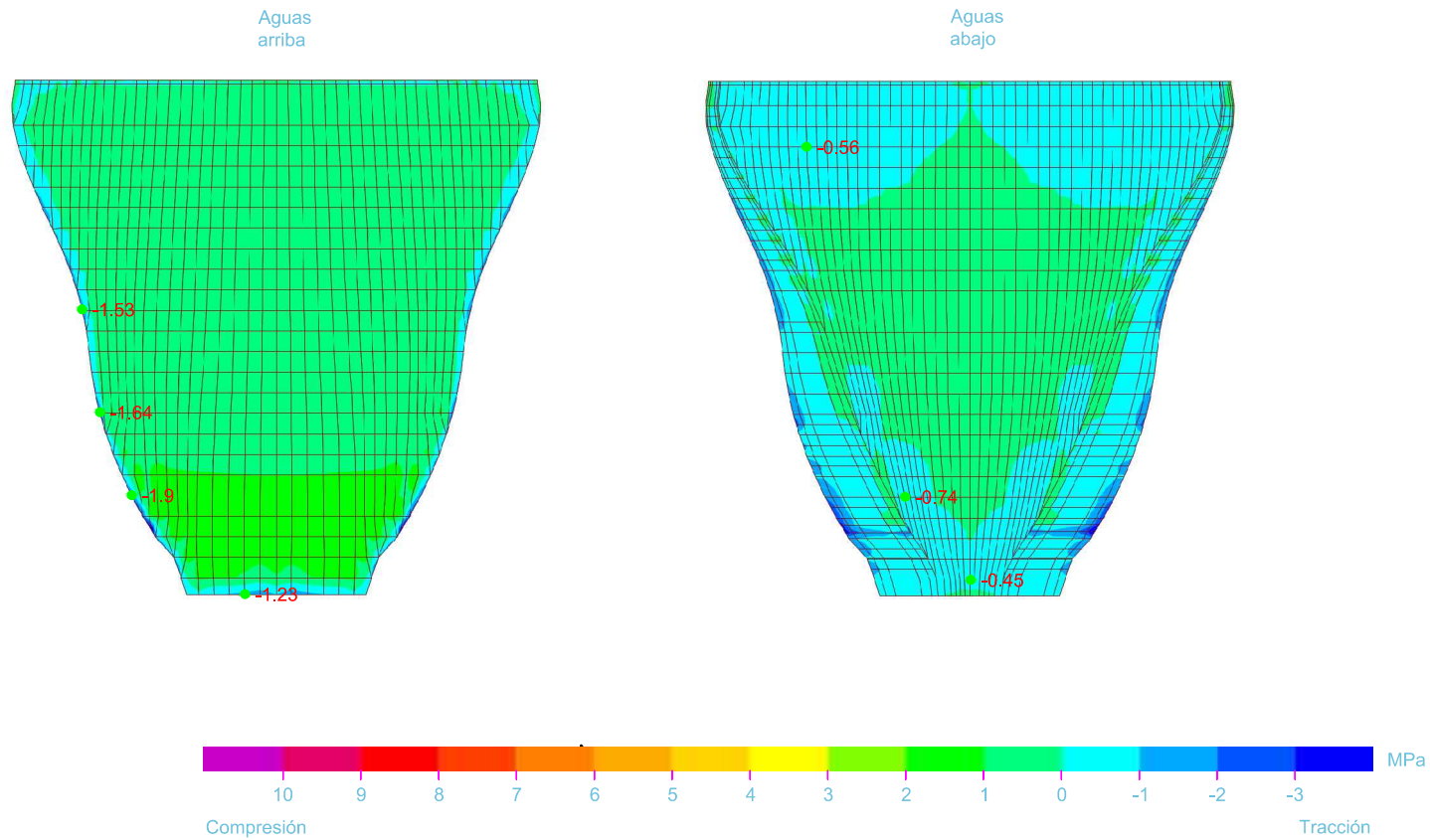


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.6$

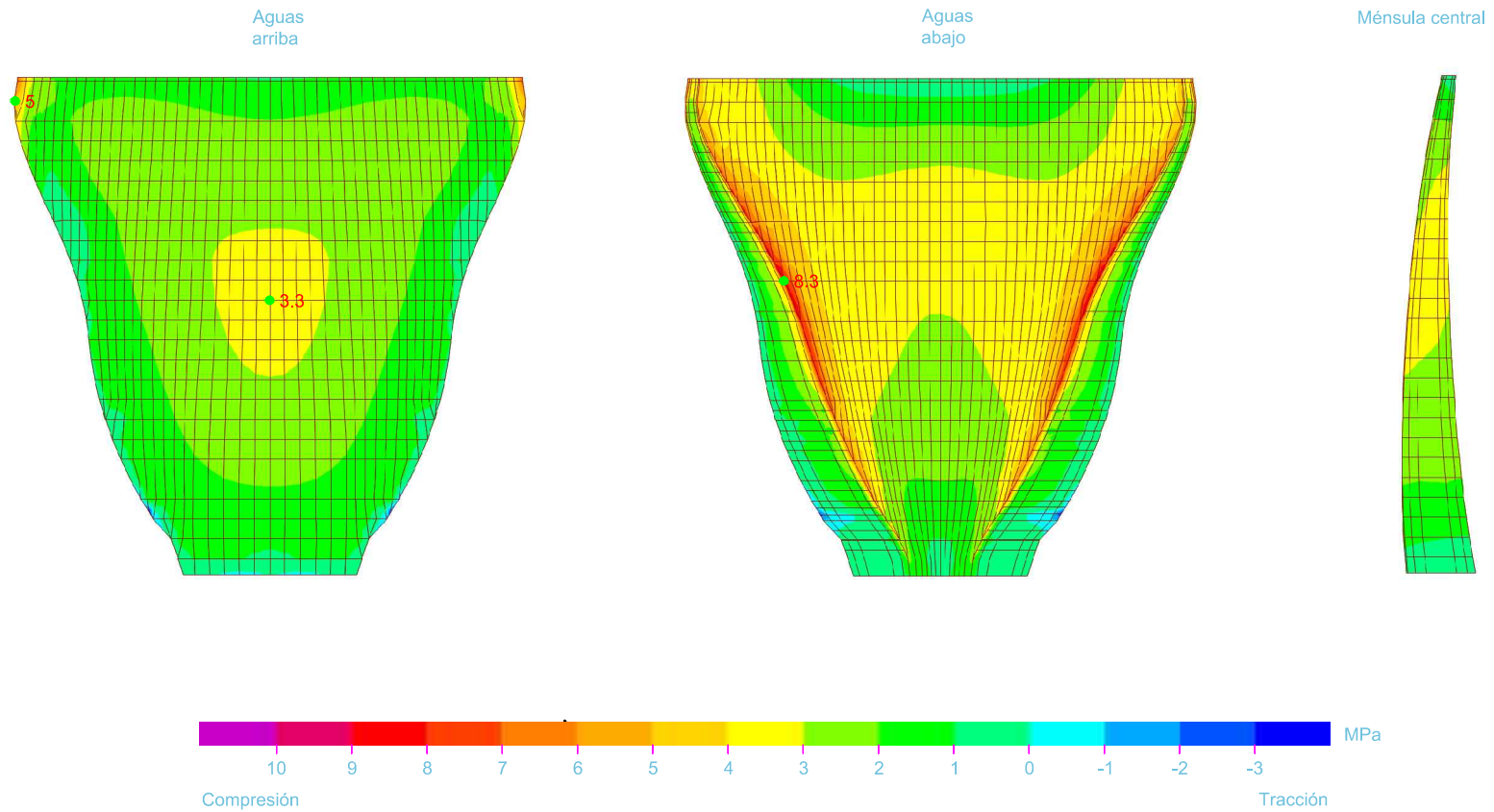


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.6$

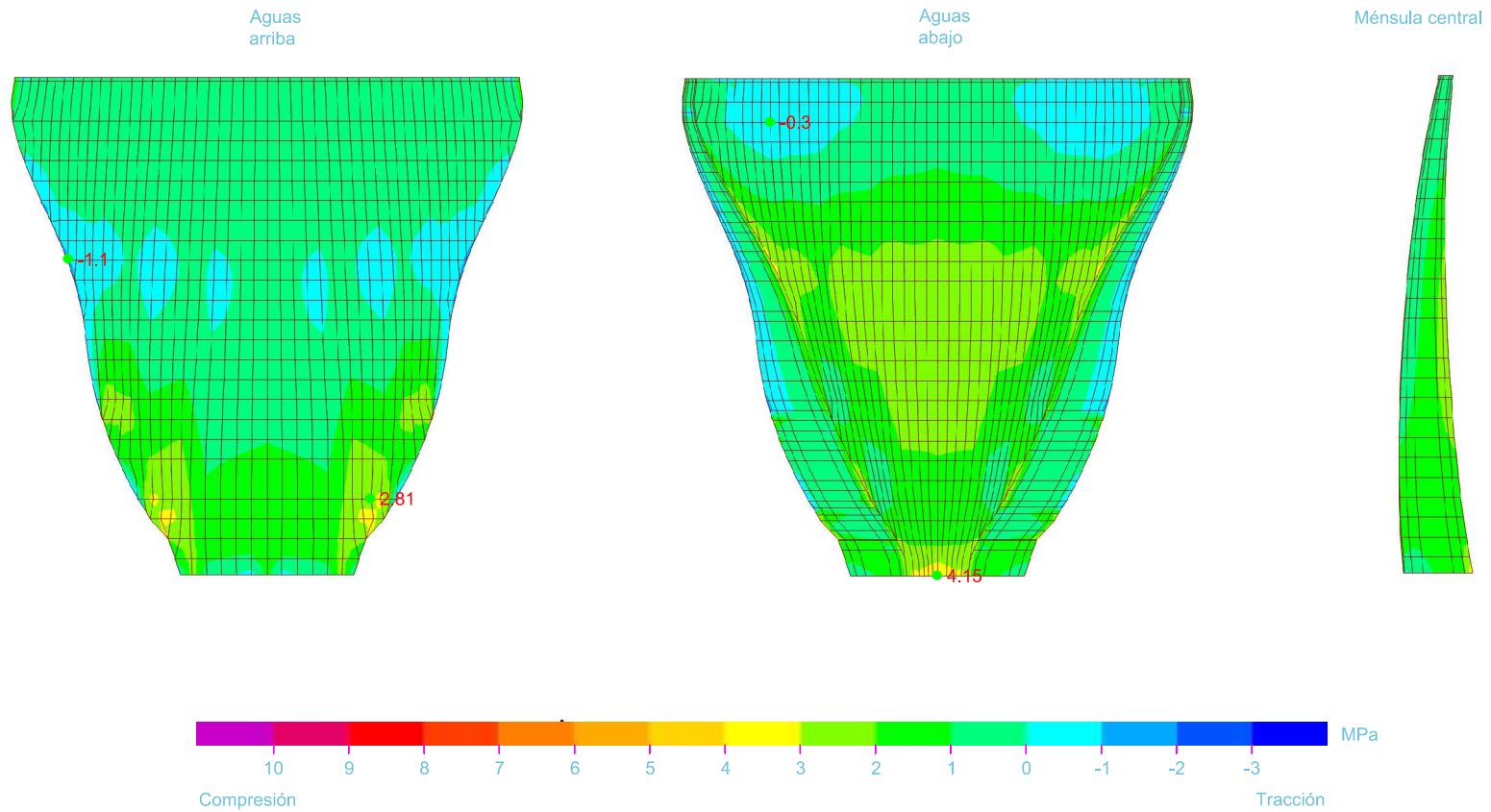


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=0.6$

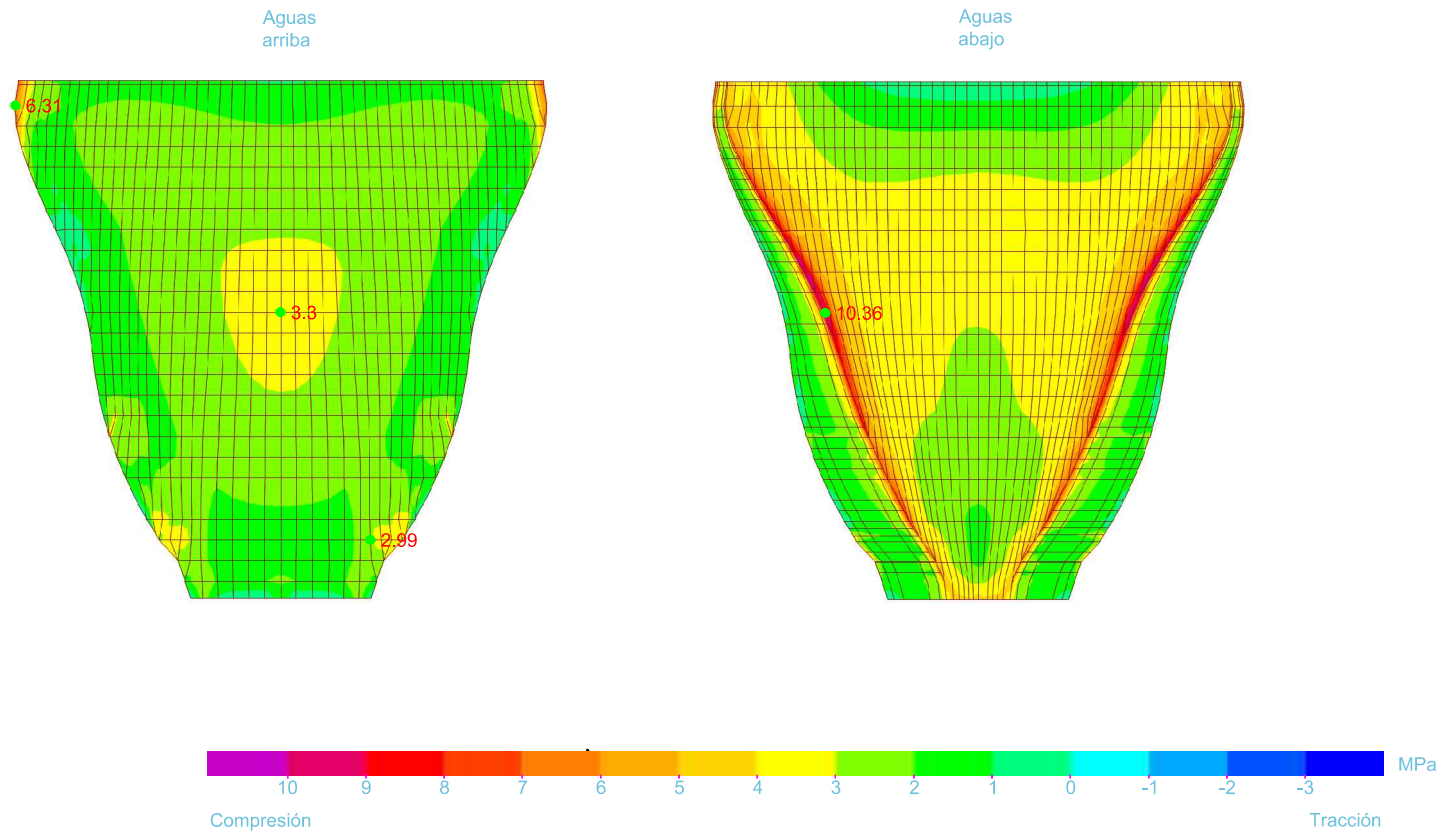


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.6$

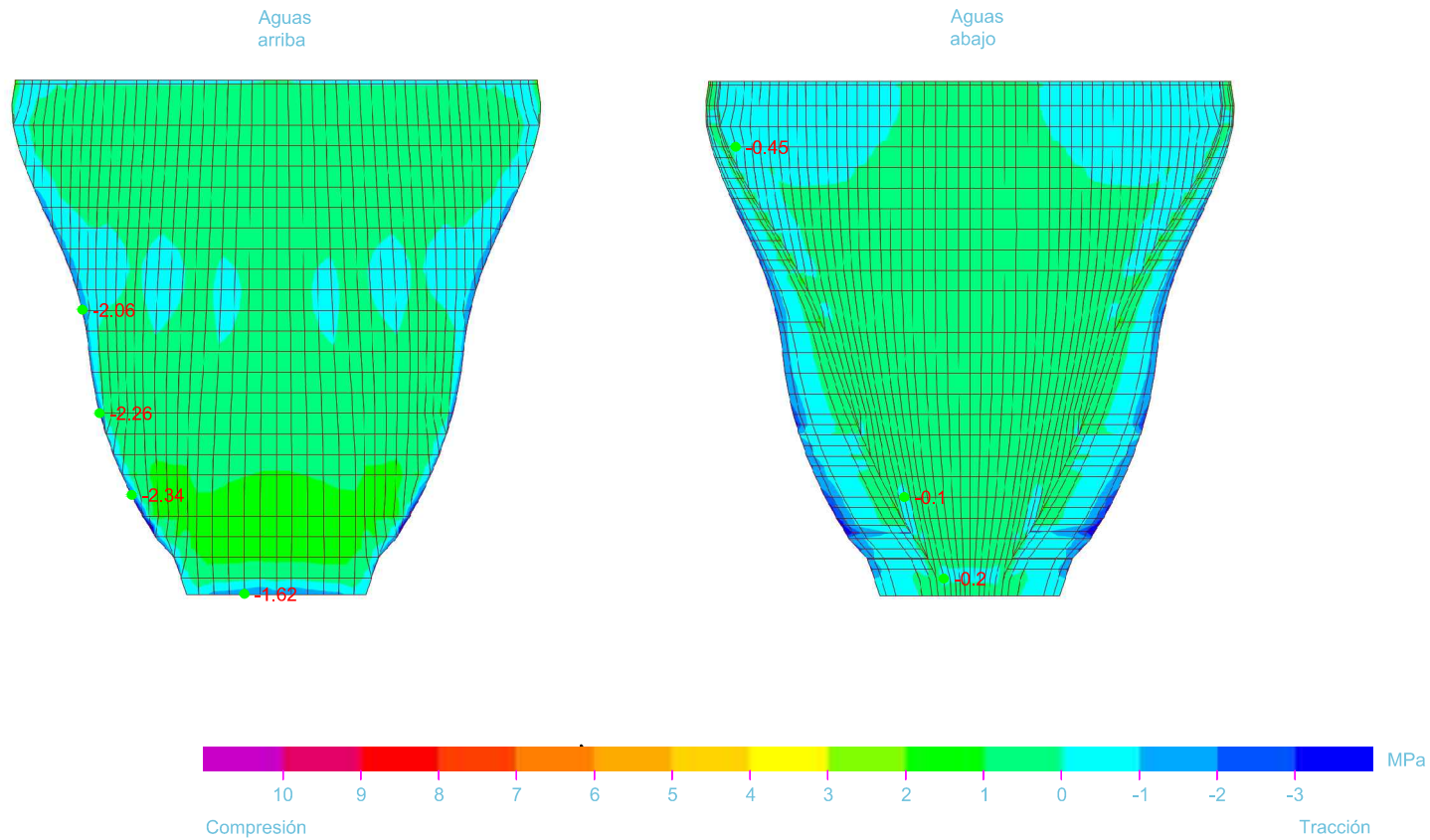


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.6$

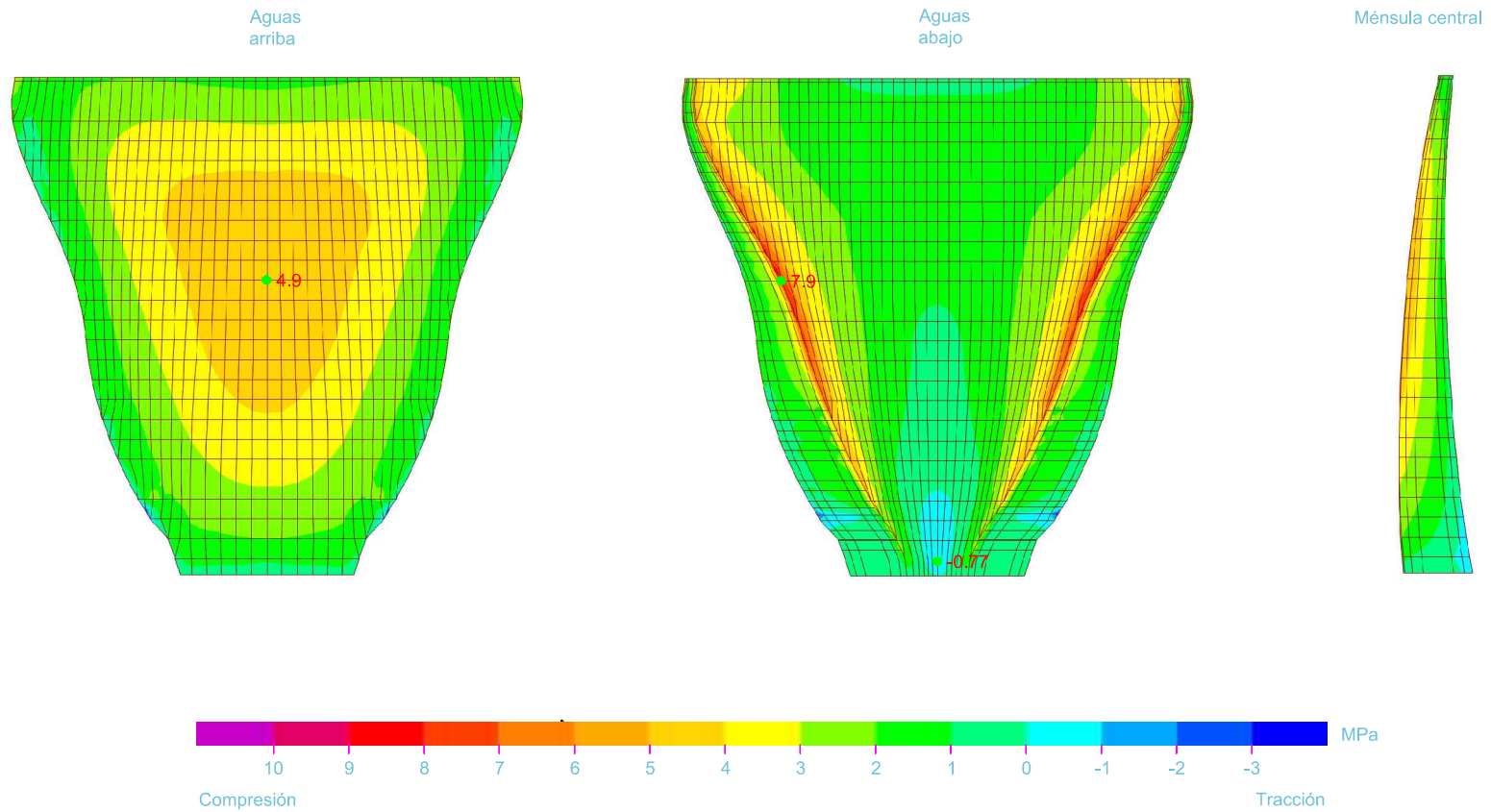


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.6$

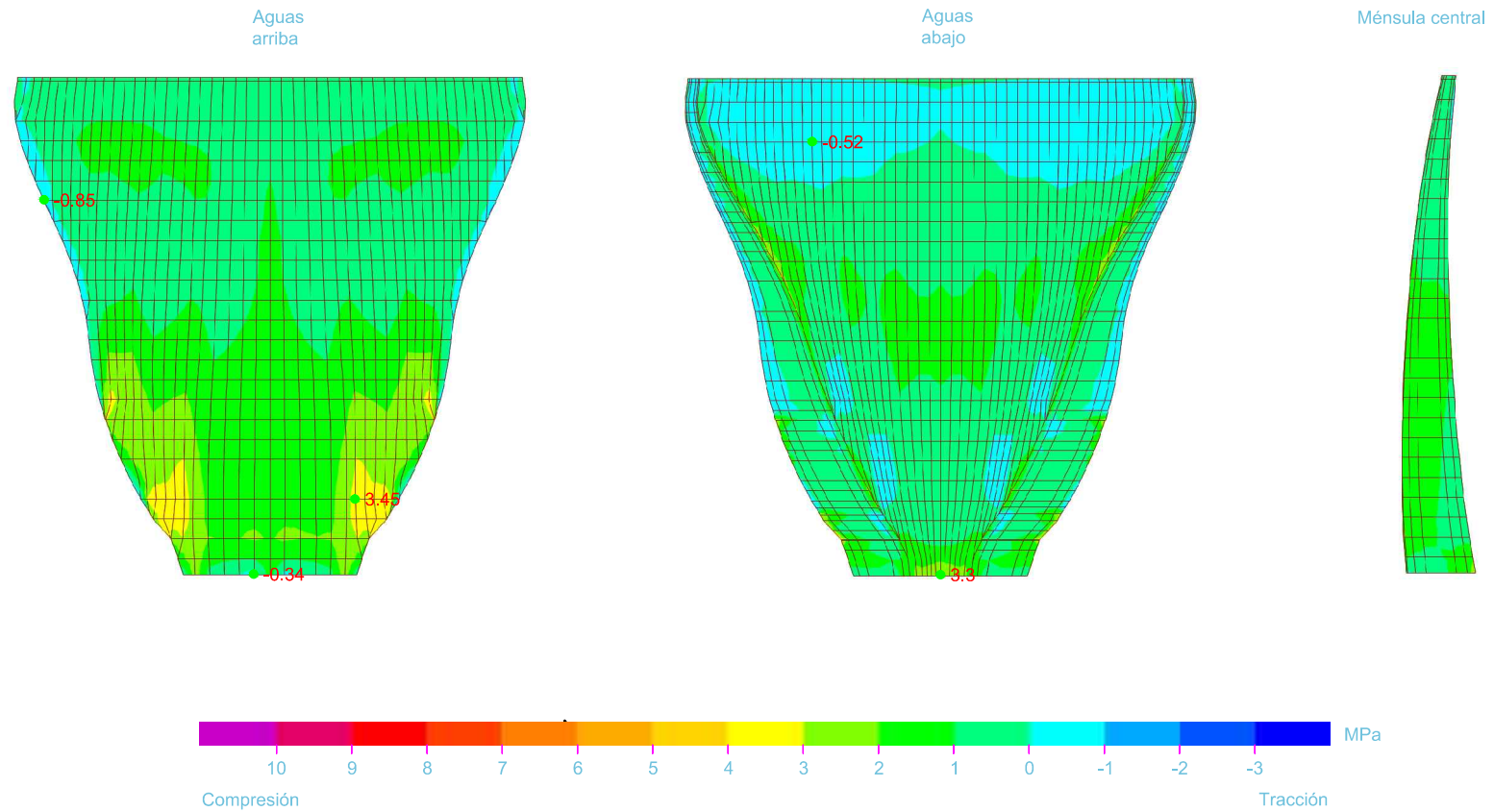


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=0.6$

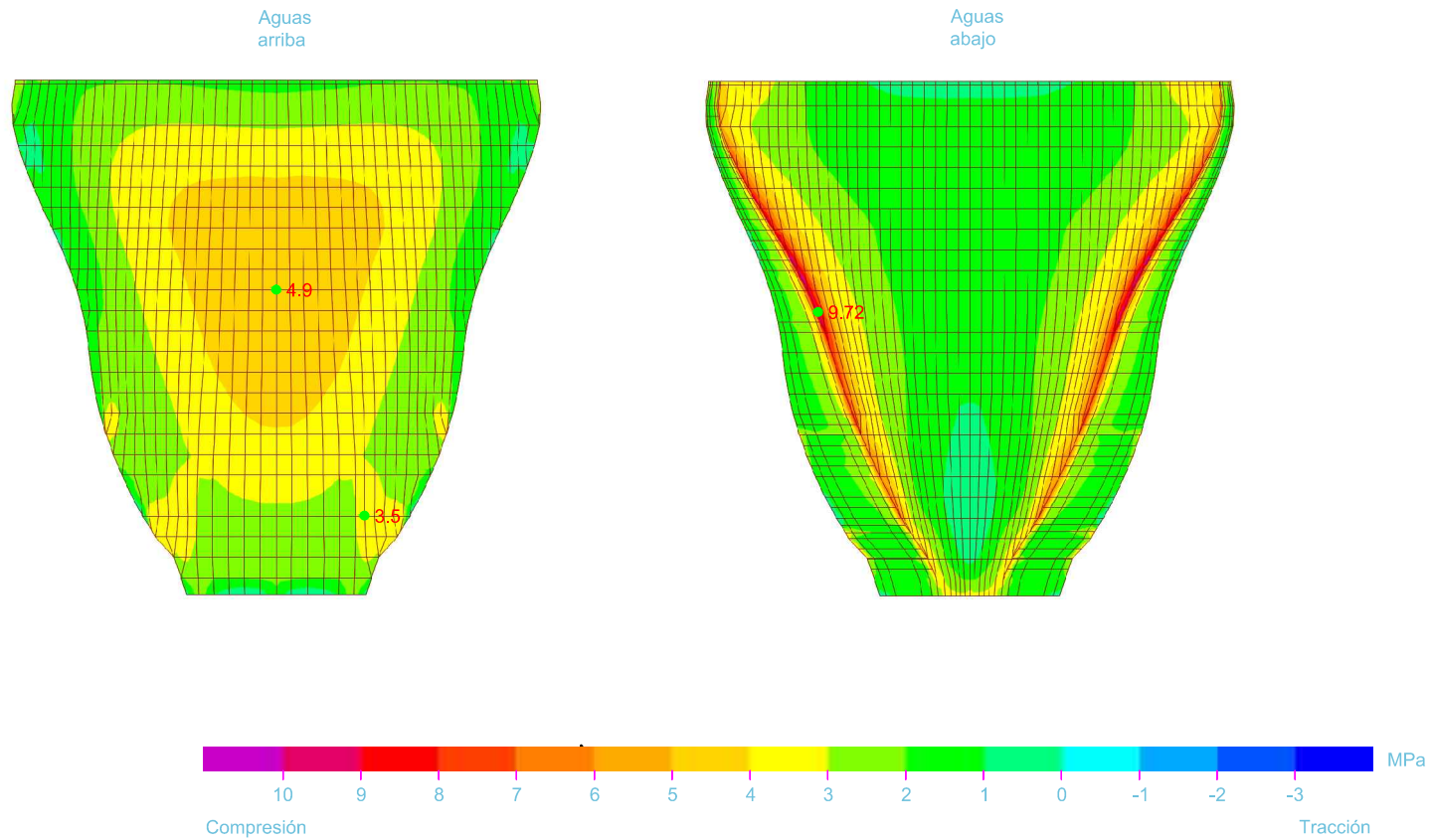


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.6$

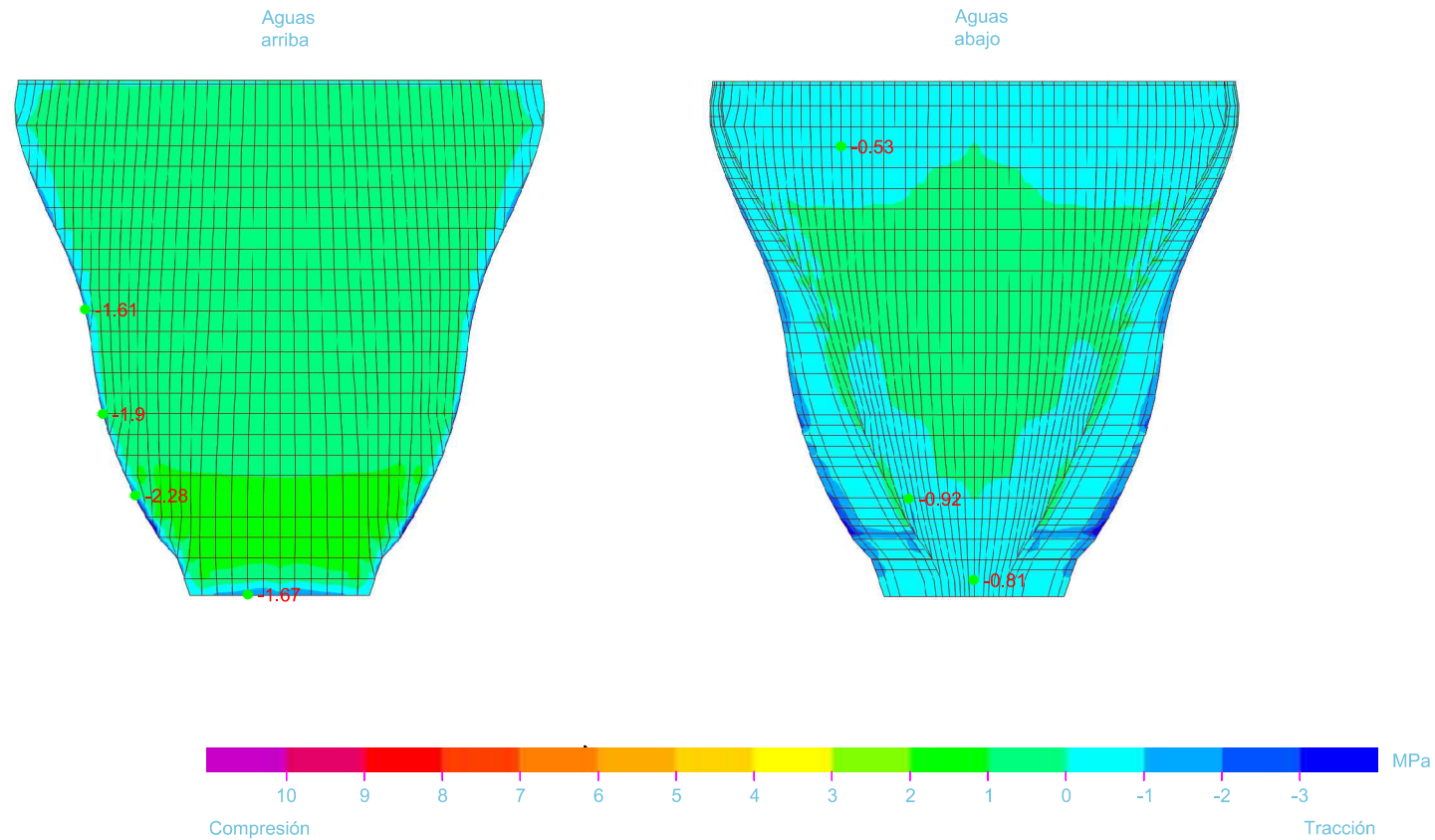


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

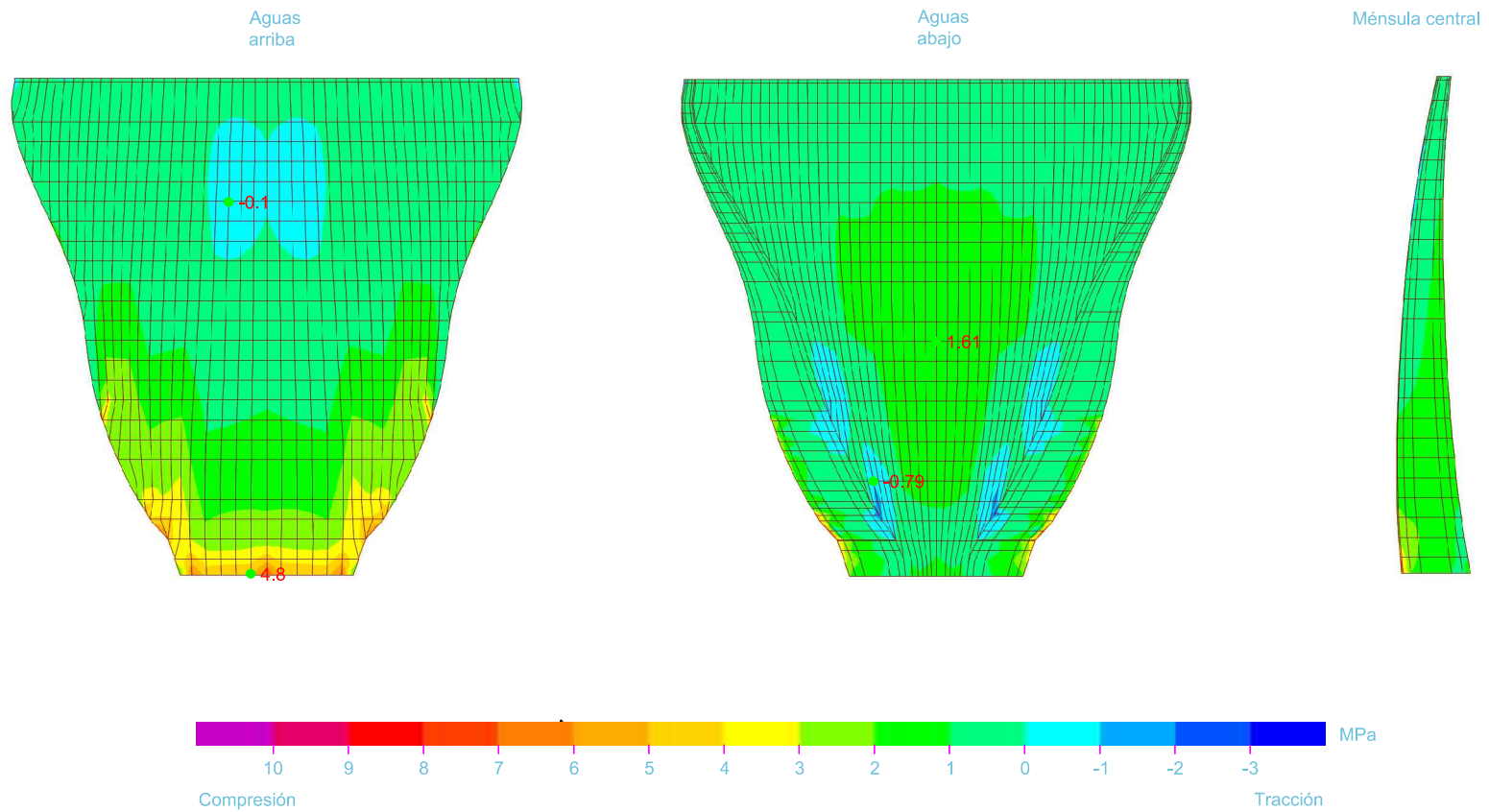
$E_r/E_c=0.6$



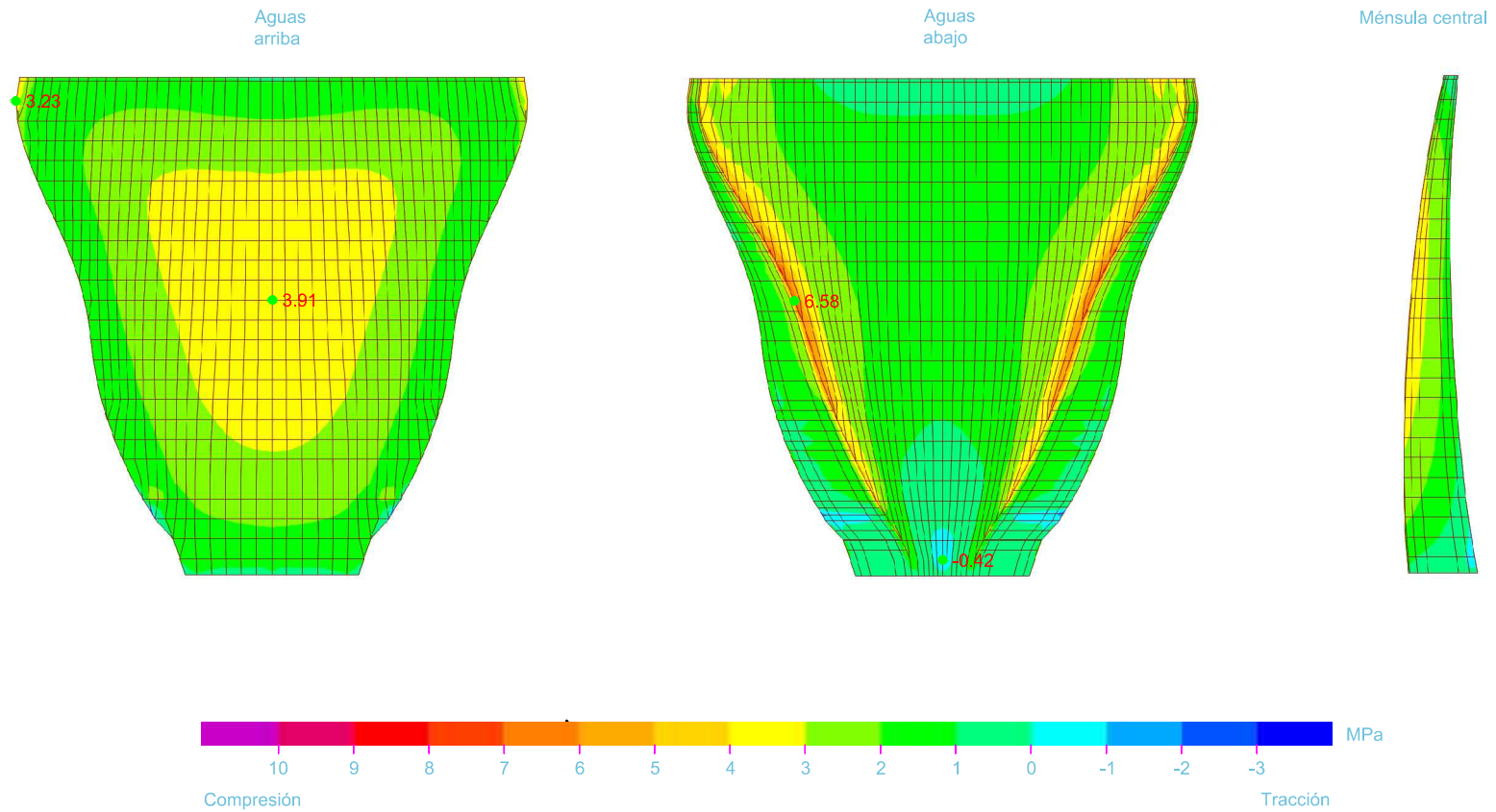
ANEXO 4

RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = 0.5$

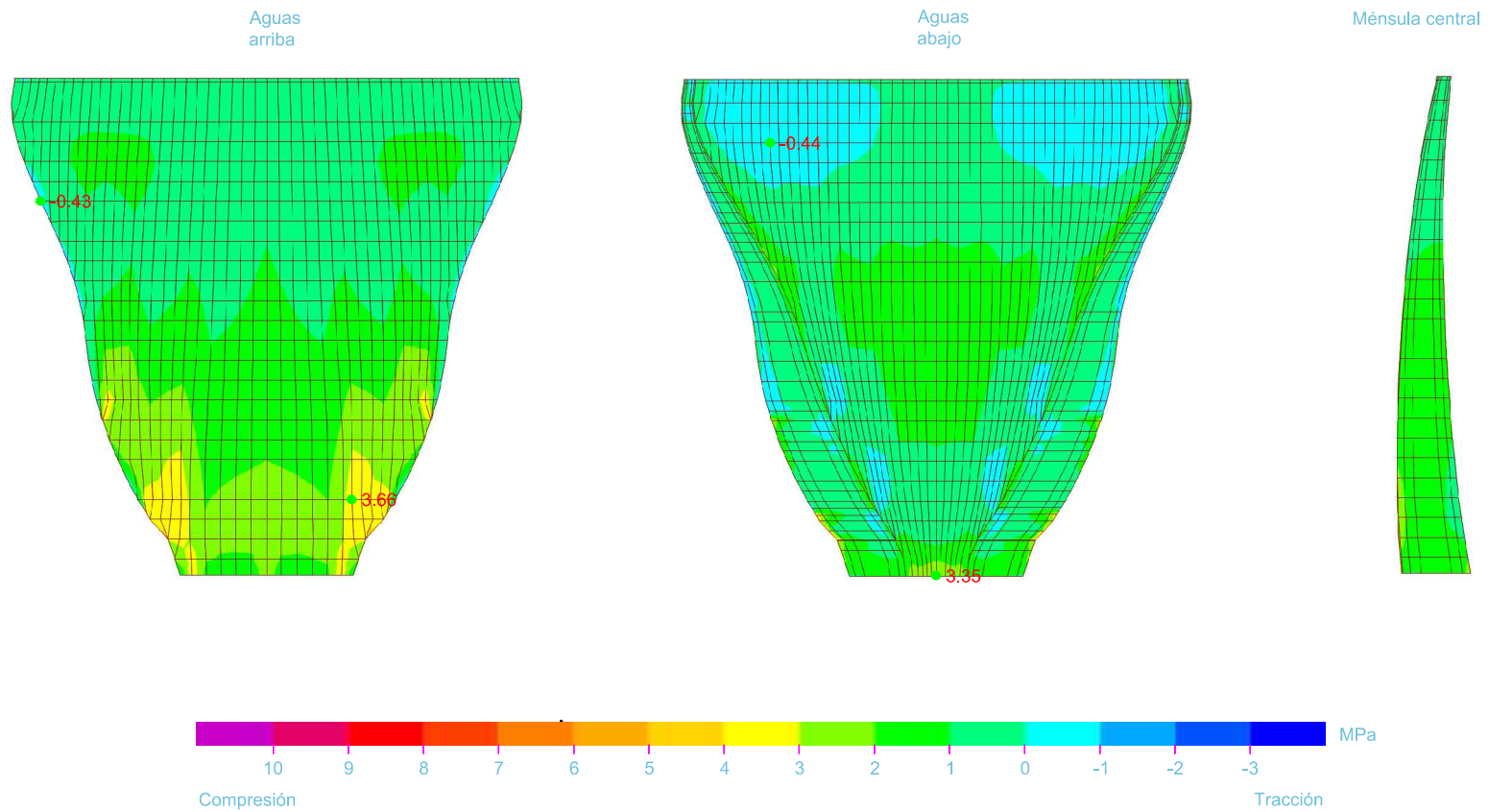
Embalse de Quéntar
Peso propio
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.5$



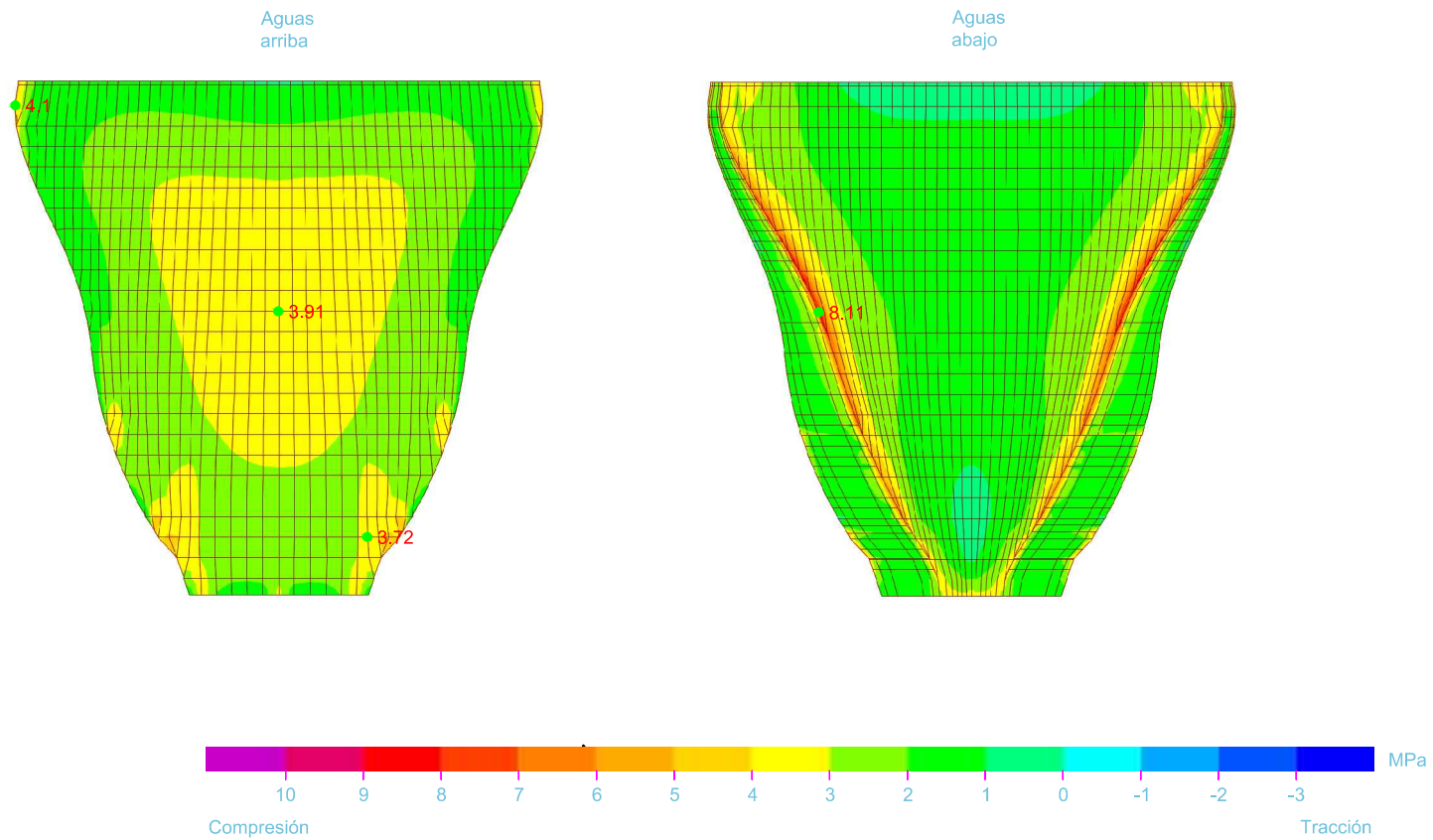
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=0.5$



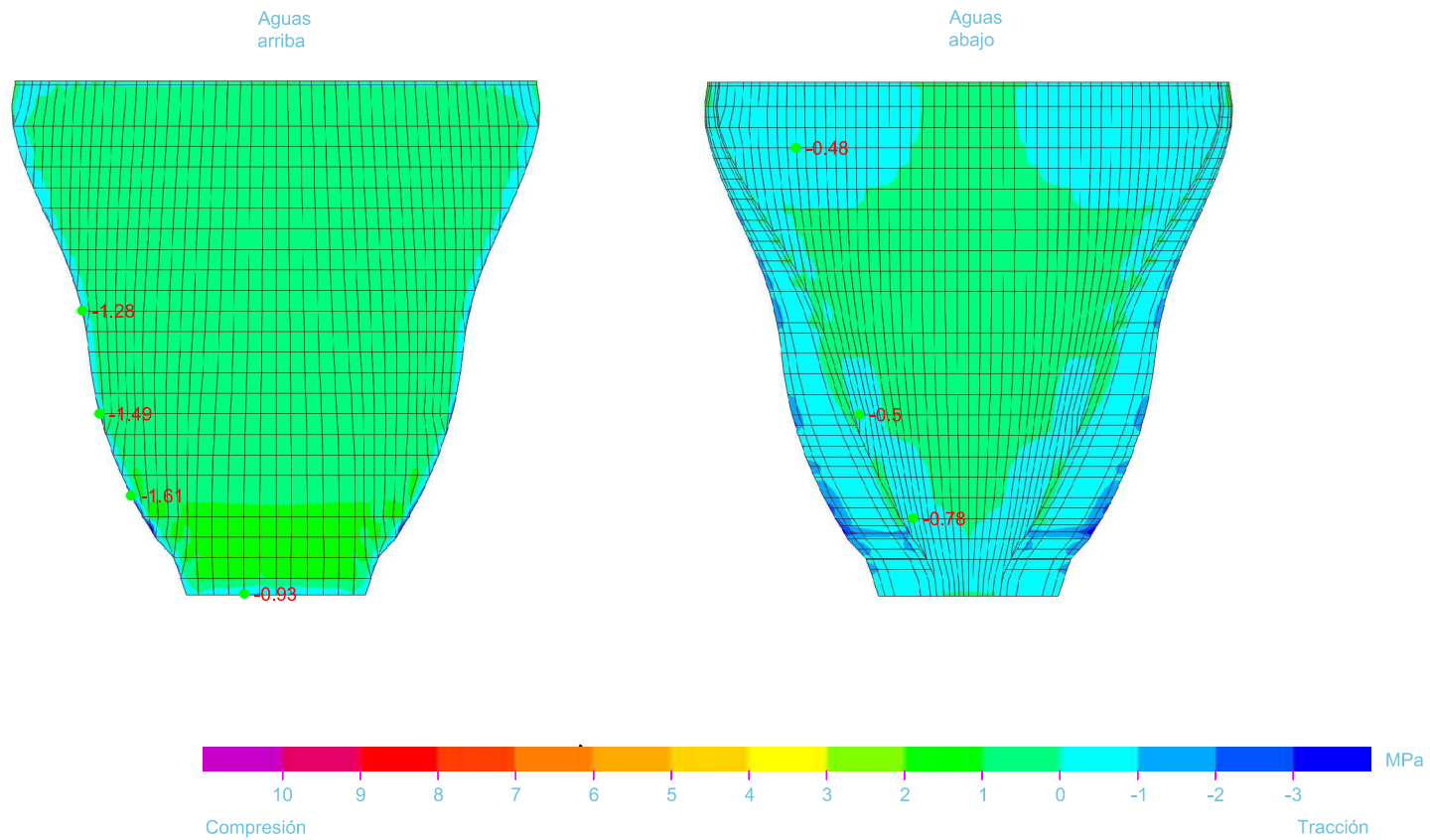
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.5$



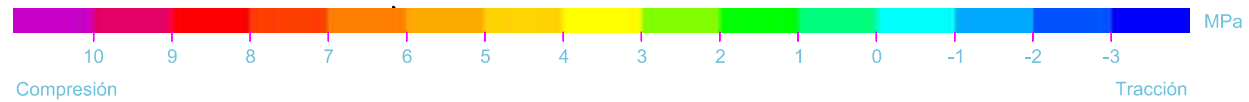
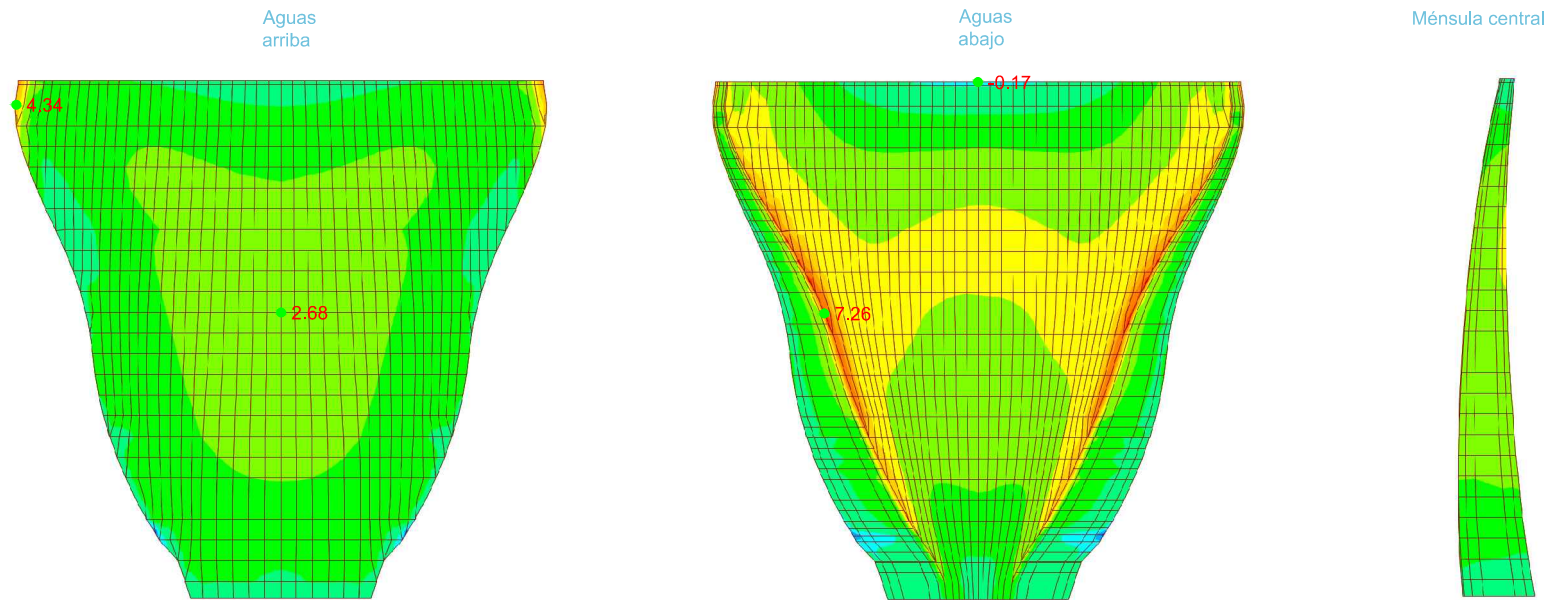
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales máximas
 $E_r/E_c=0.5$



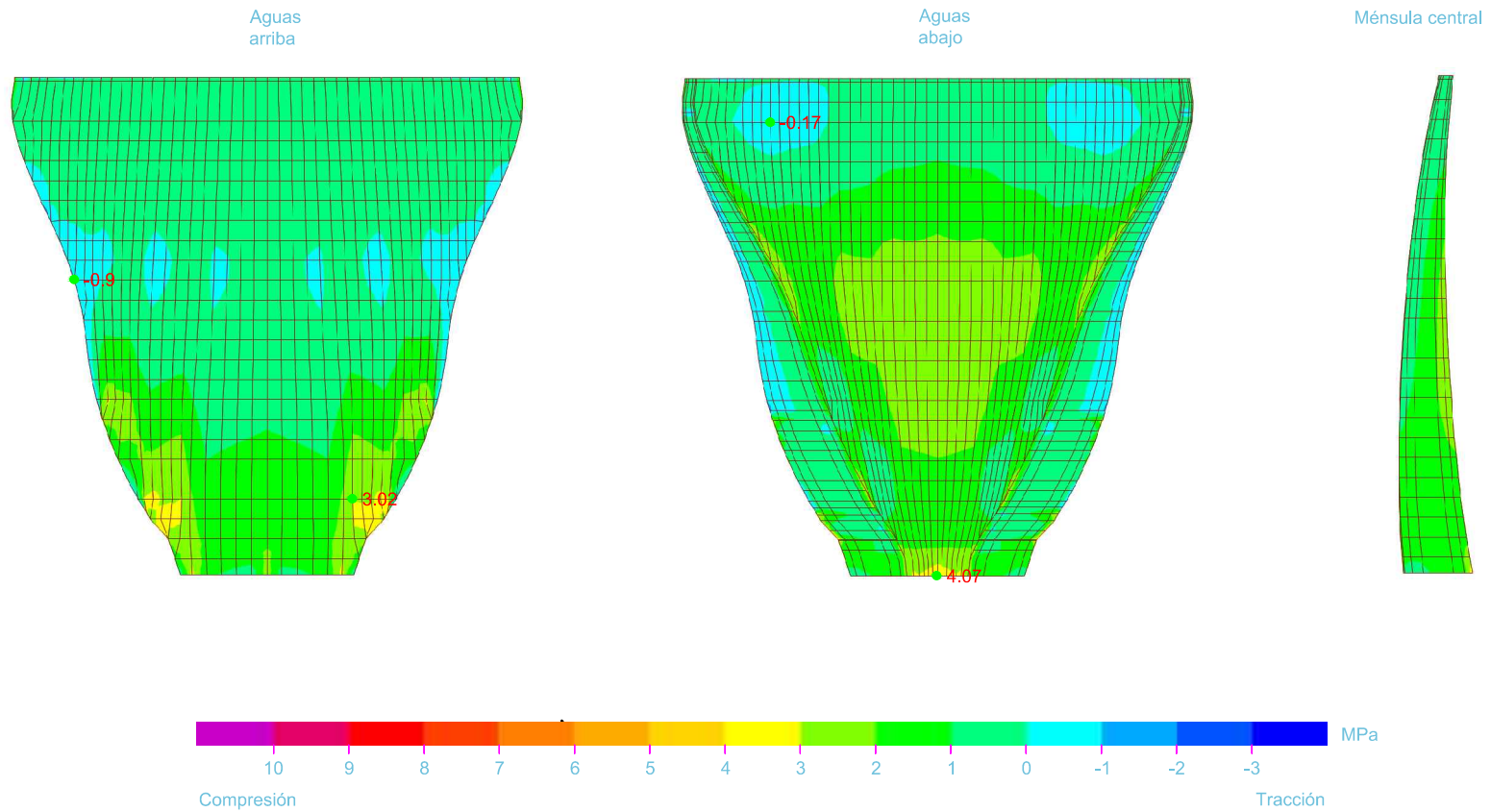
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales mínimas
 $E_r/E_c=0.5$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=0.5$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.5$

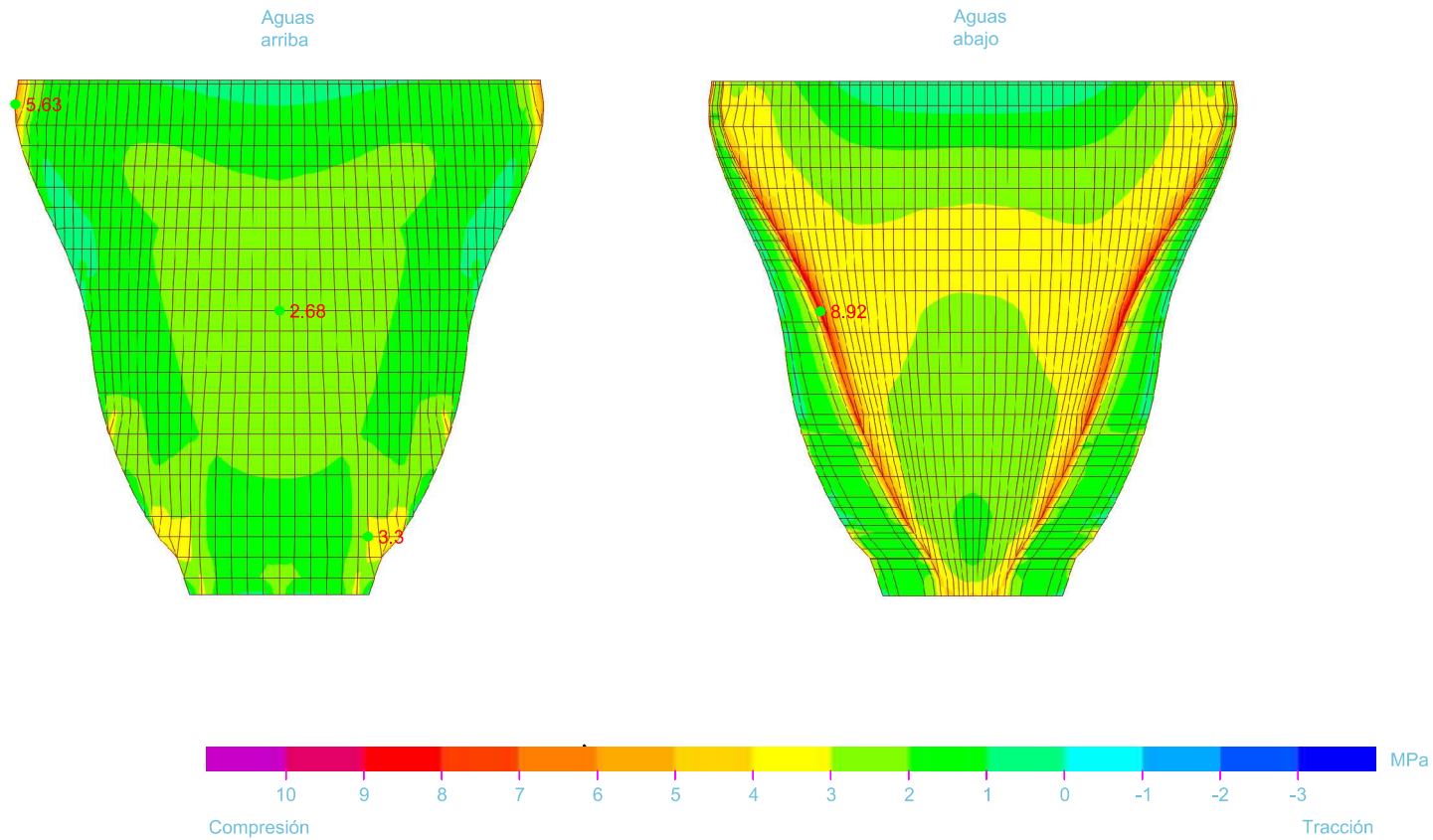


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.5$

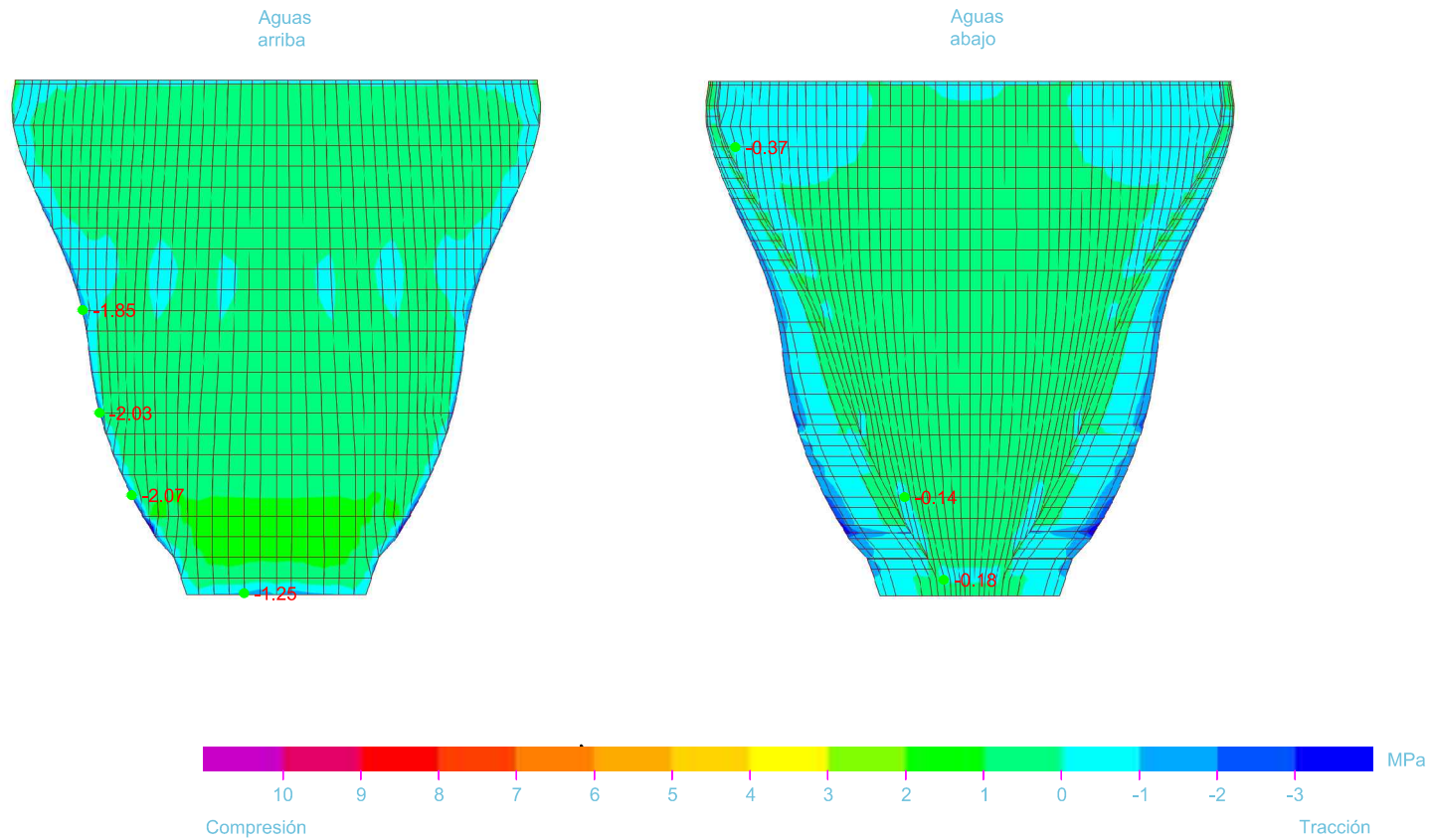


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

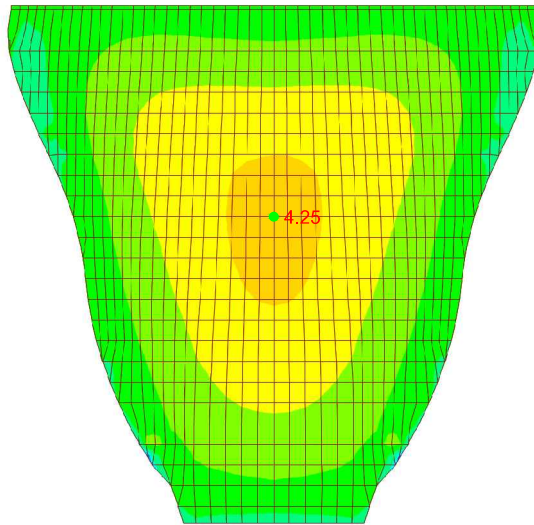
Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.5$

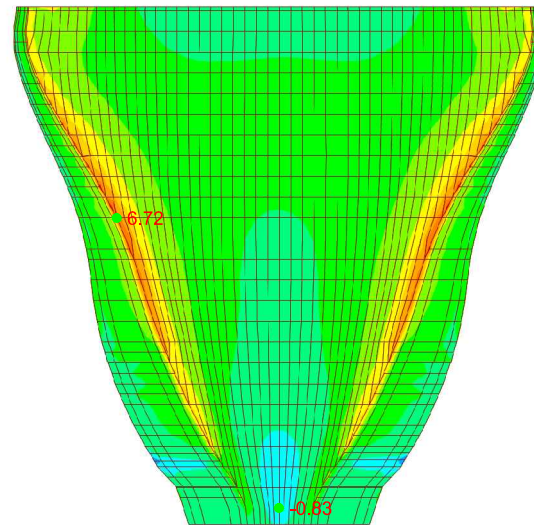


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=0.5$

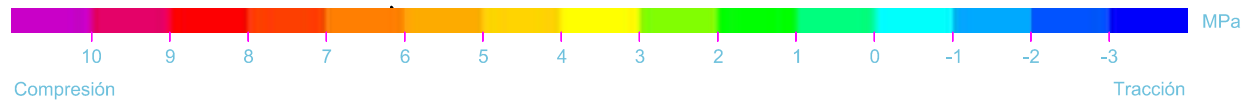
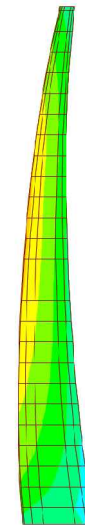
Aguas arriba



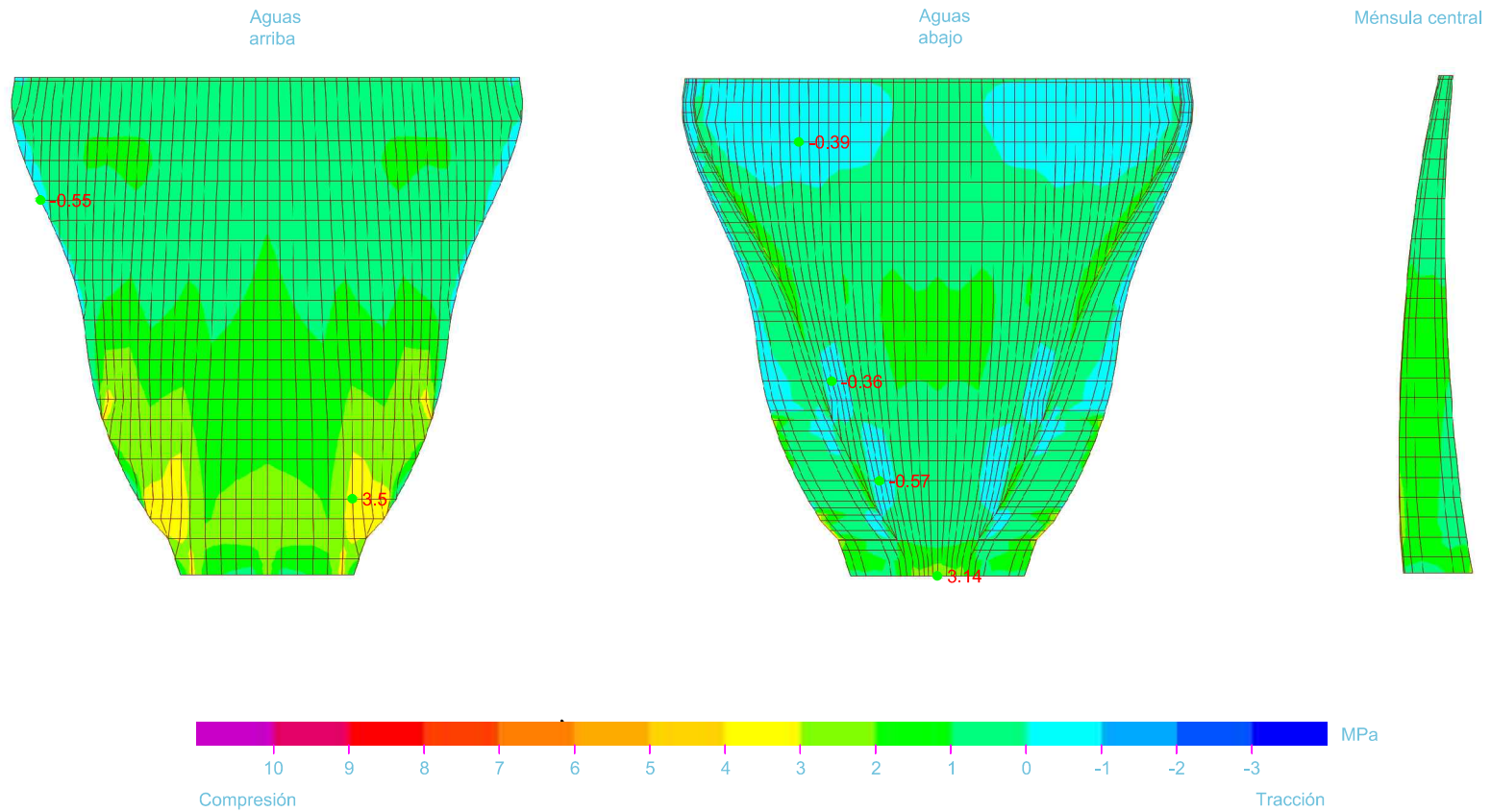
Aguas abajo



Ménsula central



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=0.5$

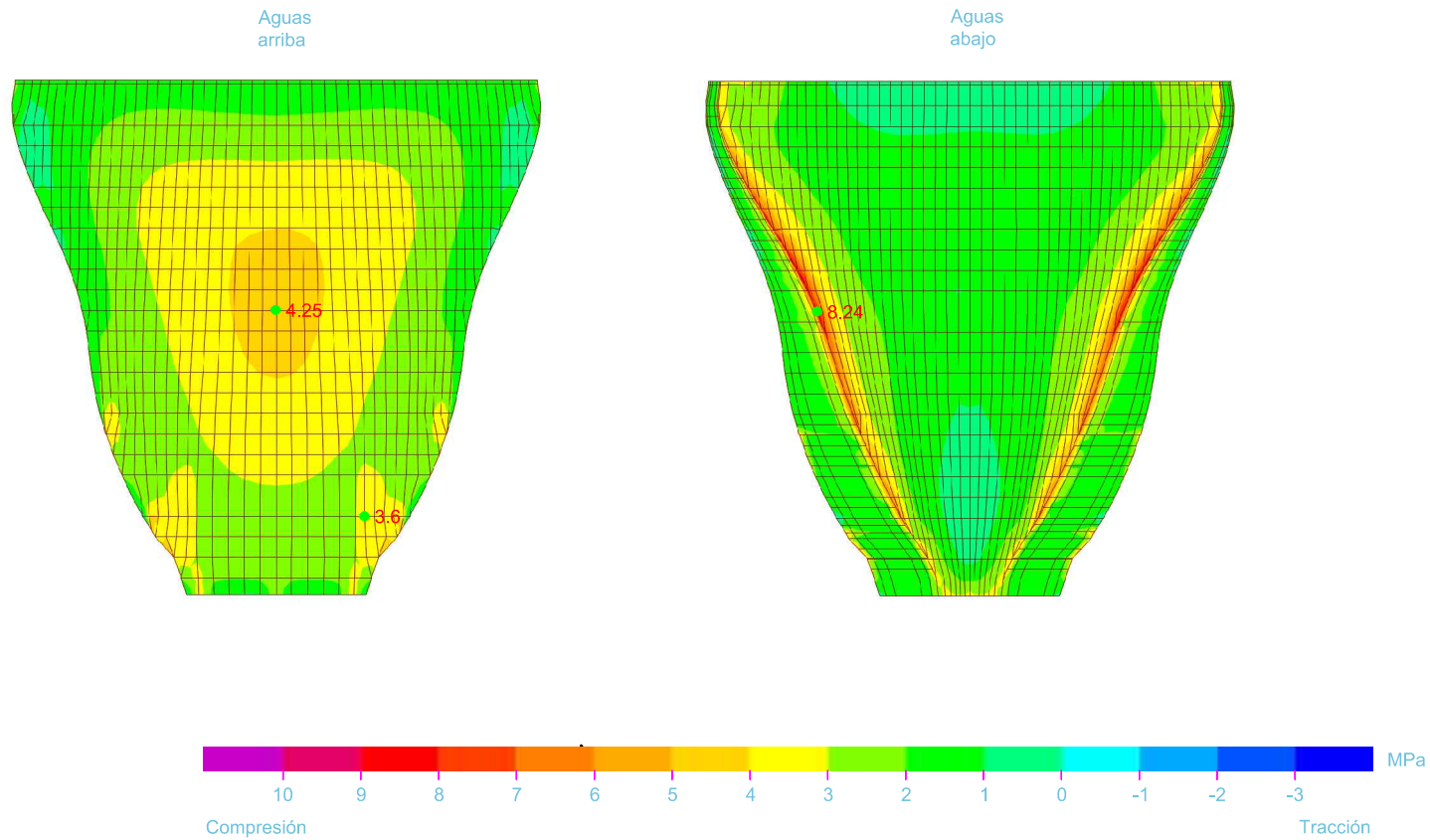


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.5$

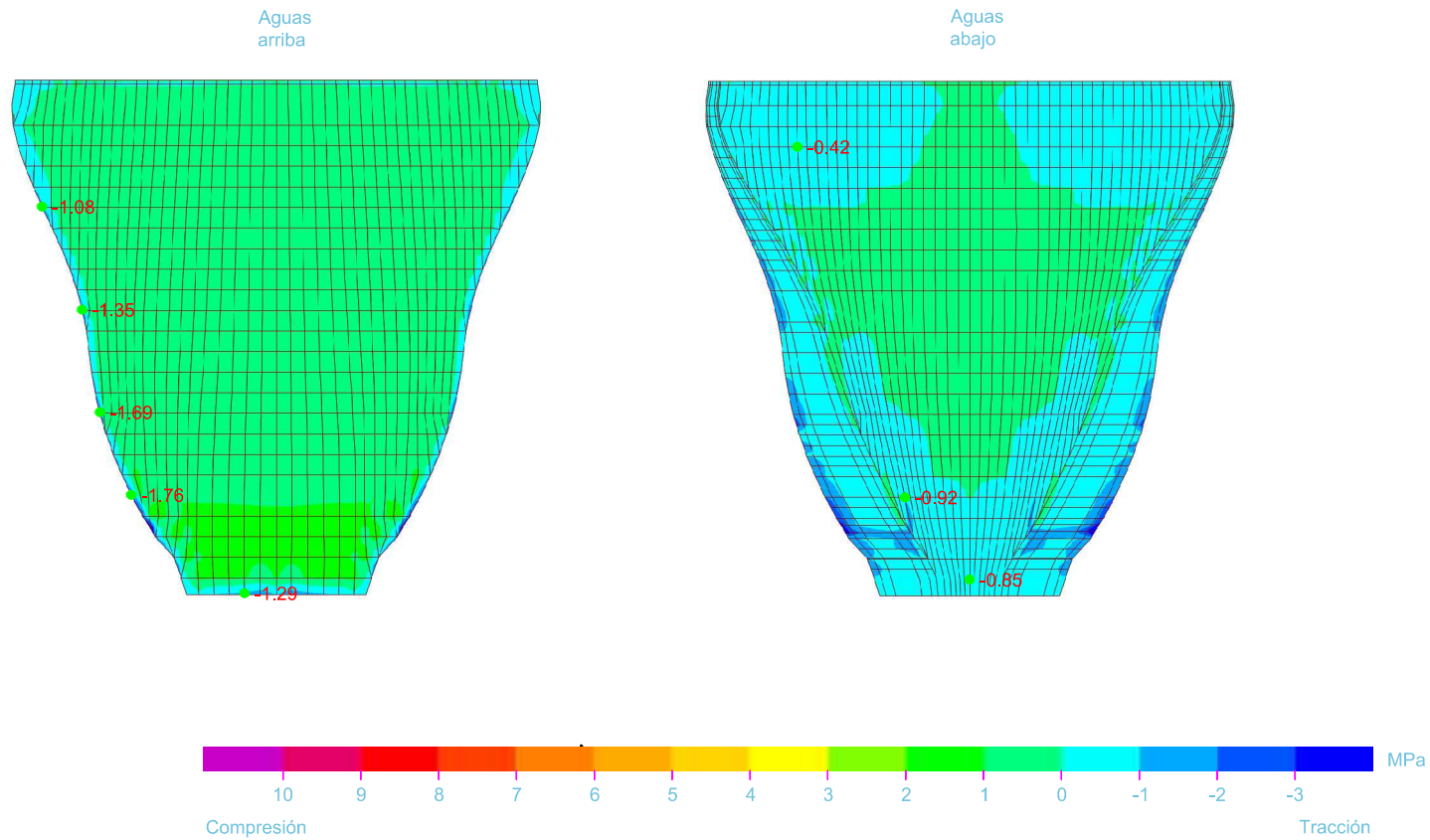


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.5$

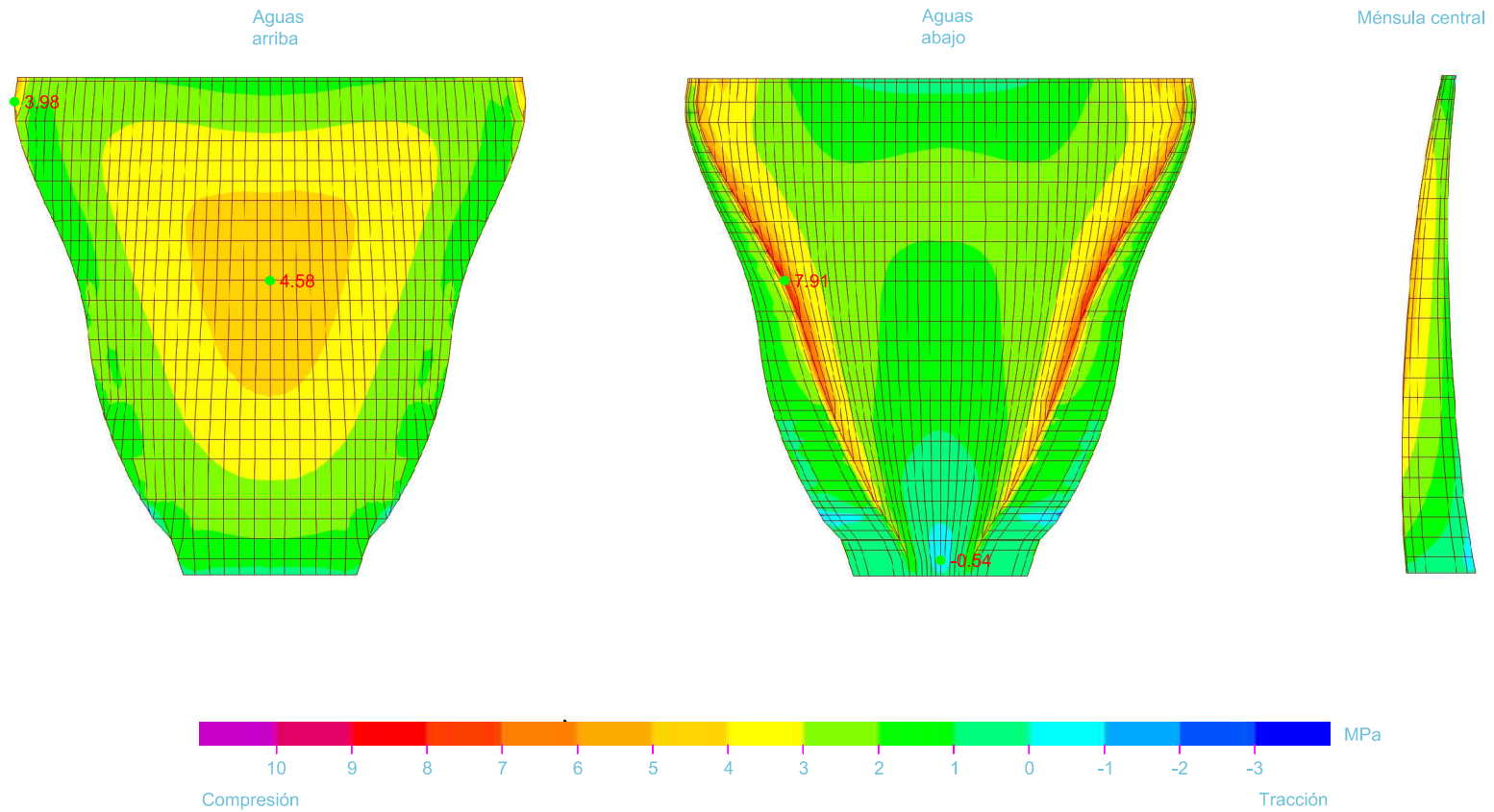


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.5$

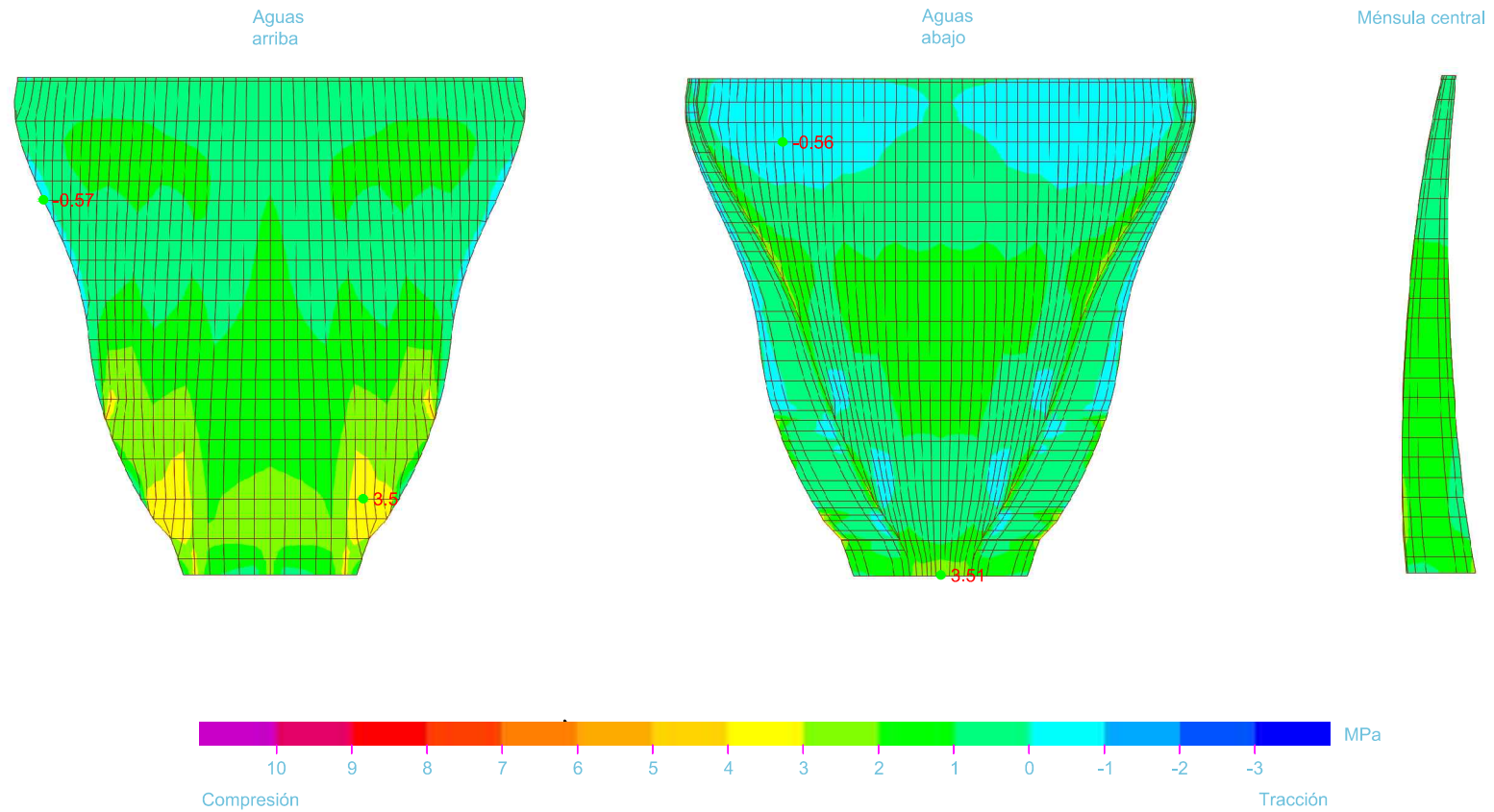


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=0.5$

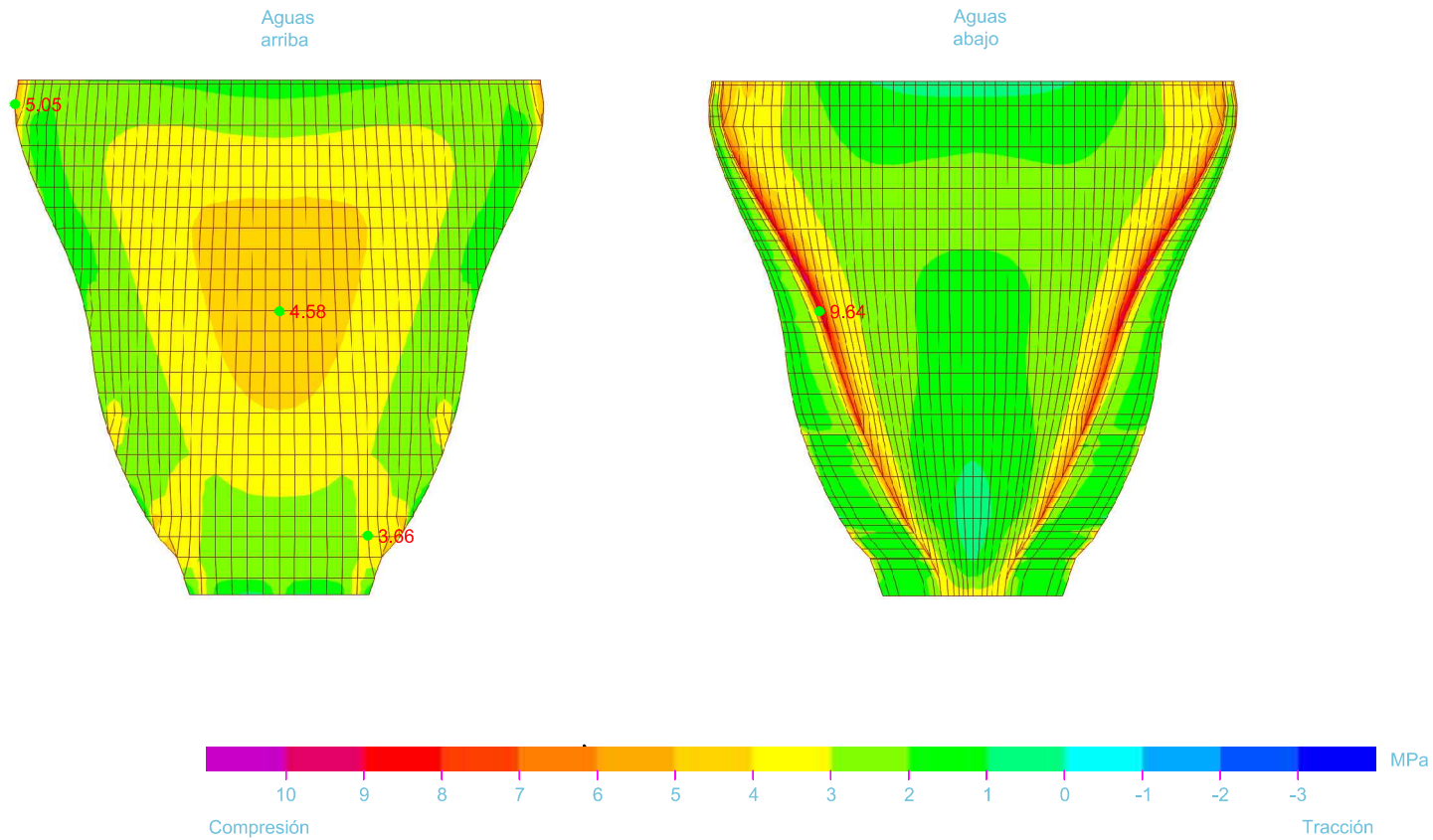


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.5$

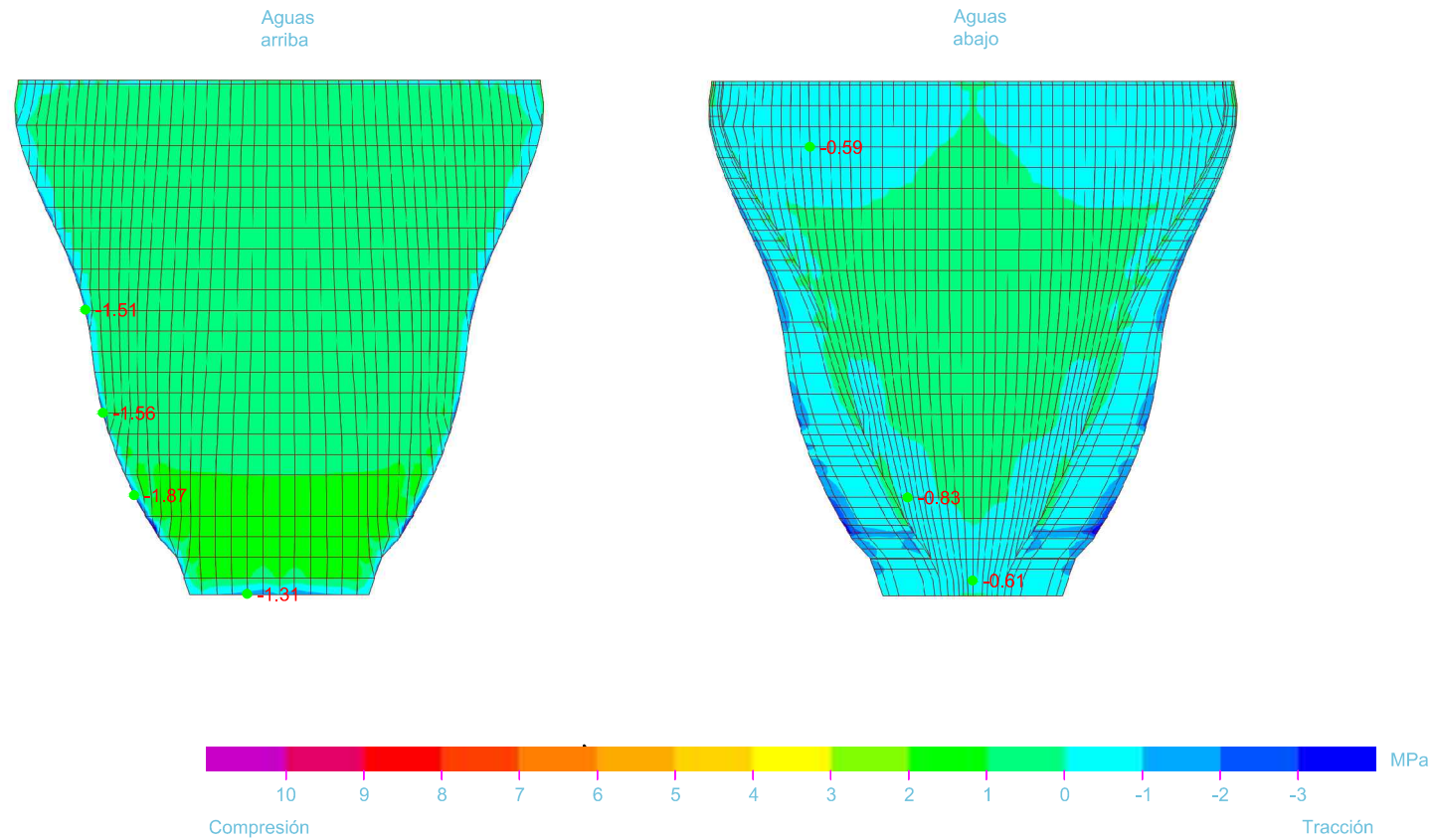


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.5$

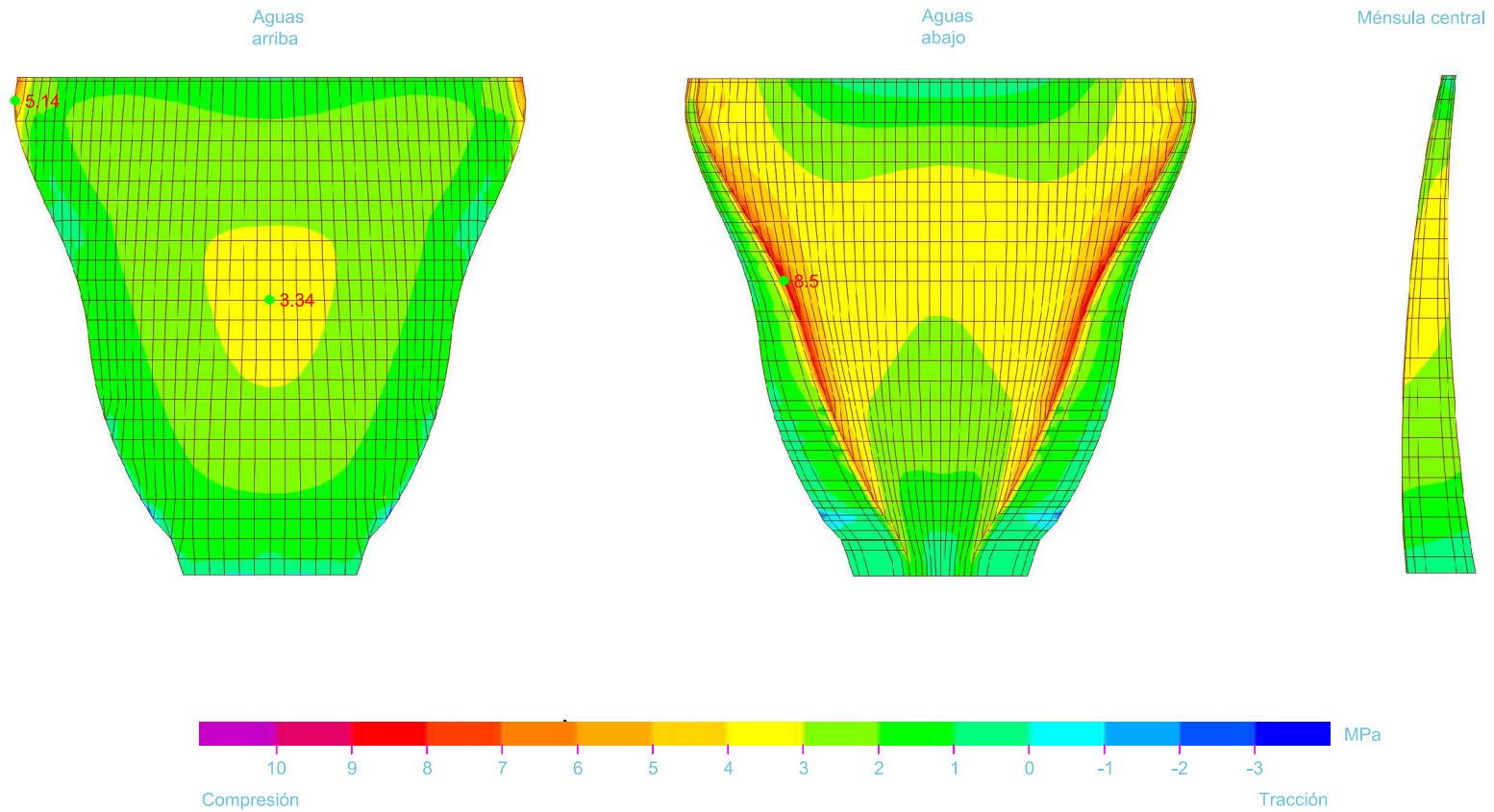


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.5$

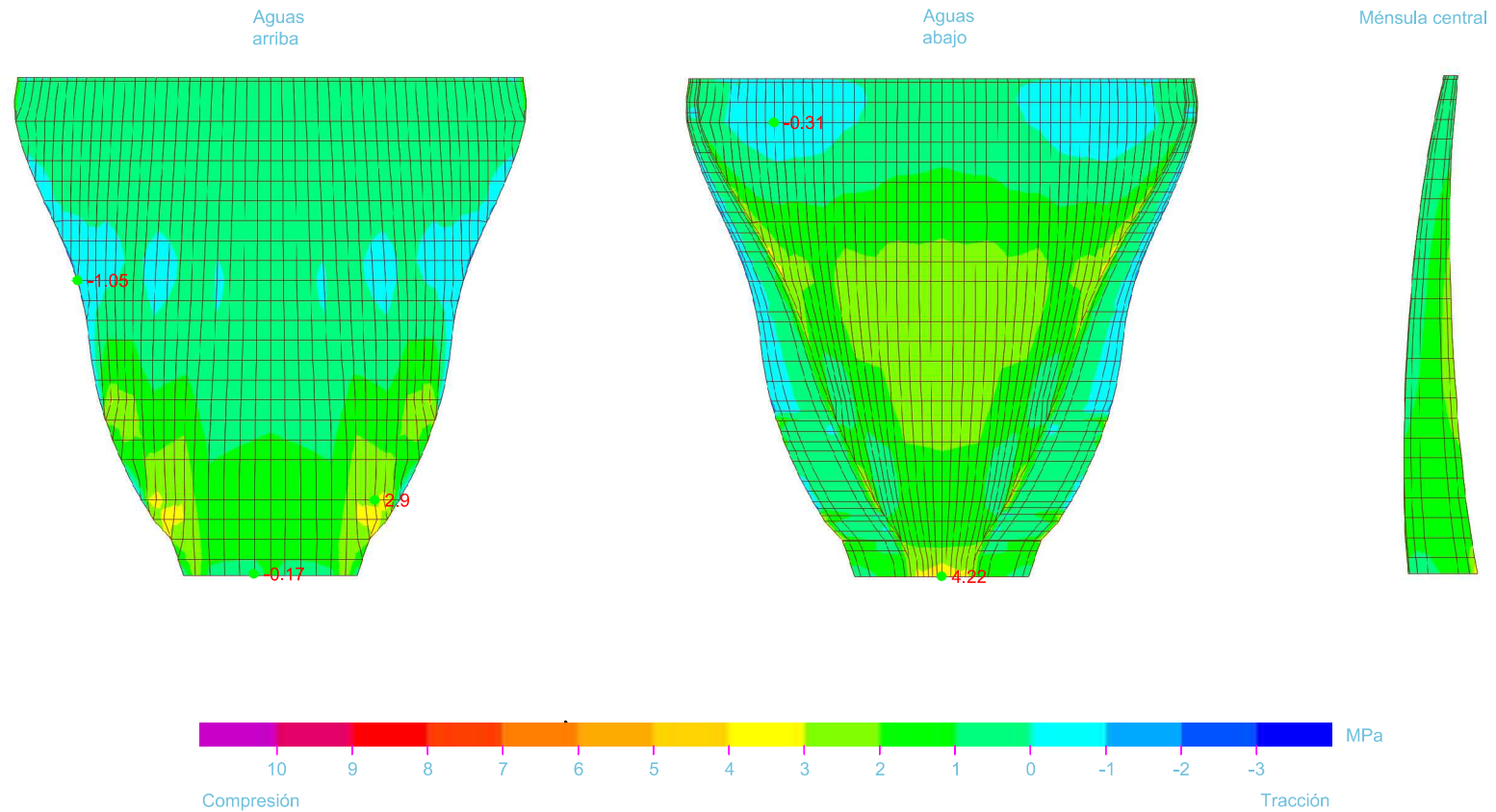


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=0.5$

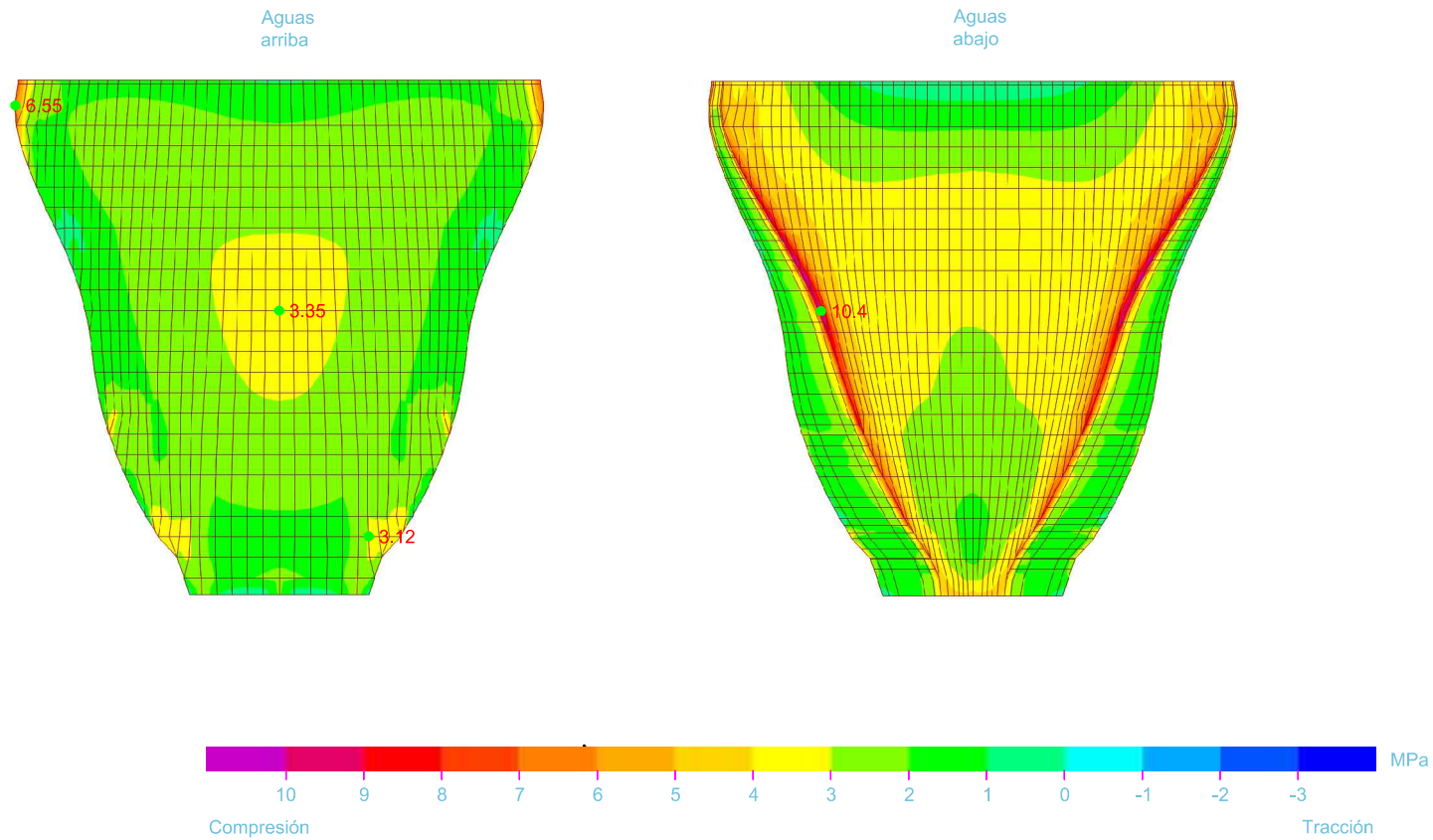


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.5$

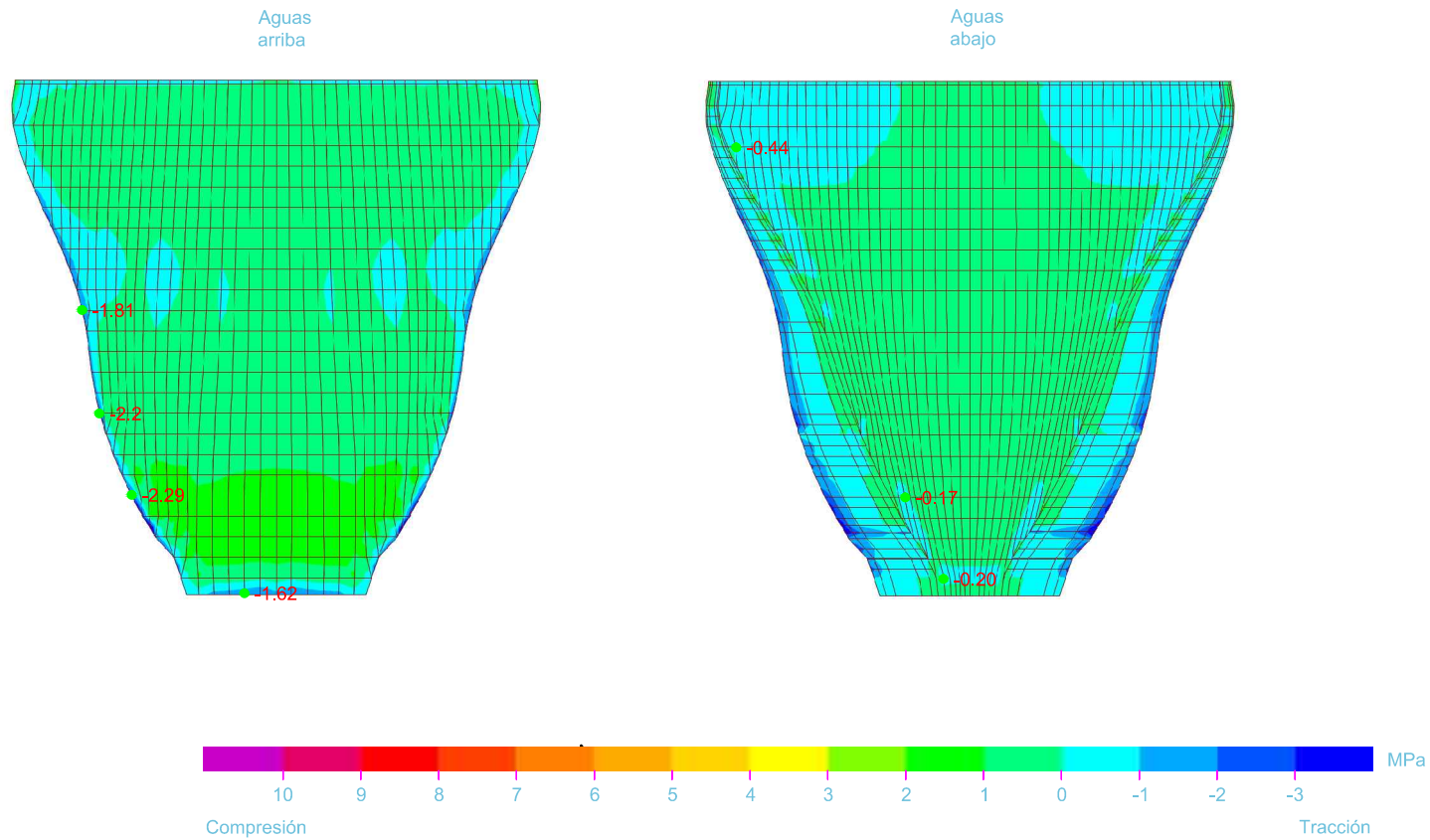


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.5$

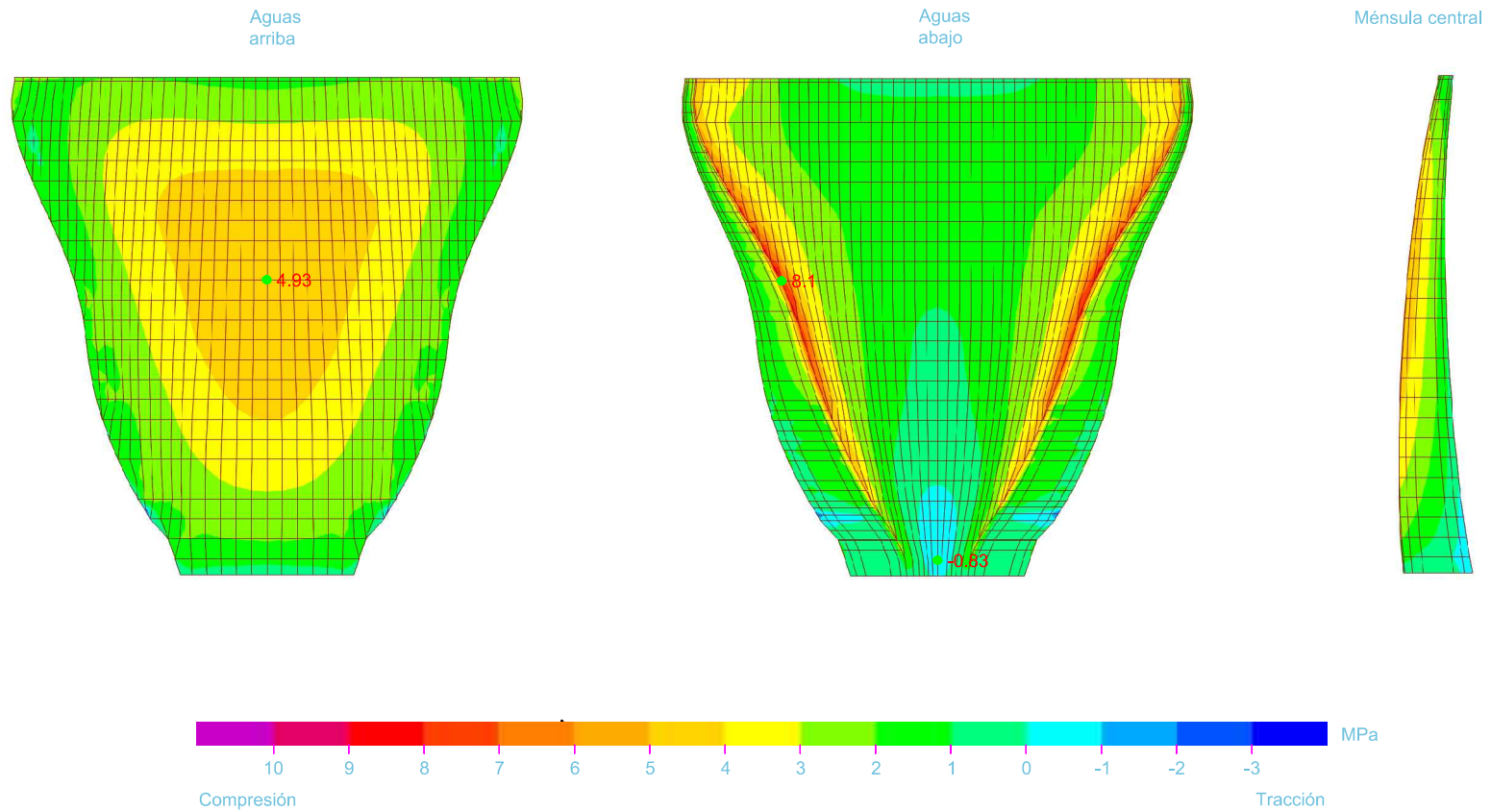


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura Invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=0.5$

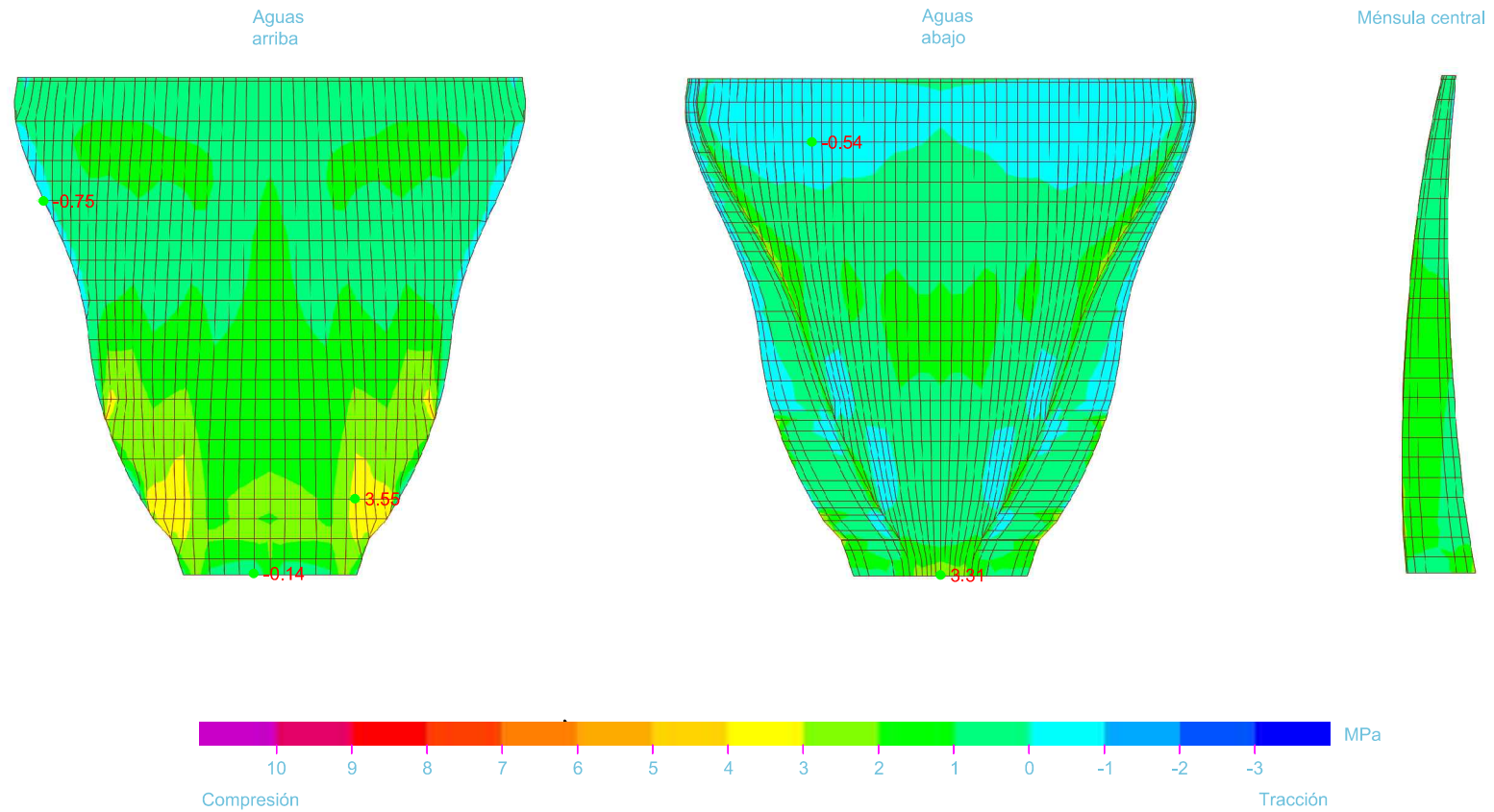


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura Invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=0.5$

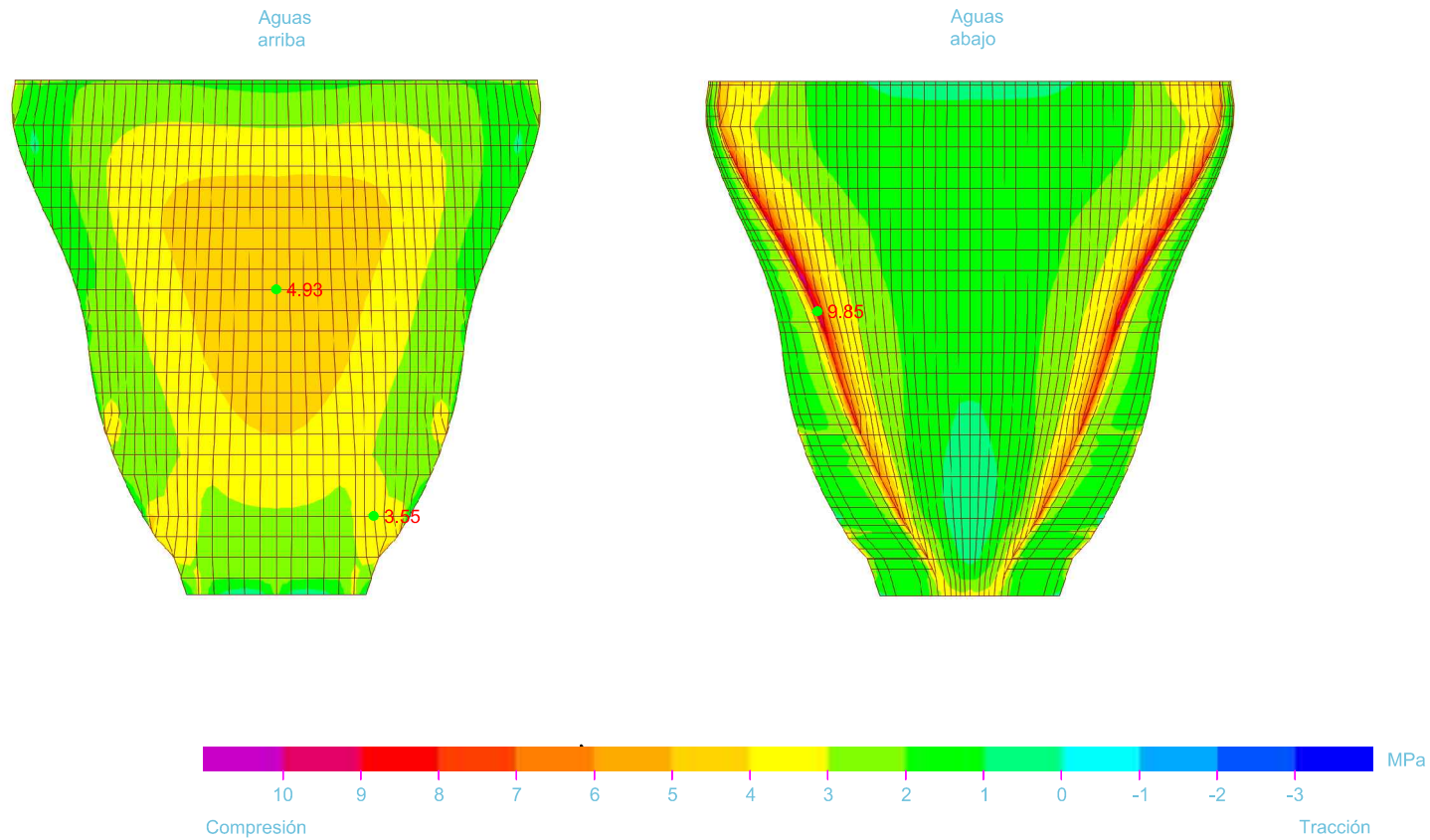


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=0.5$

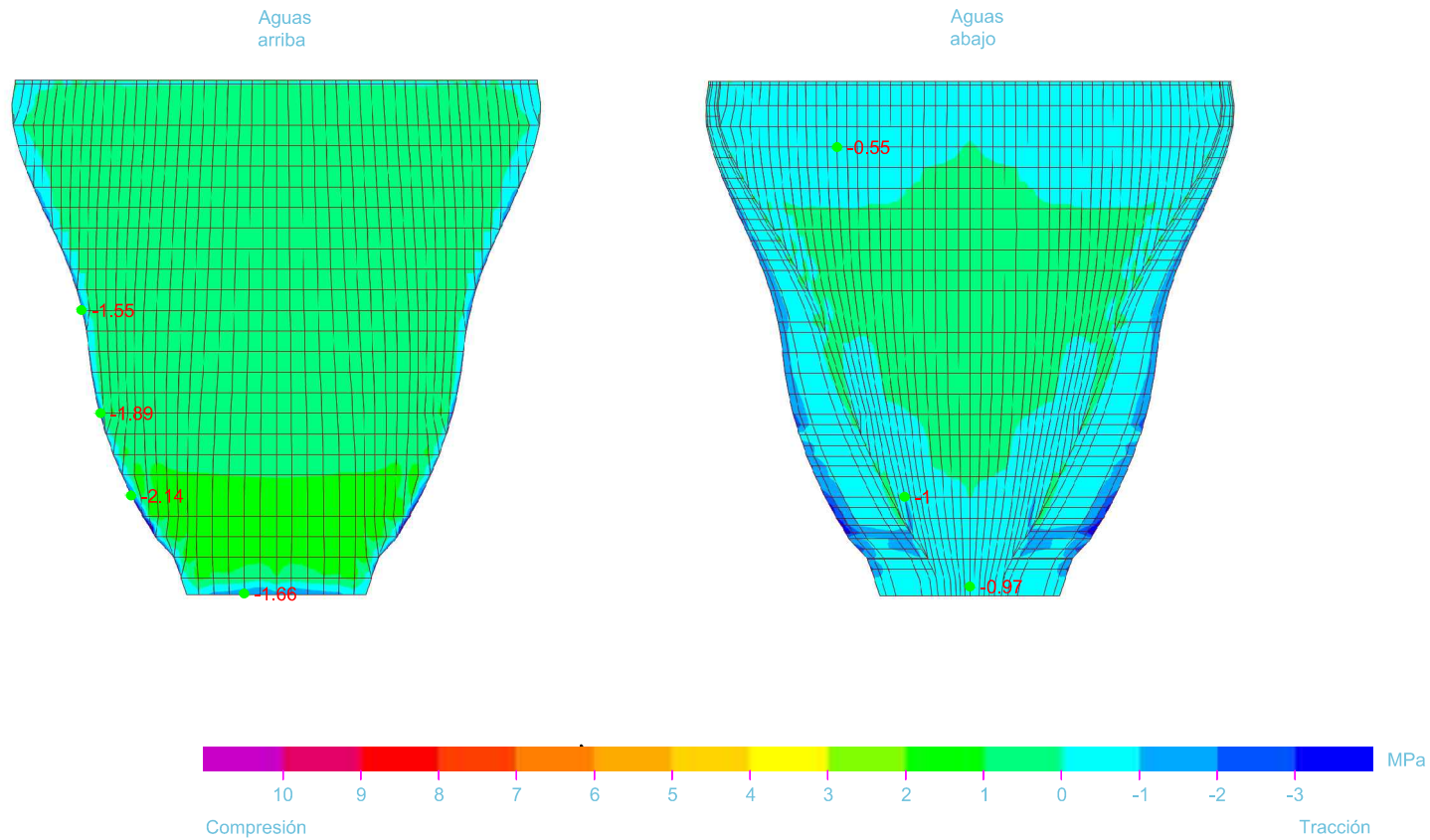


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=0.5$

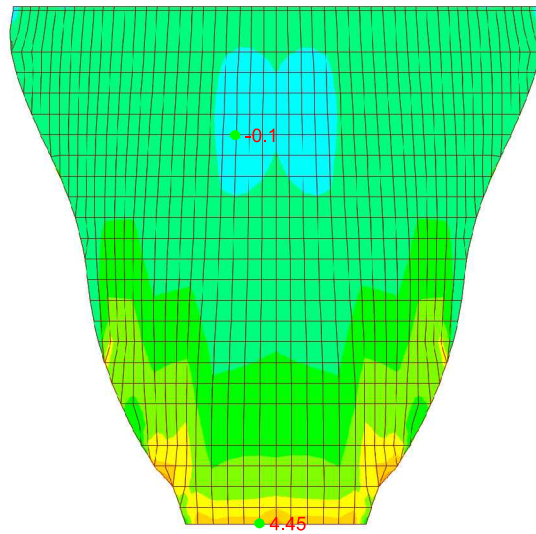


ANEXO 5

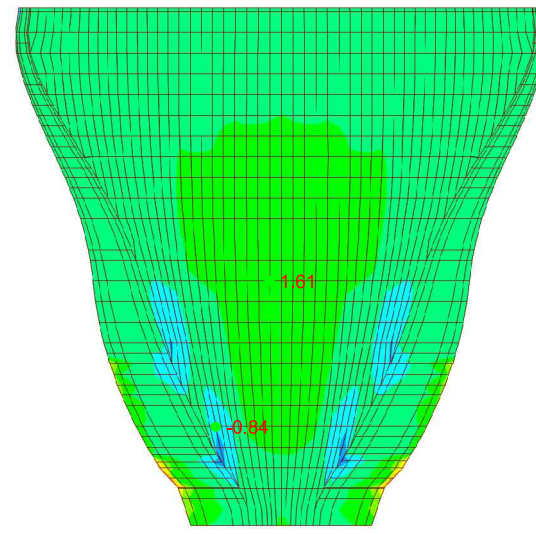
RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = 1$

Embalse de Quéntar
Peso propio
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=1$

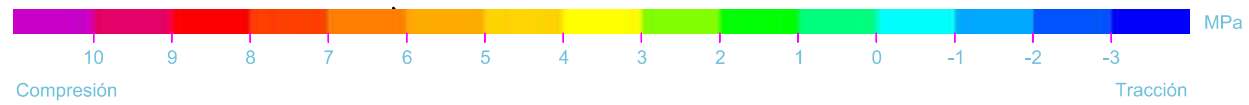
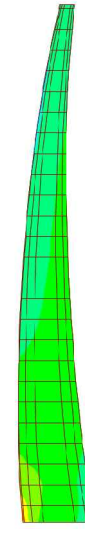
Aguas arriba



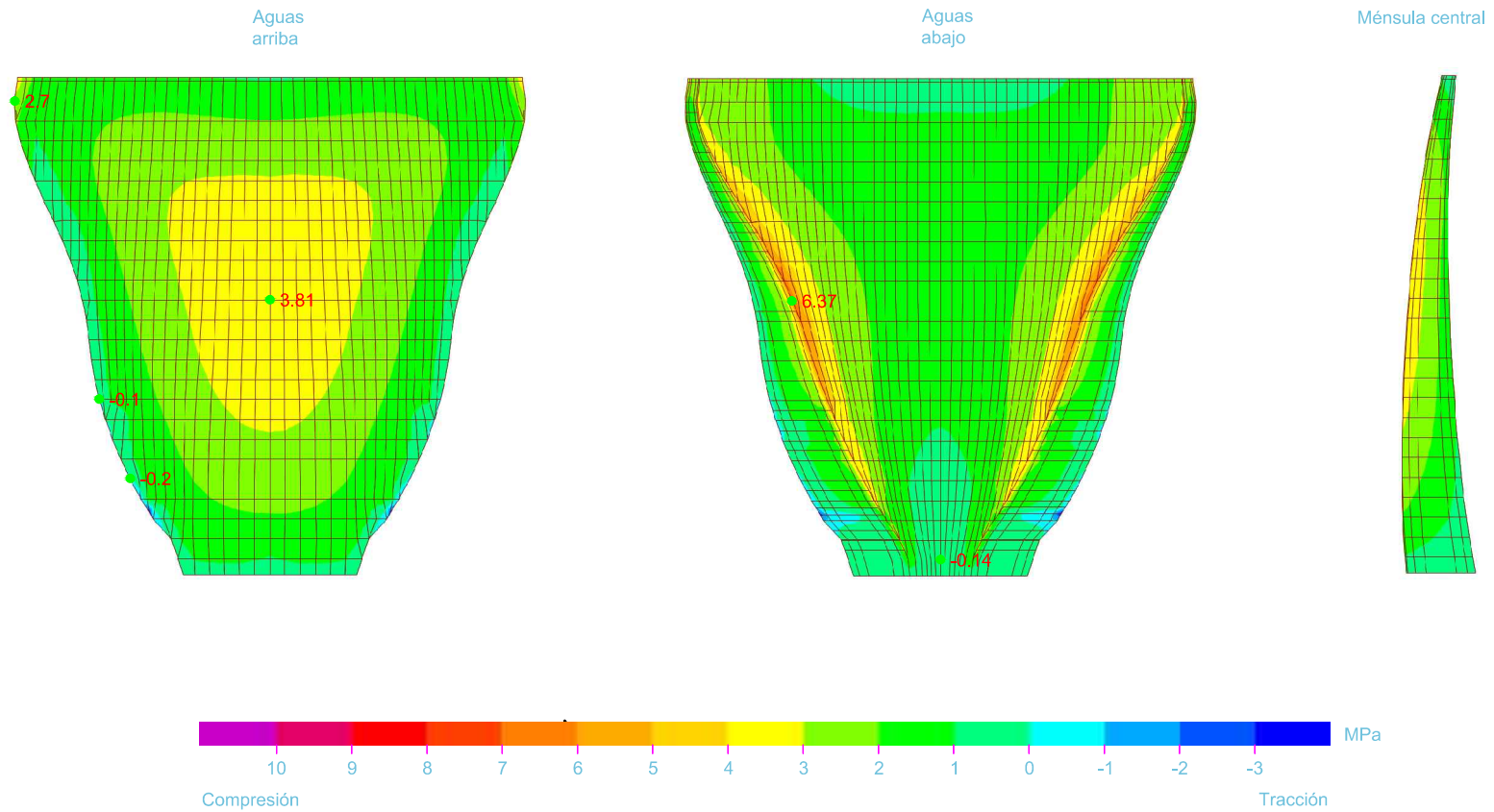
Aguas abajo



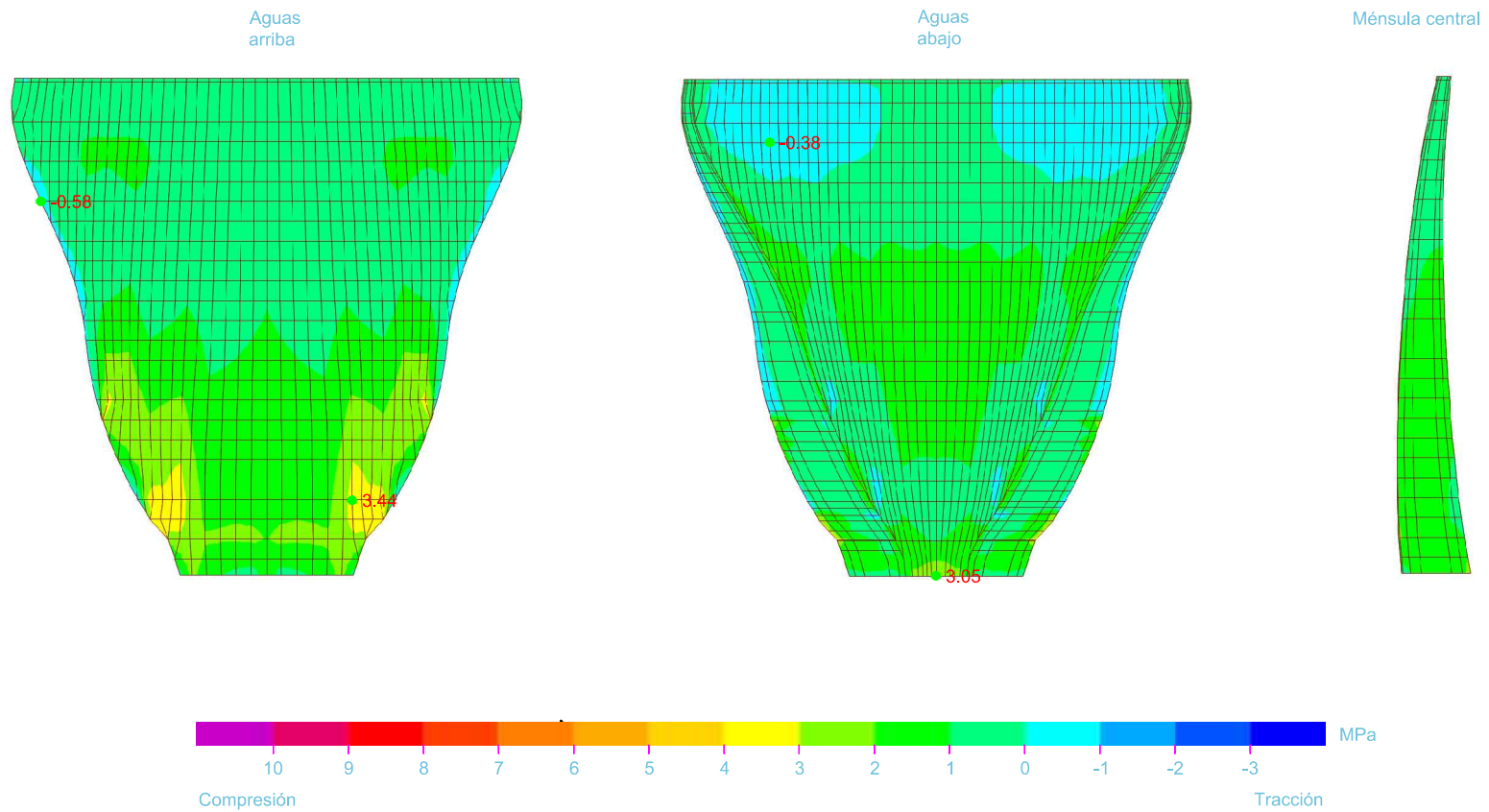
Ménsula central



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=1$

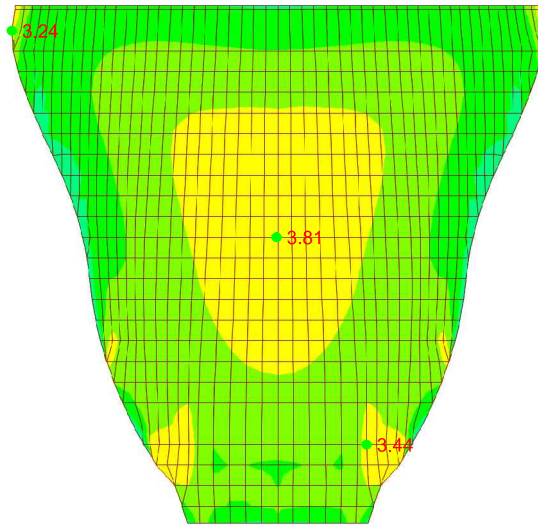


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=1$

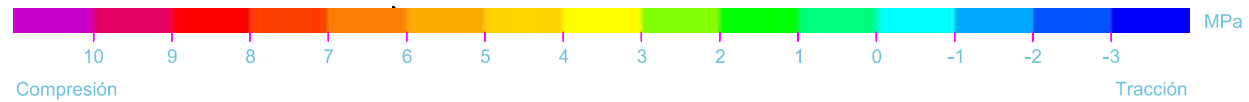
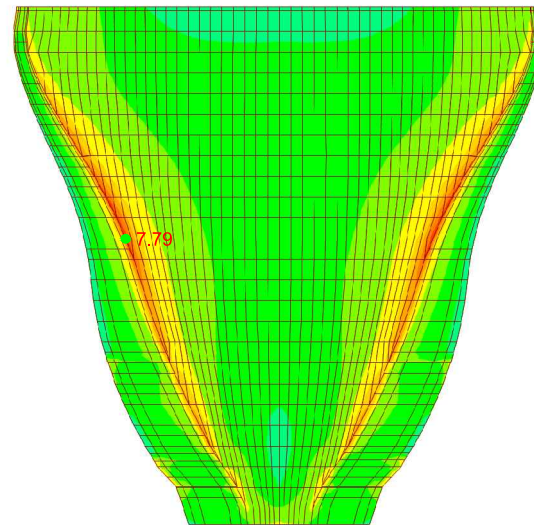


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales máximas
 $E_r/E_c=1$

Aguas
arriba

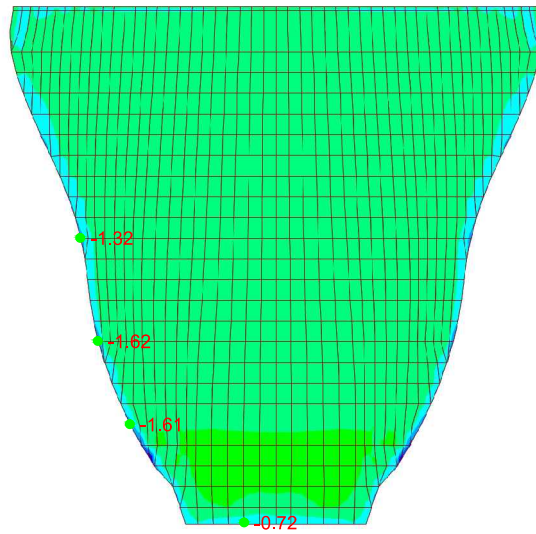


Aguas
abajo

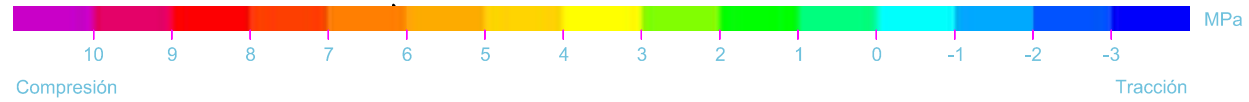
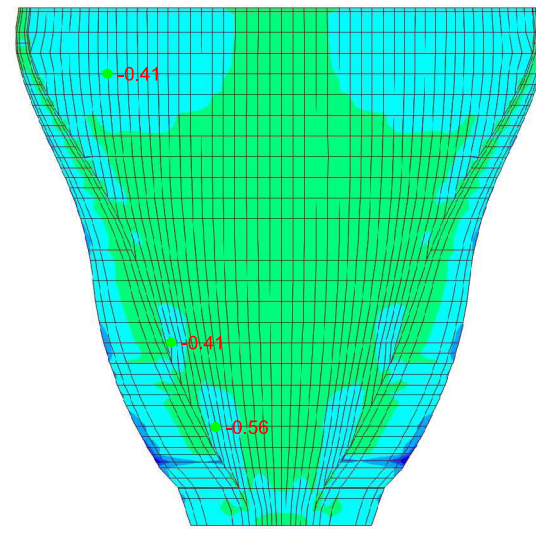


Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales mínimas
 $E_r/E_c=1$

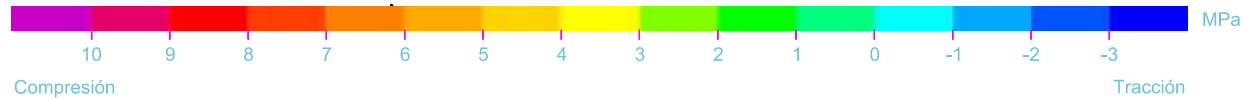
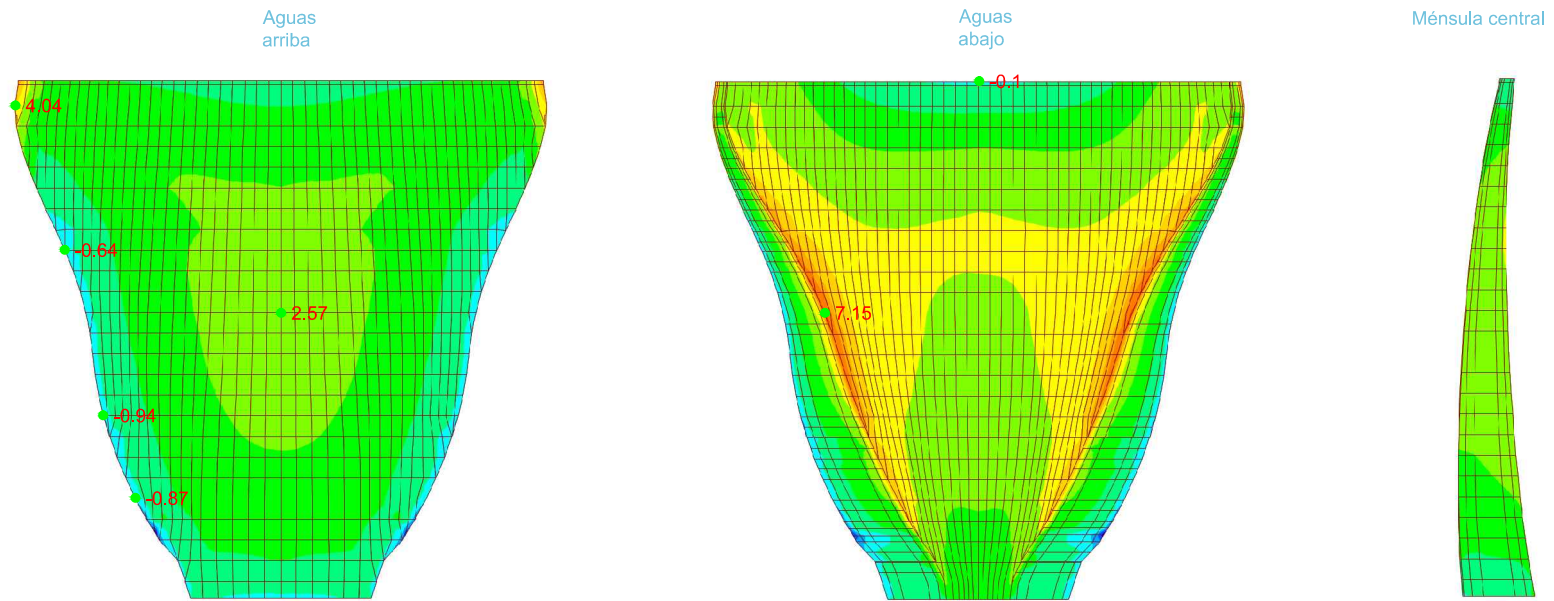
Aguas arriba



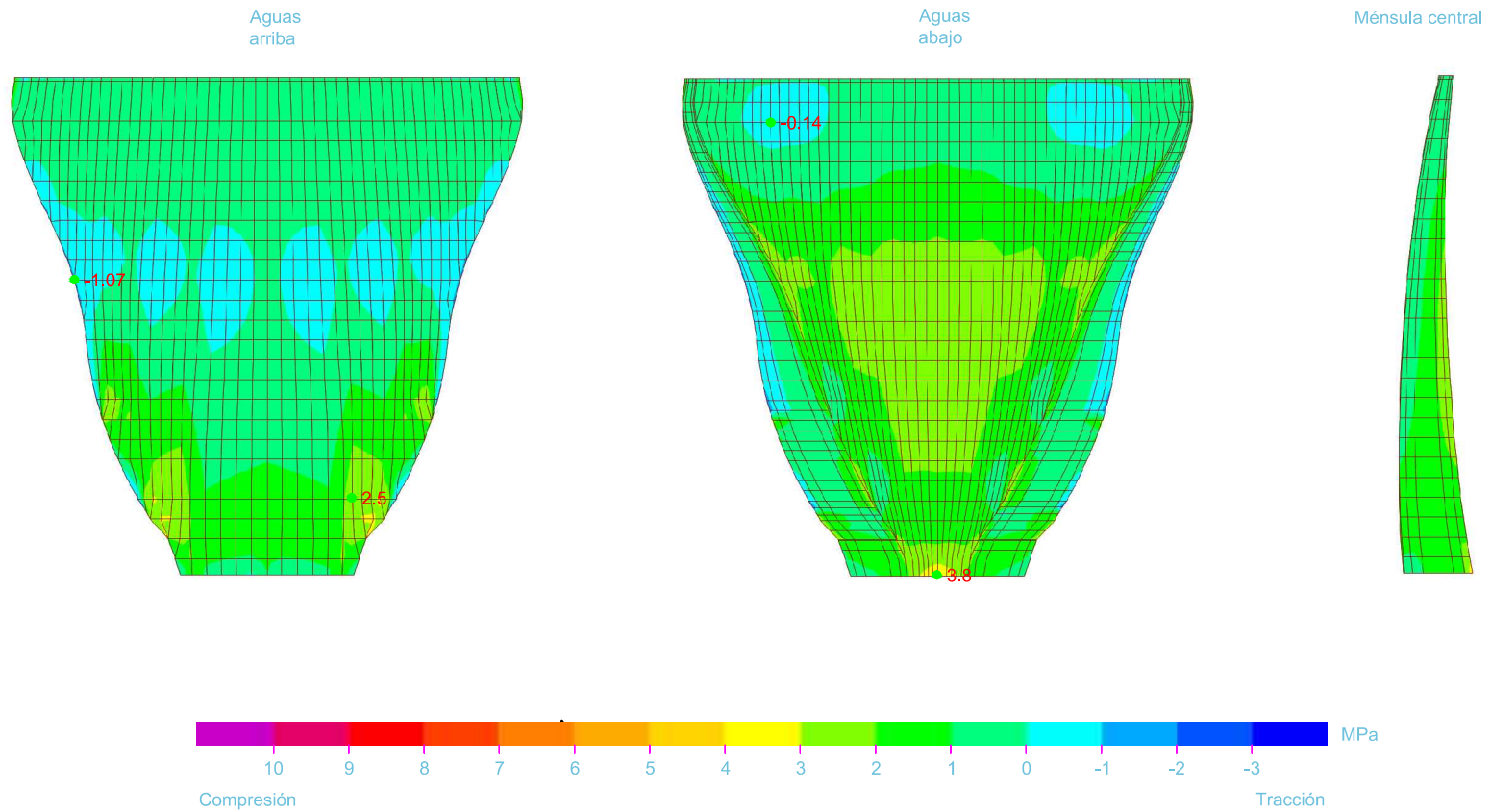
Aguas abajo



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c=1$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=1$

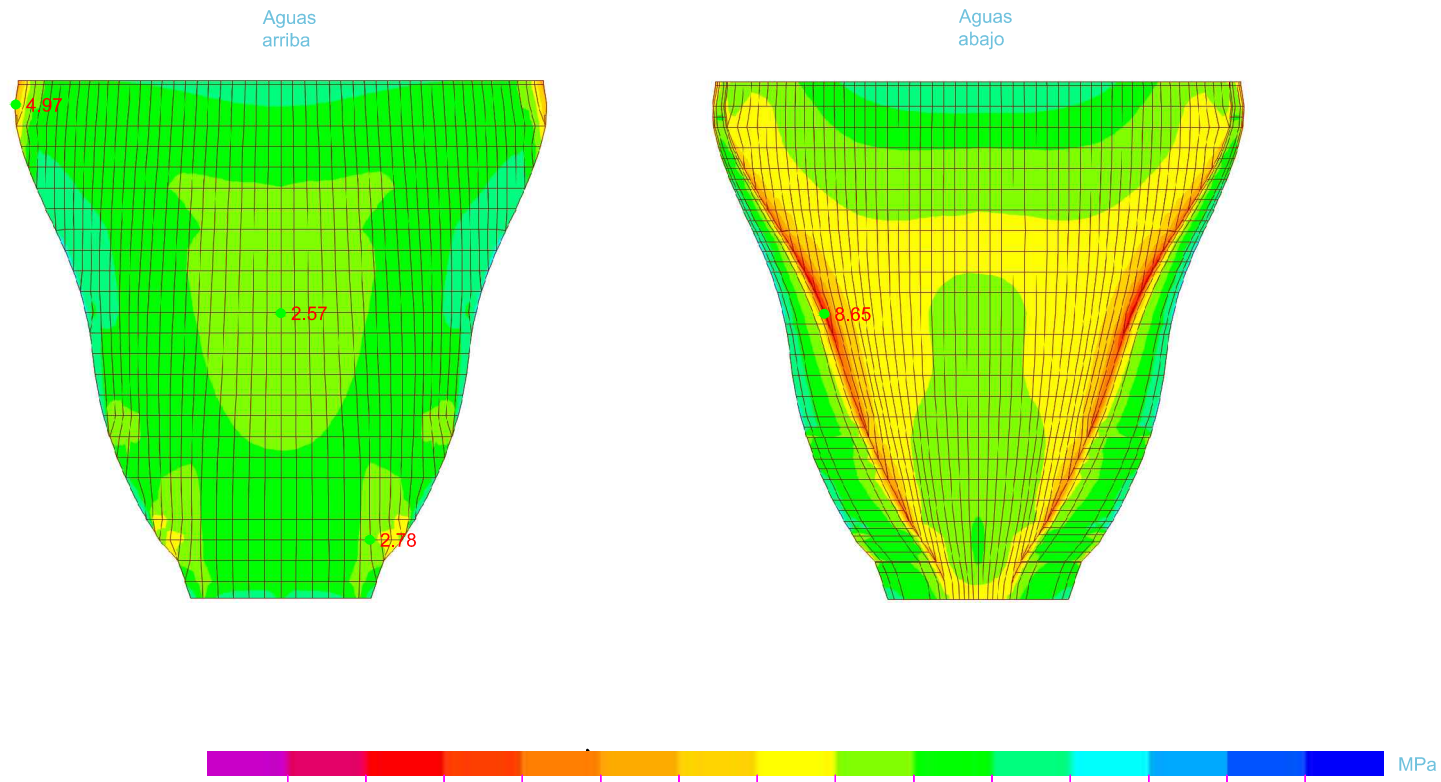


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=1$

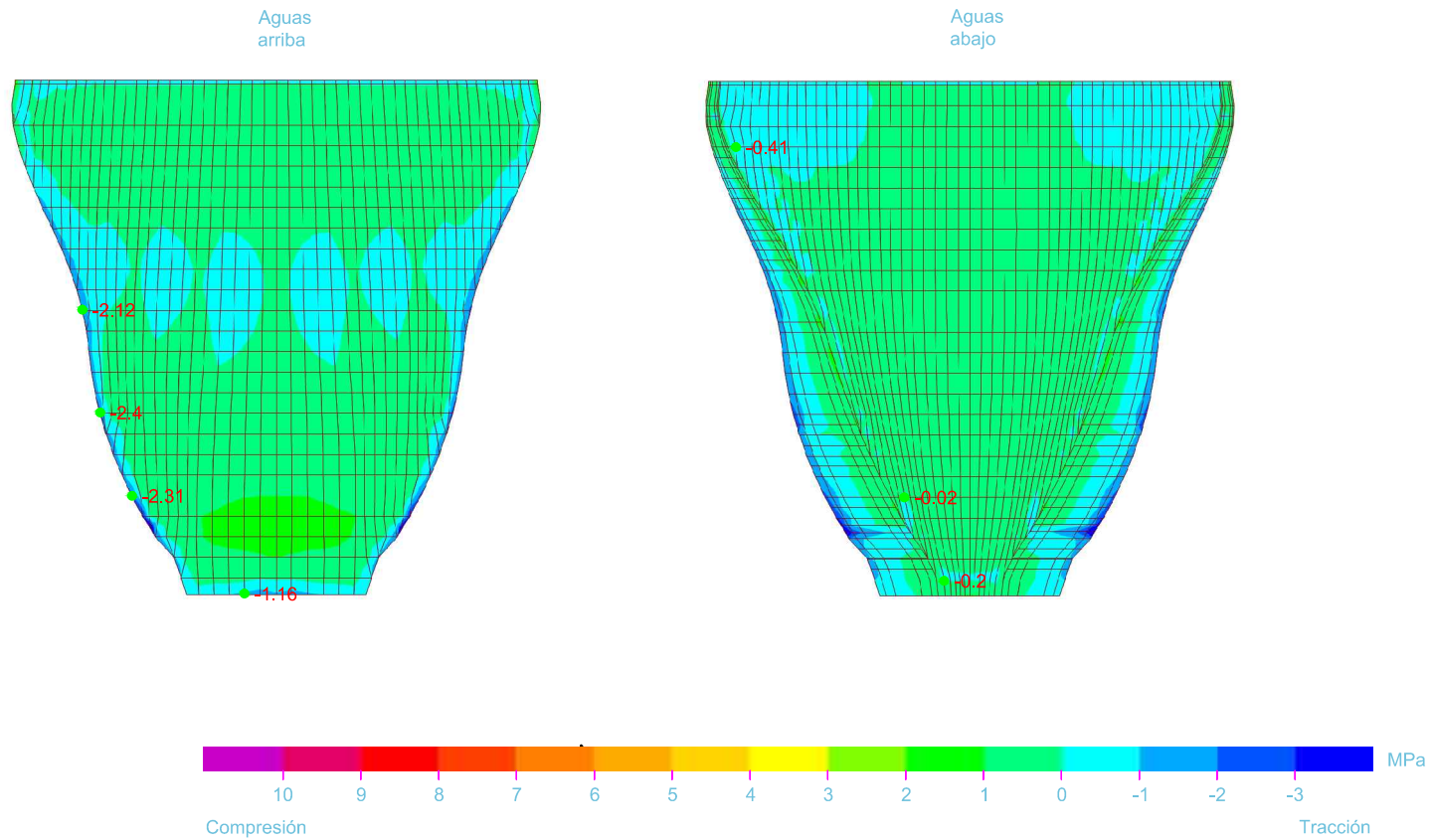


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=1$

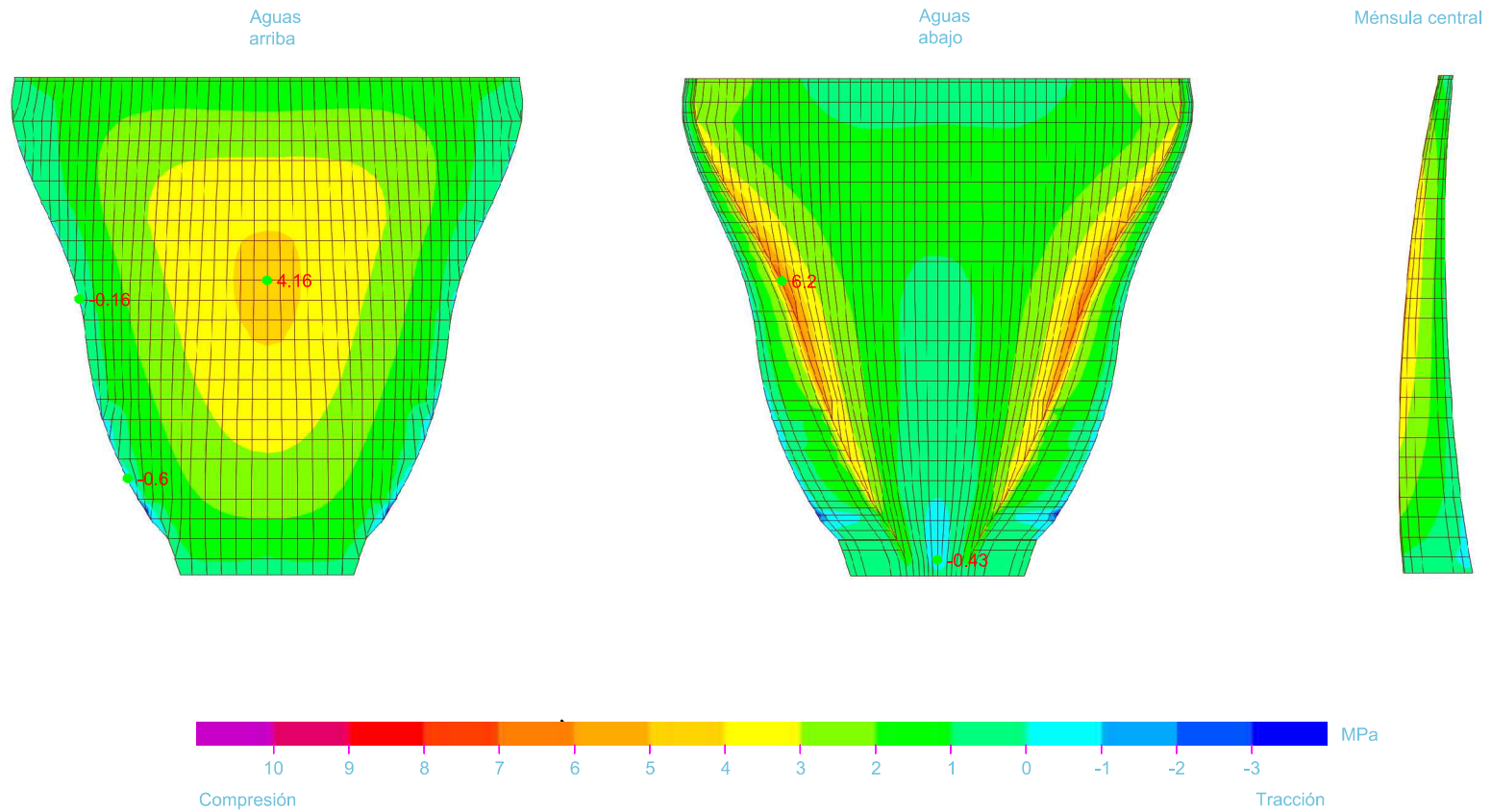


Embalse de Quéntar

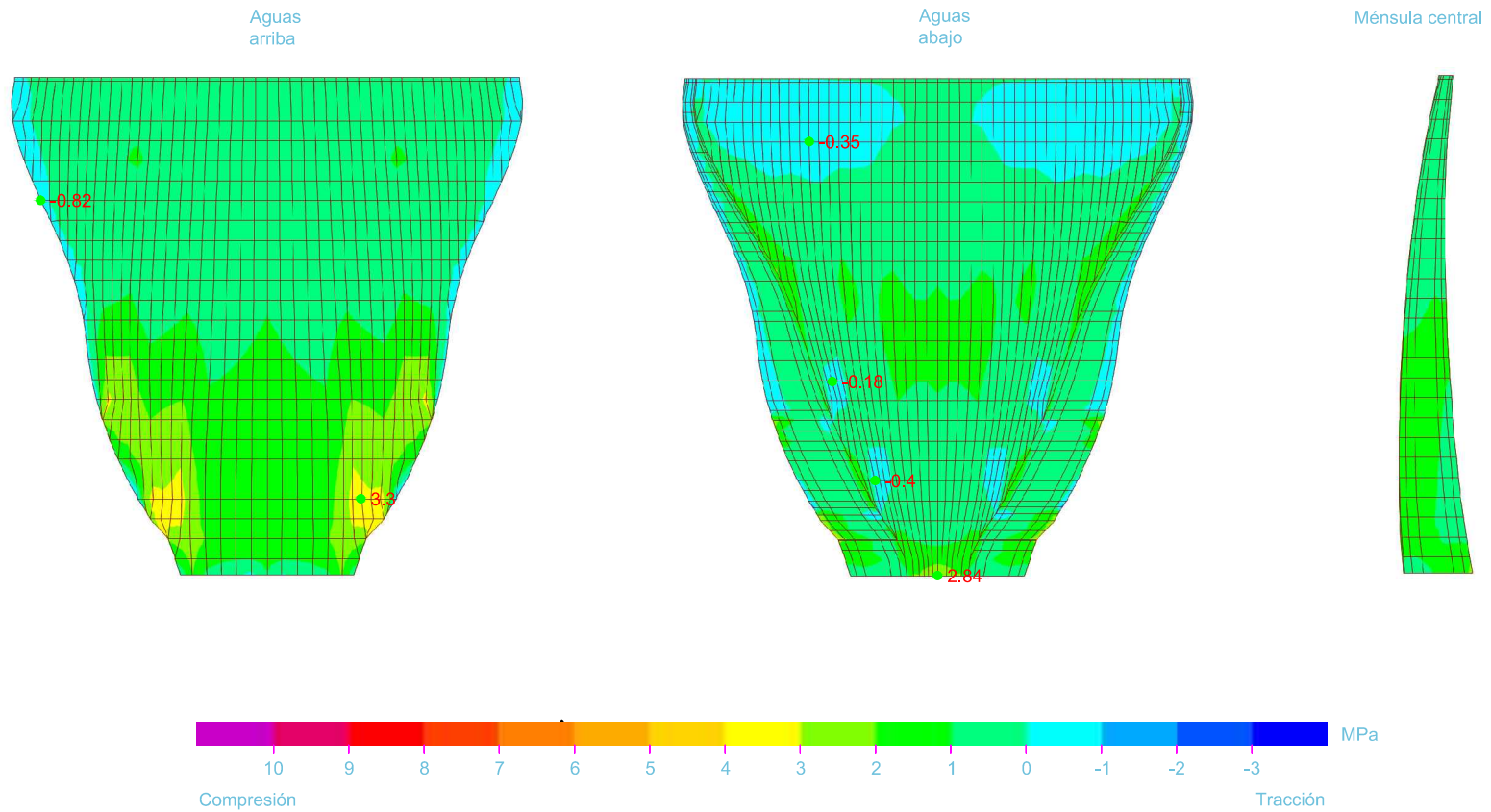
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=1$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c=1$

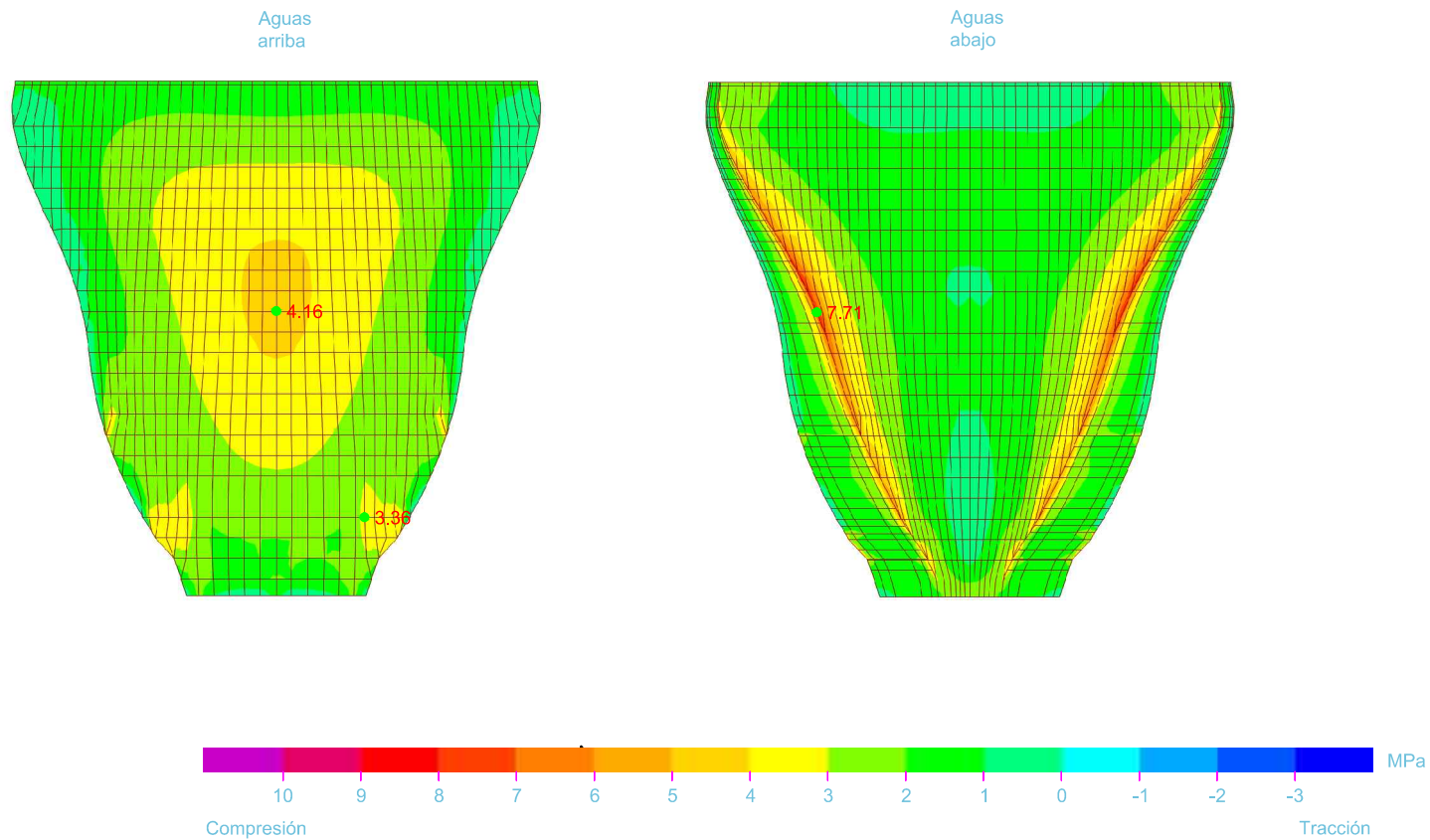


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=1$

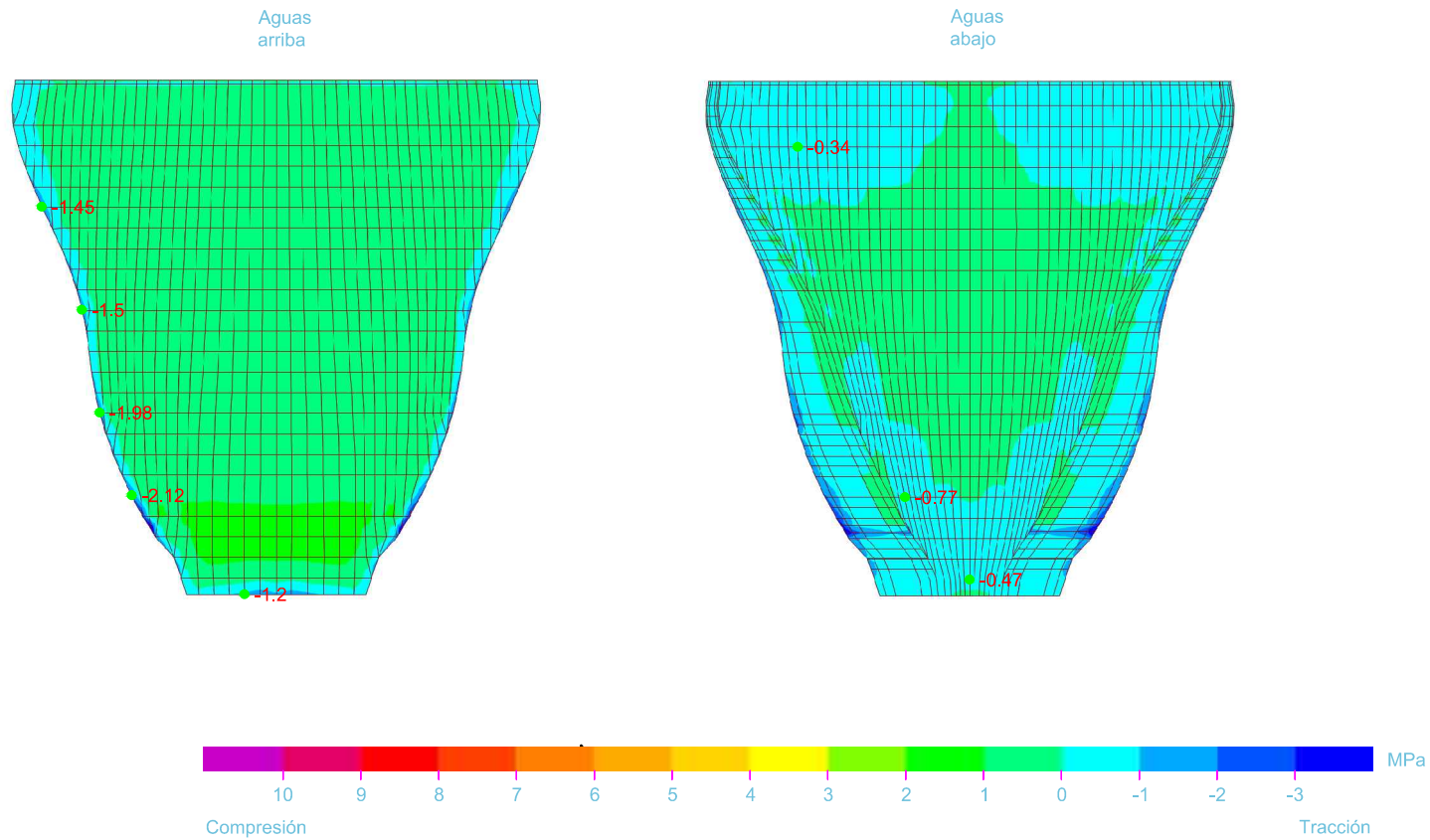


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=1$

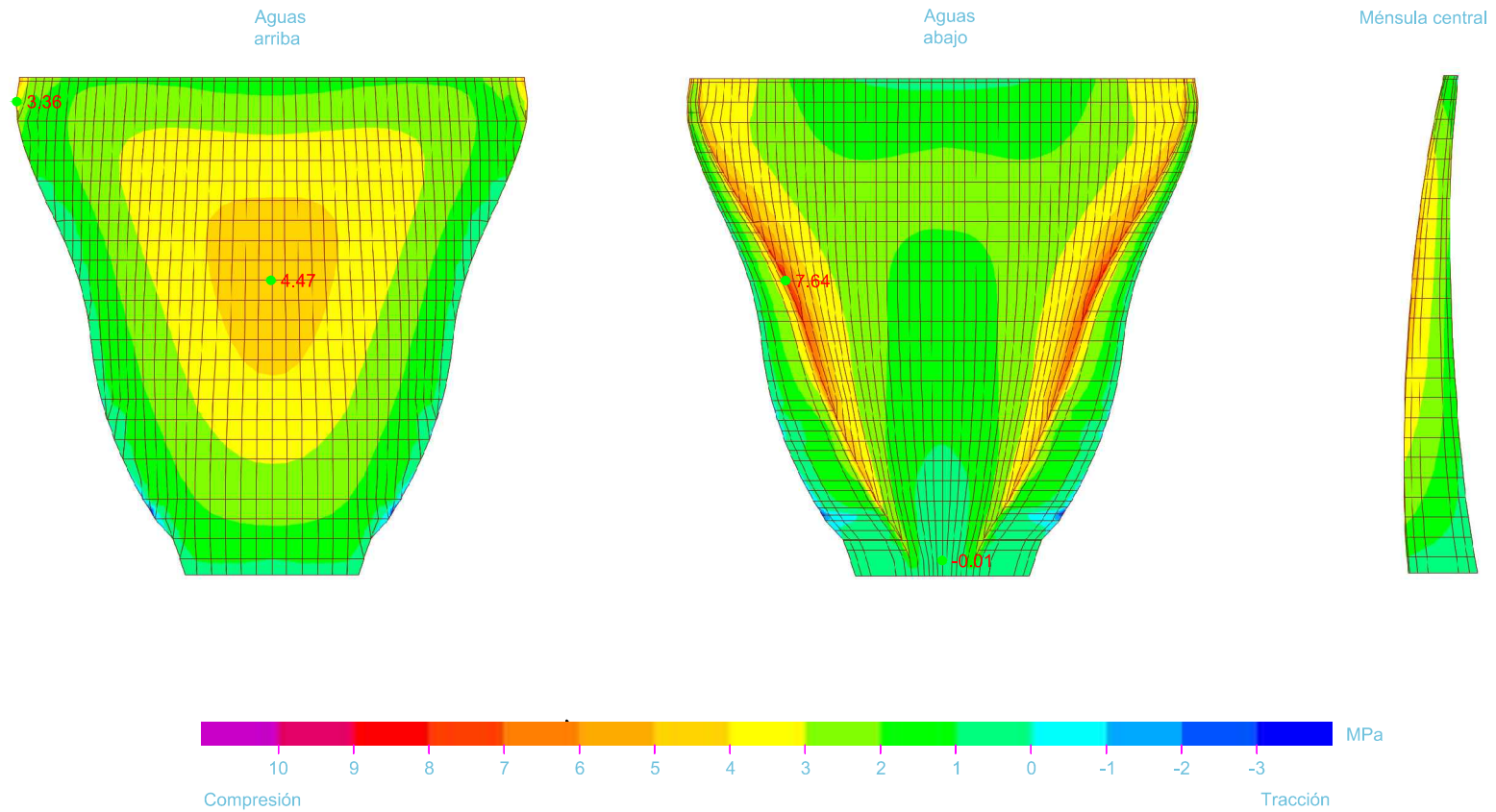


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=1$

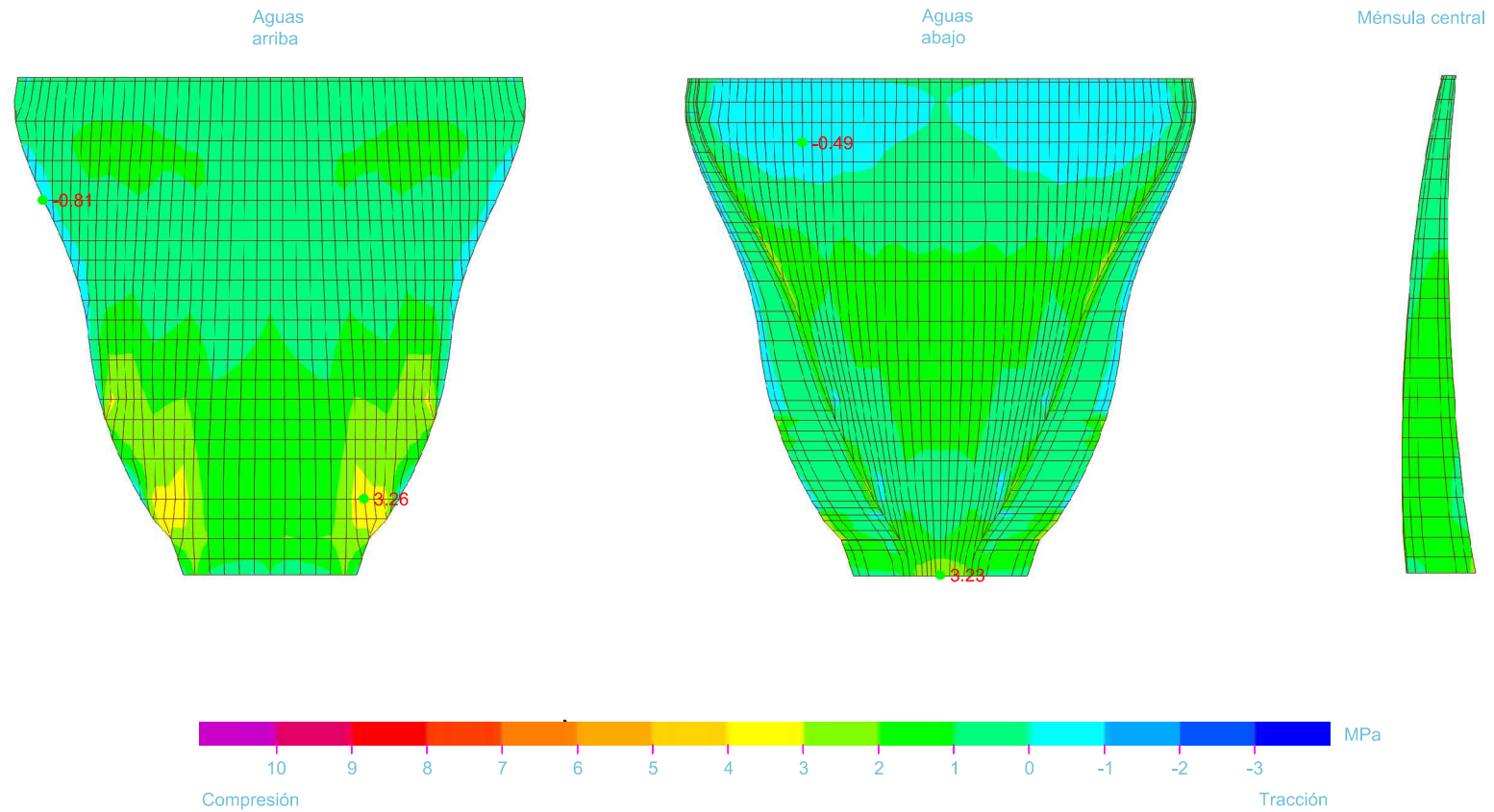


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=1$

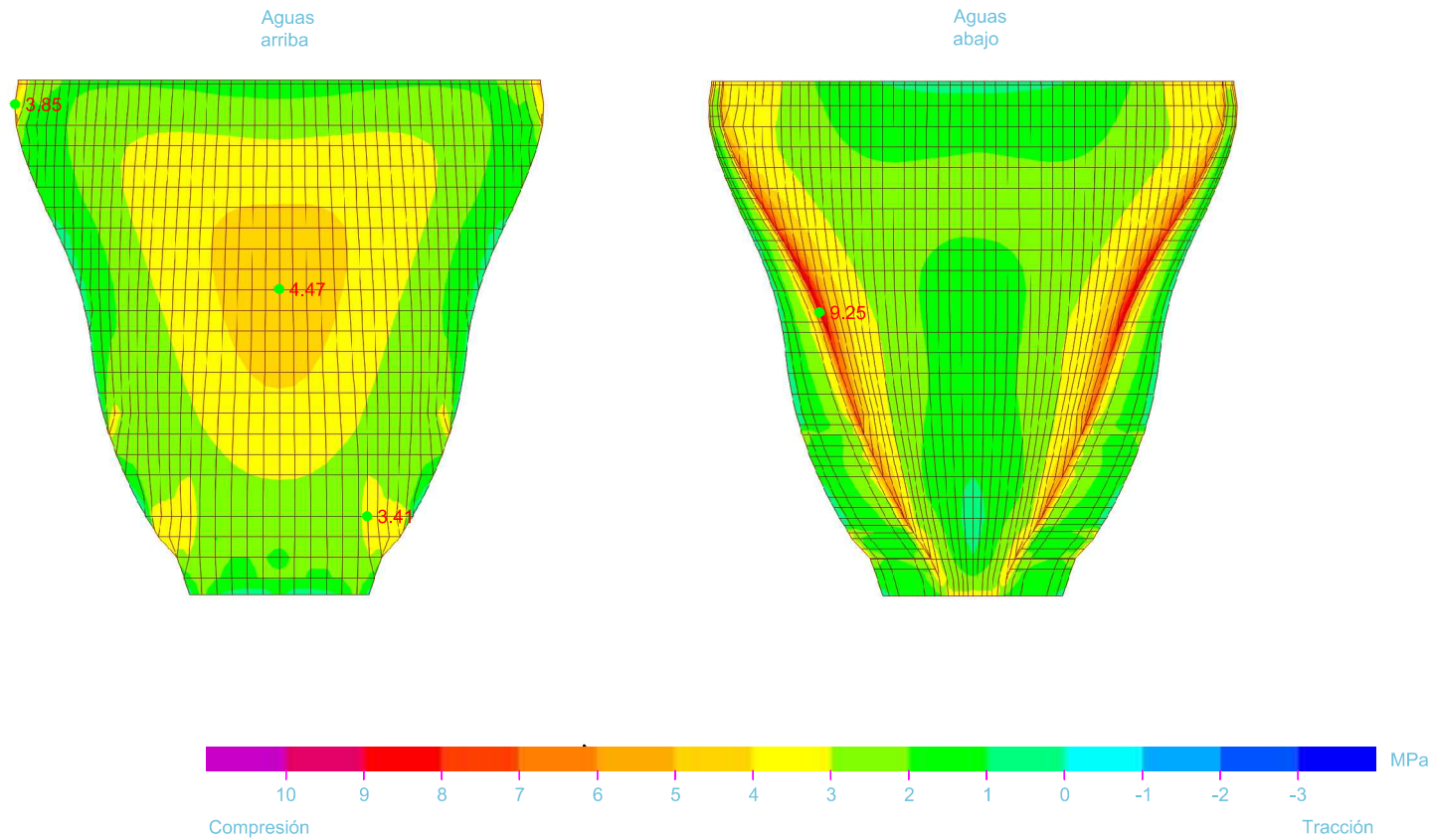


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=1$

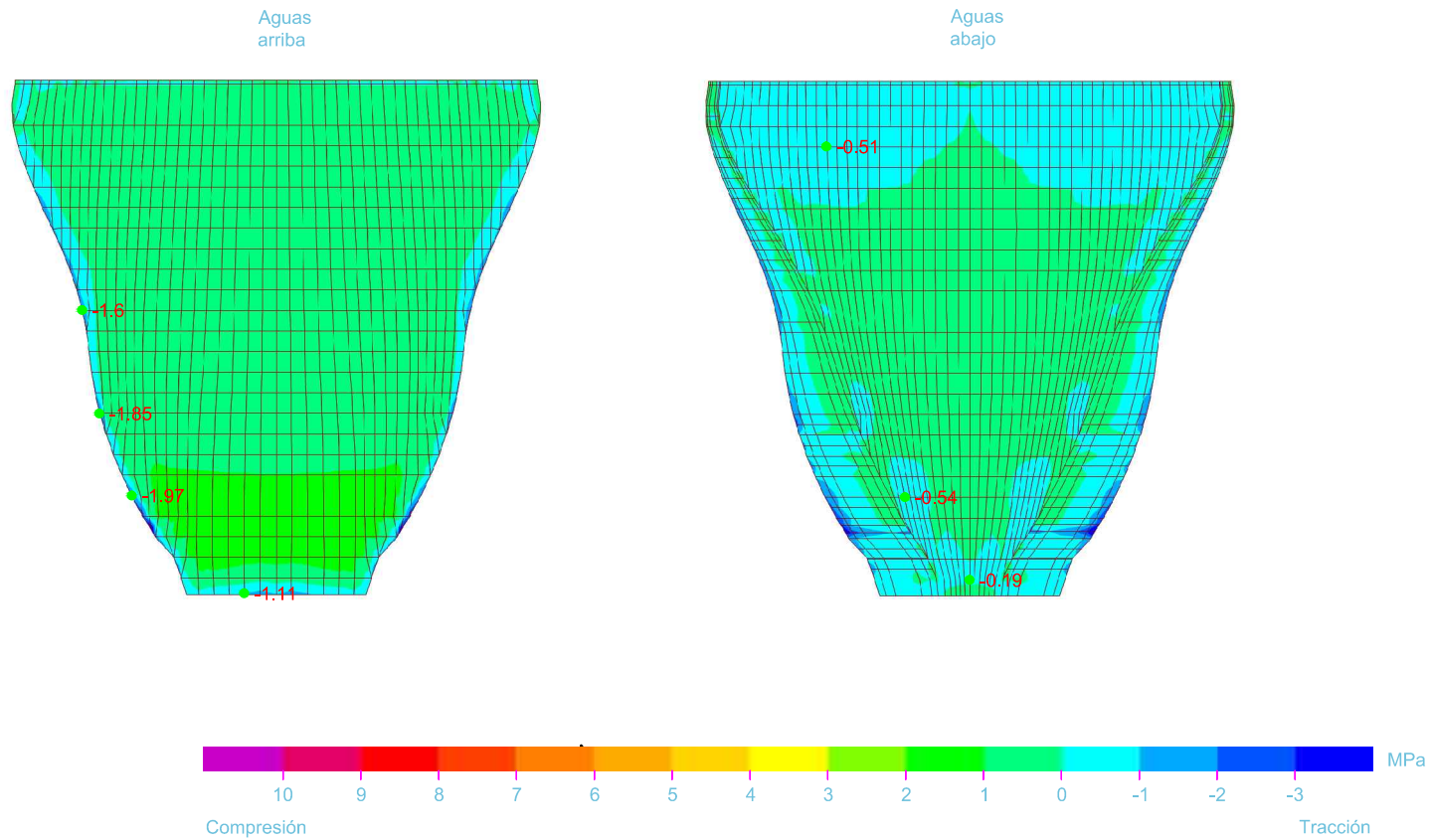


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=1$

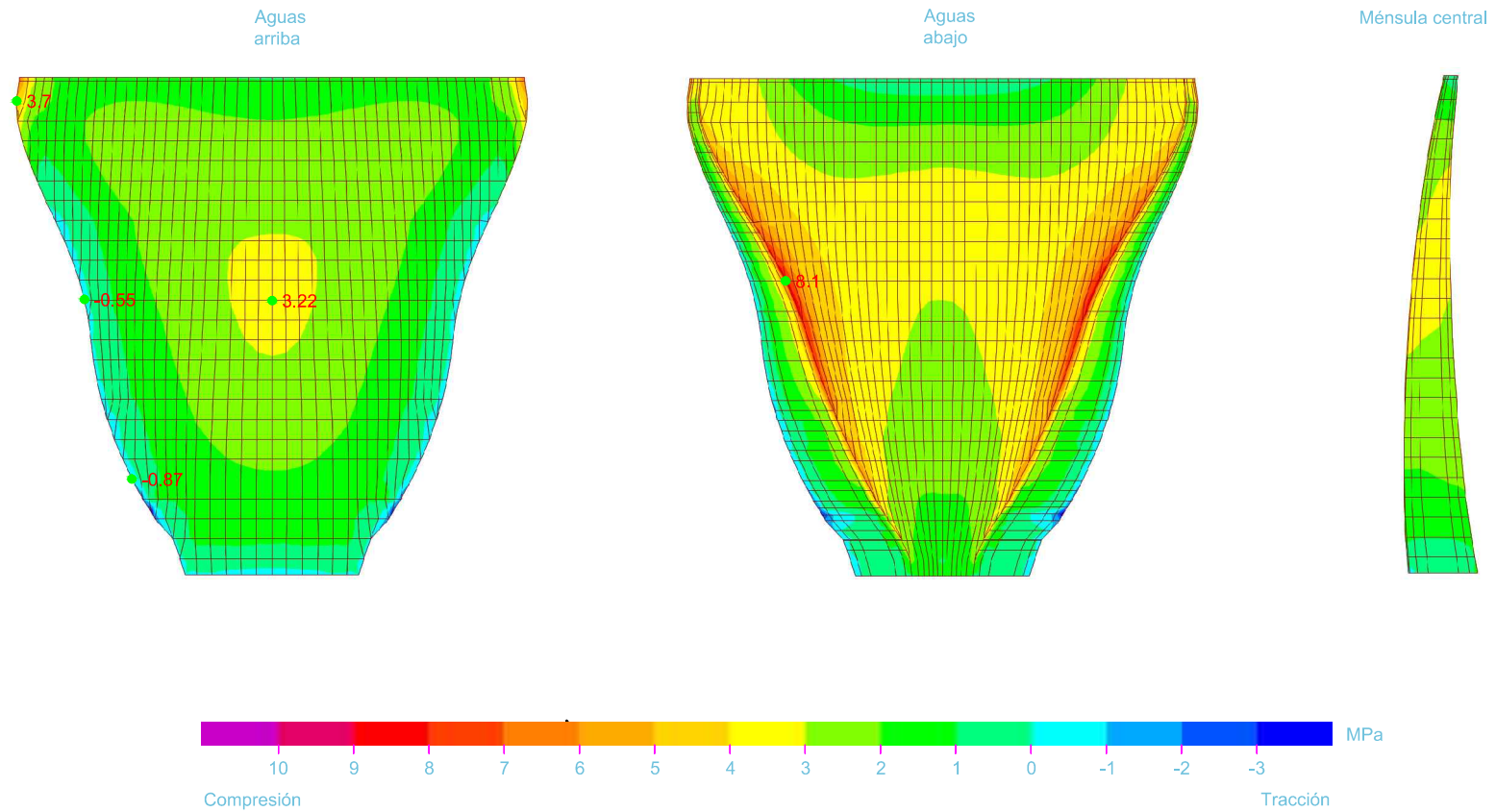


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=1$

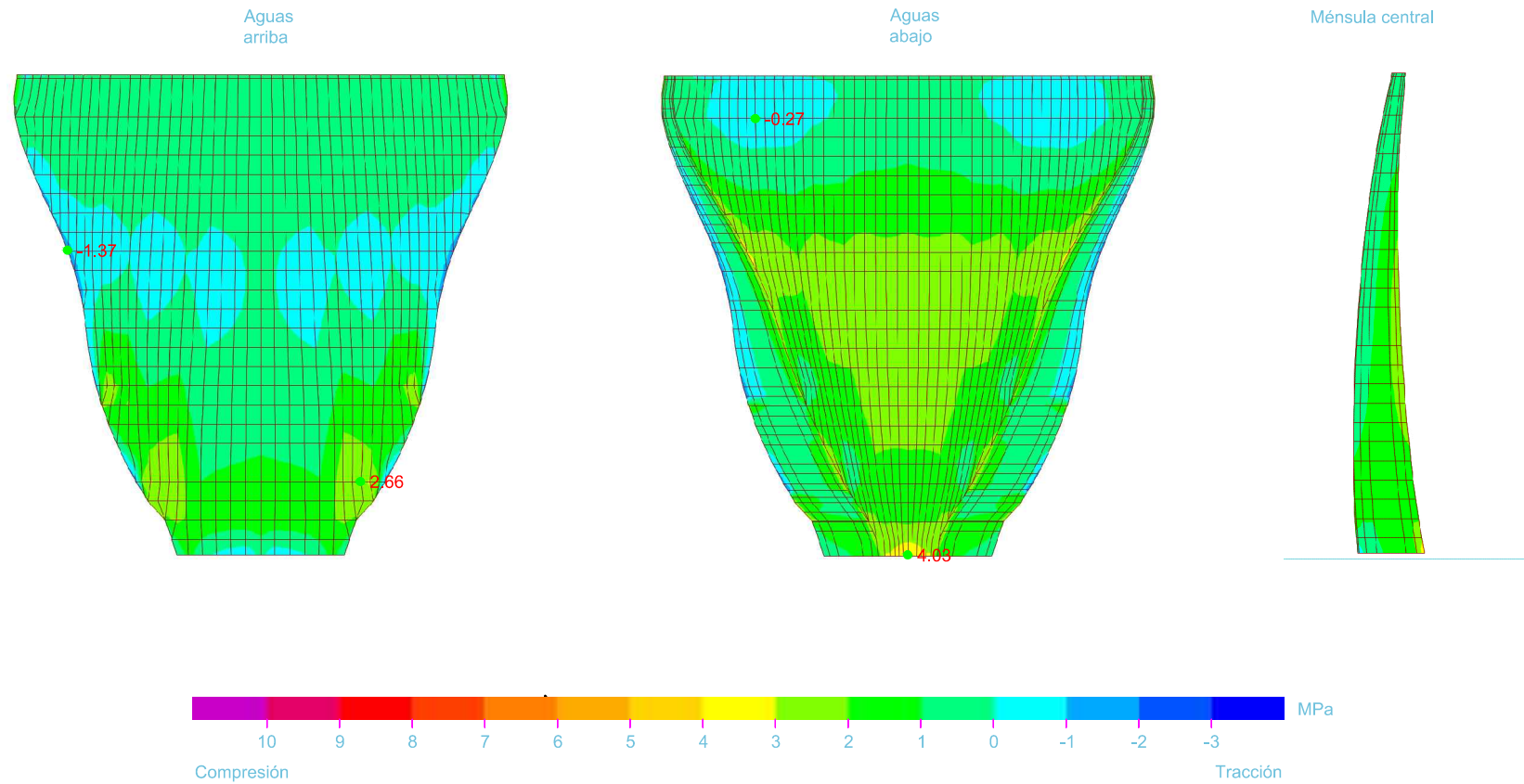


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=1$

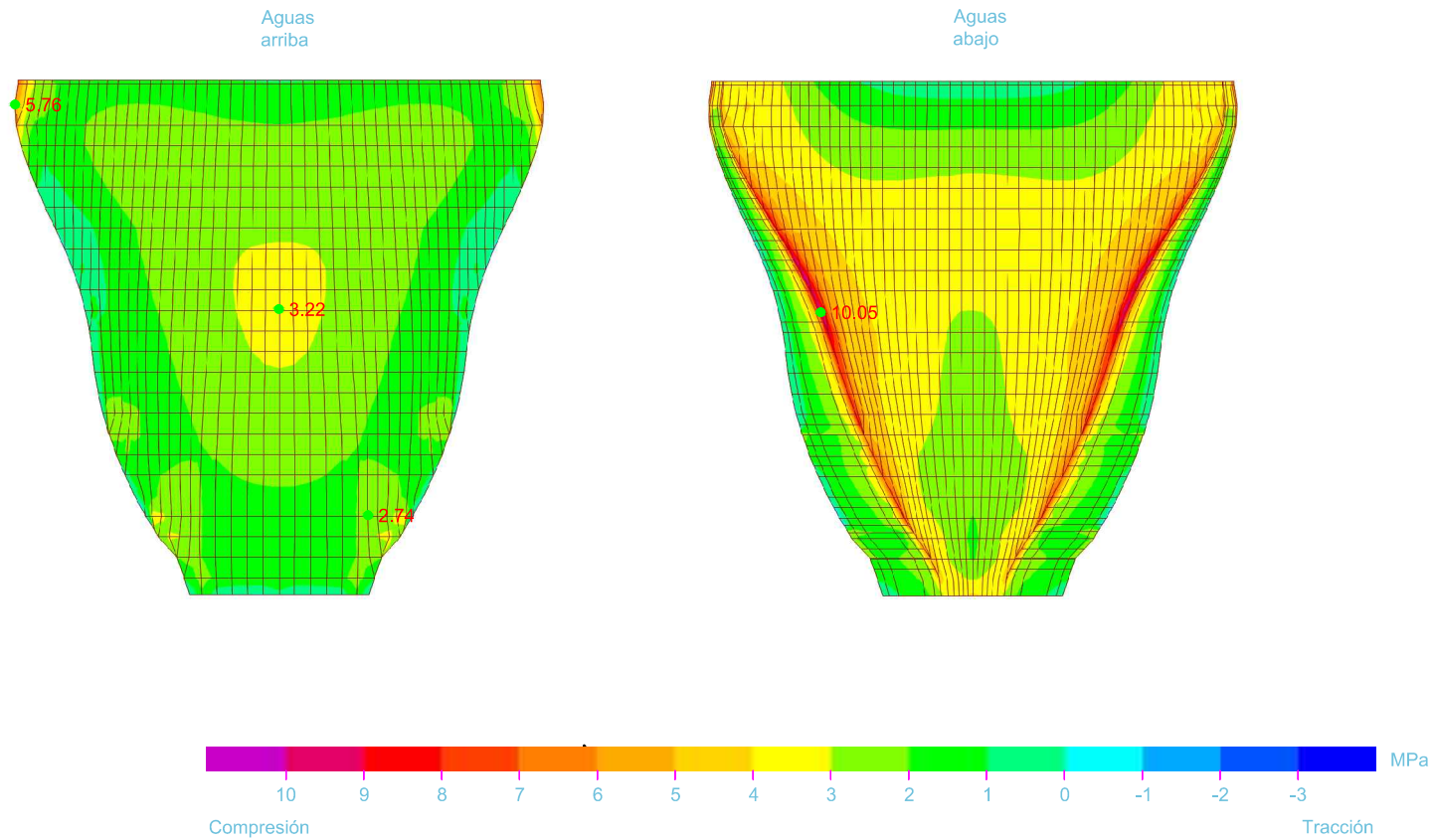


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=1$

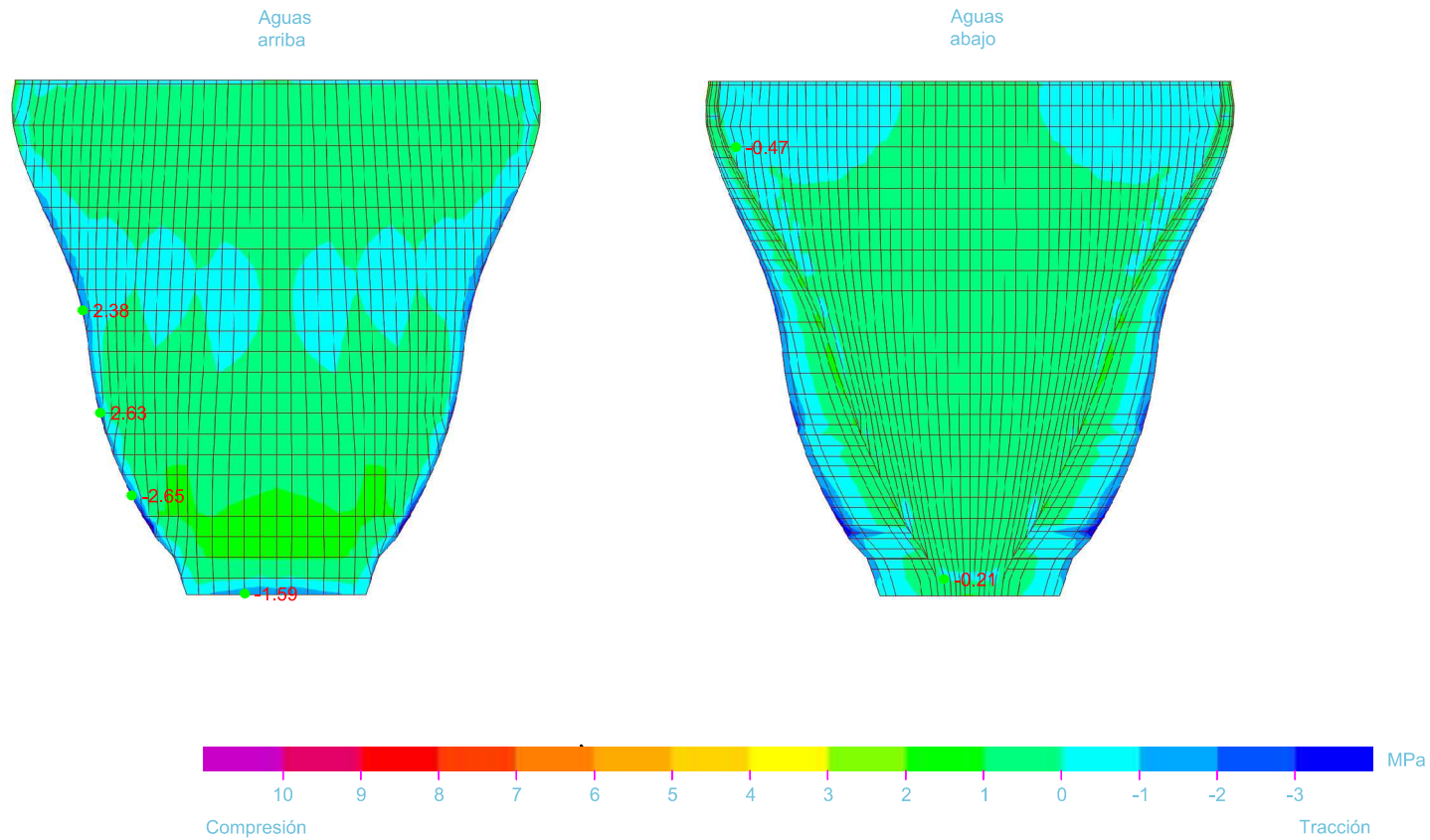


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c=1$

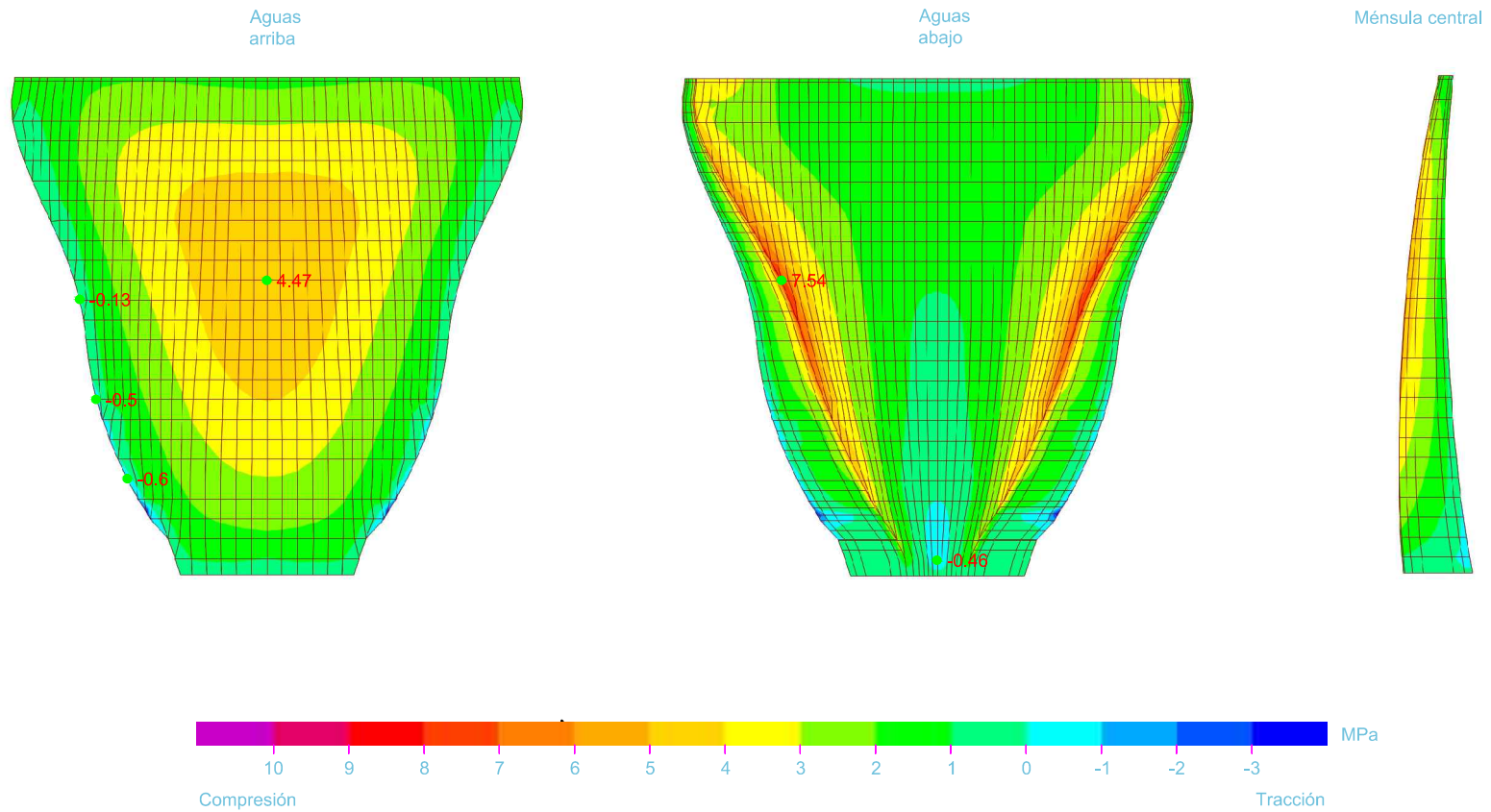


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c=1$

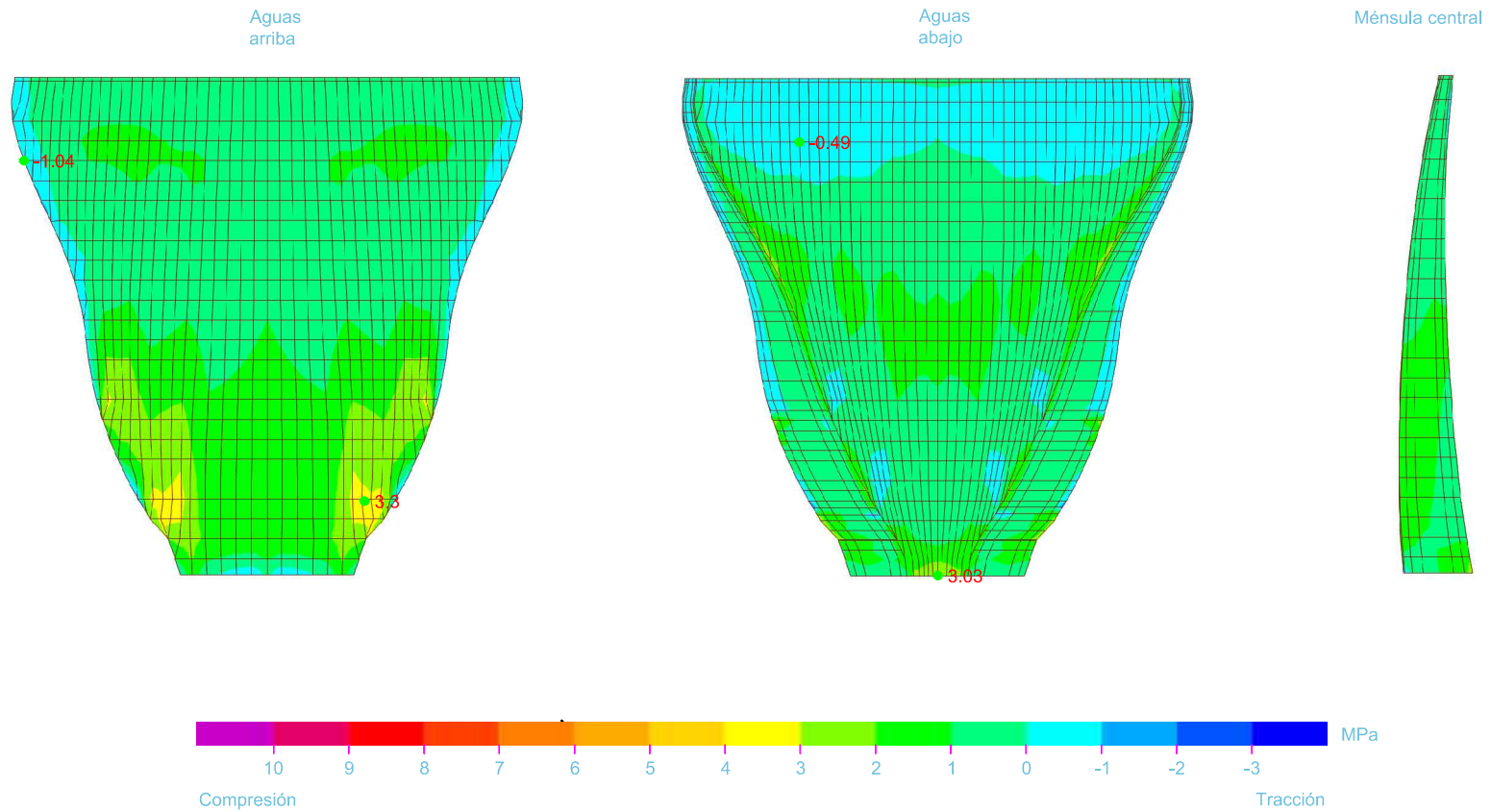


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c=1$

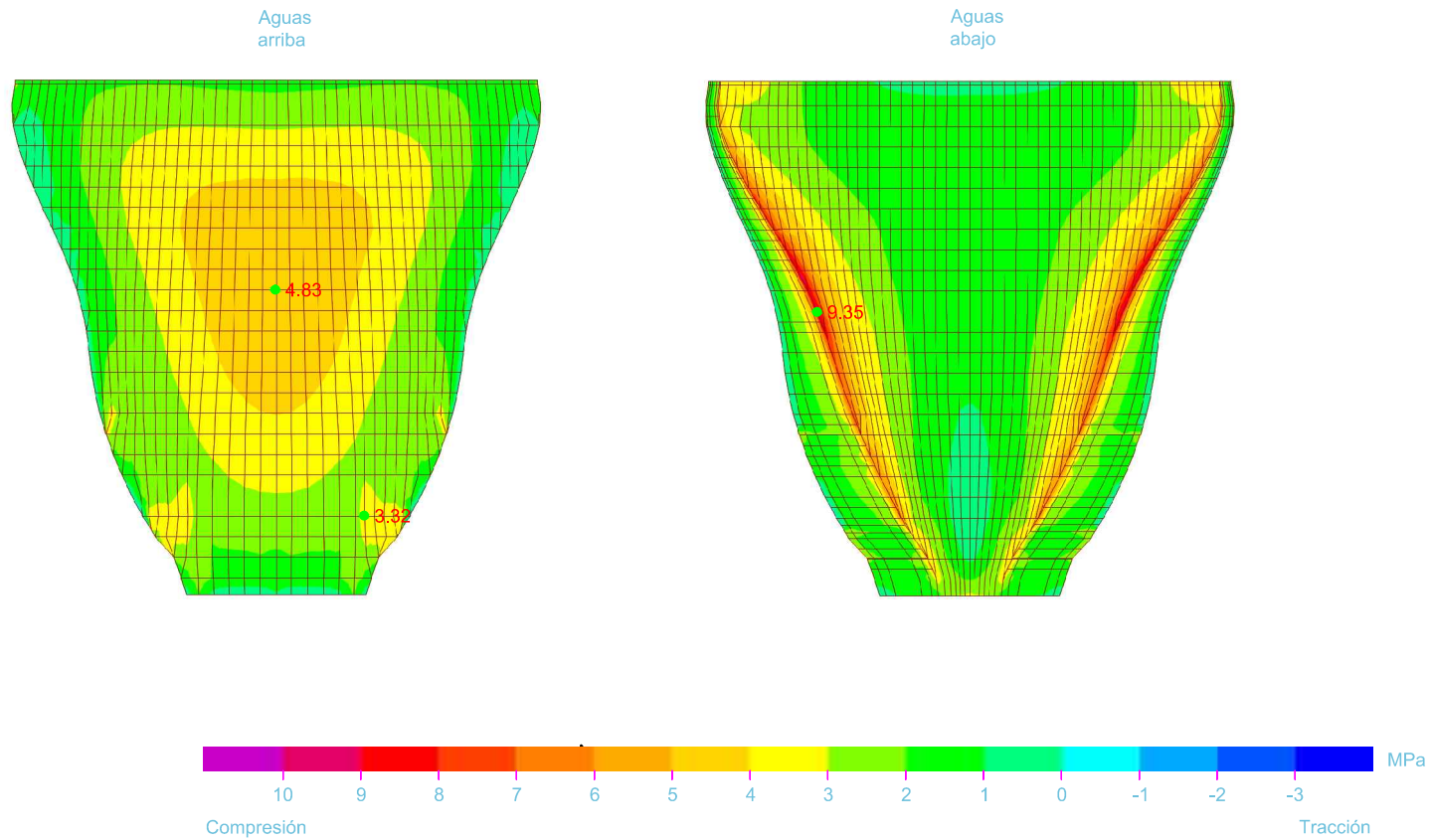


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c=1$

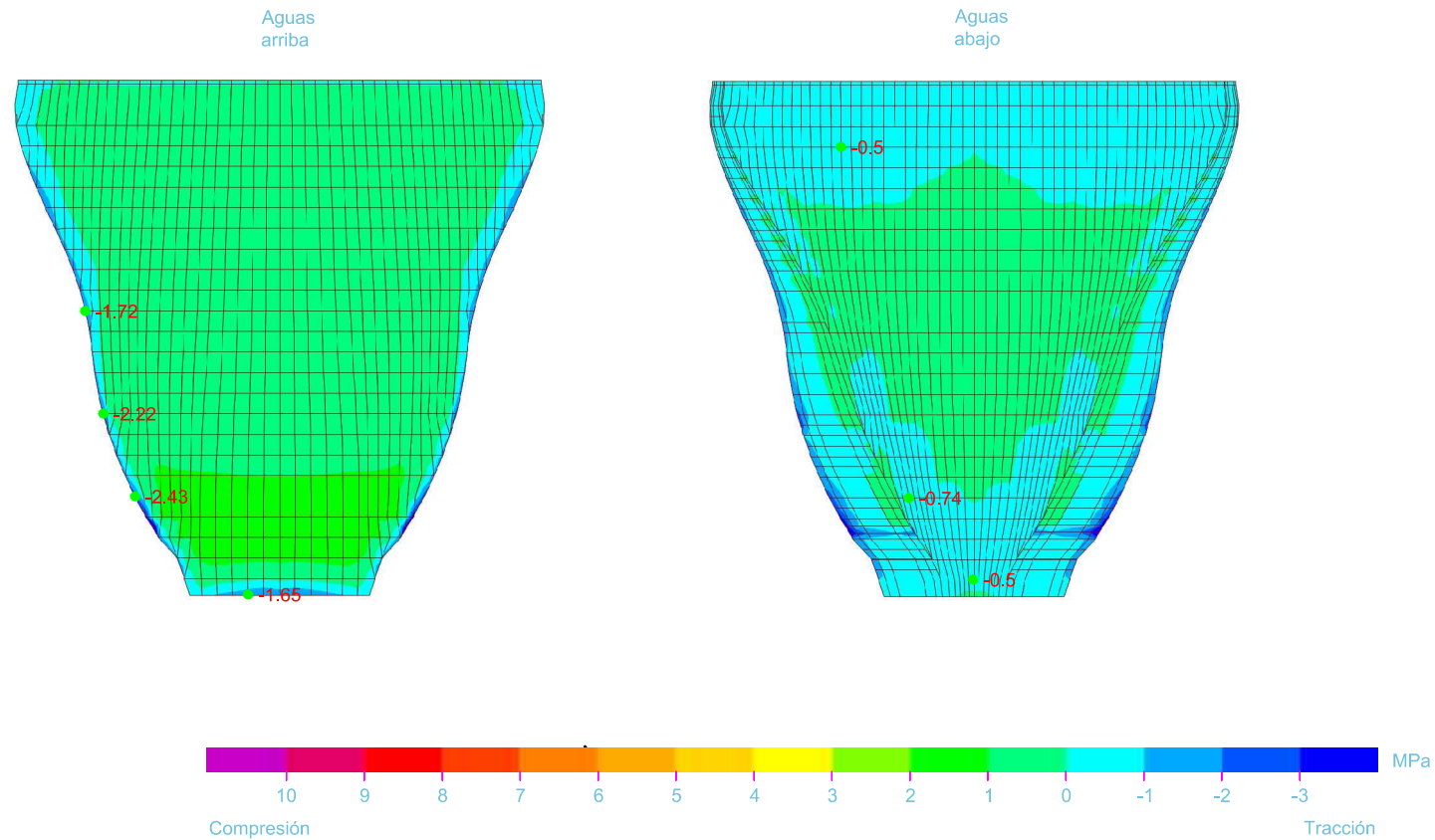


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

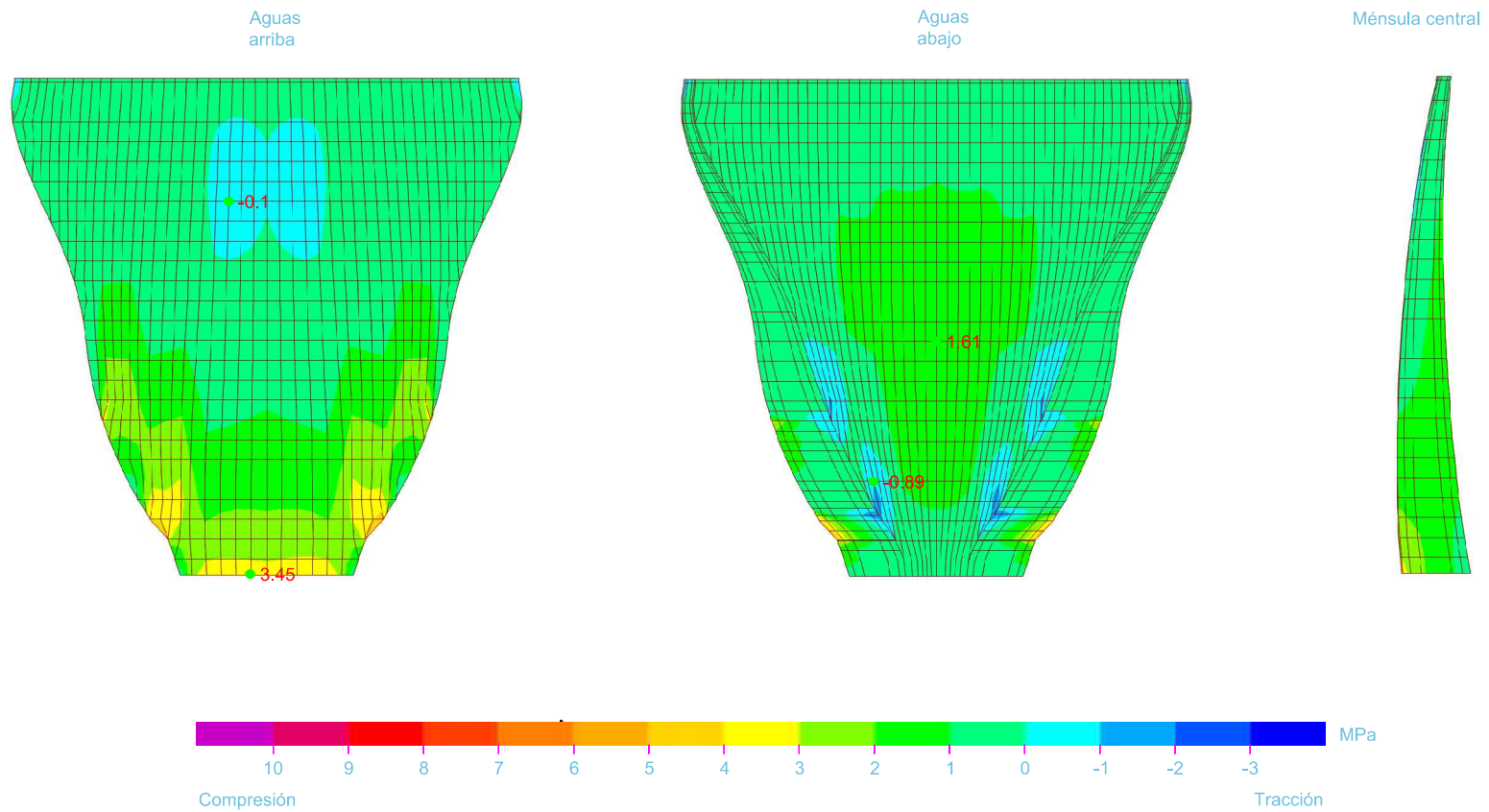
$E_r/E_c=1$



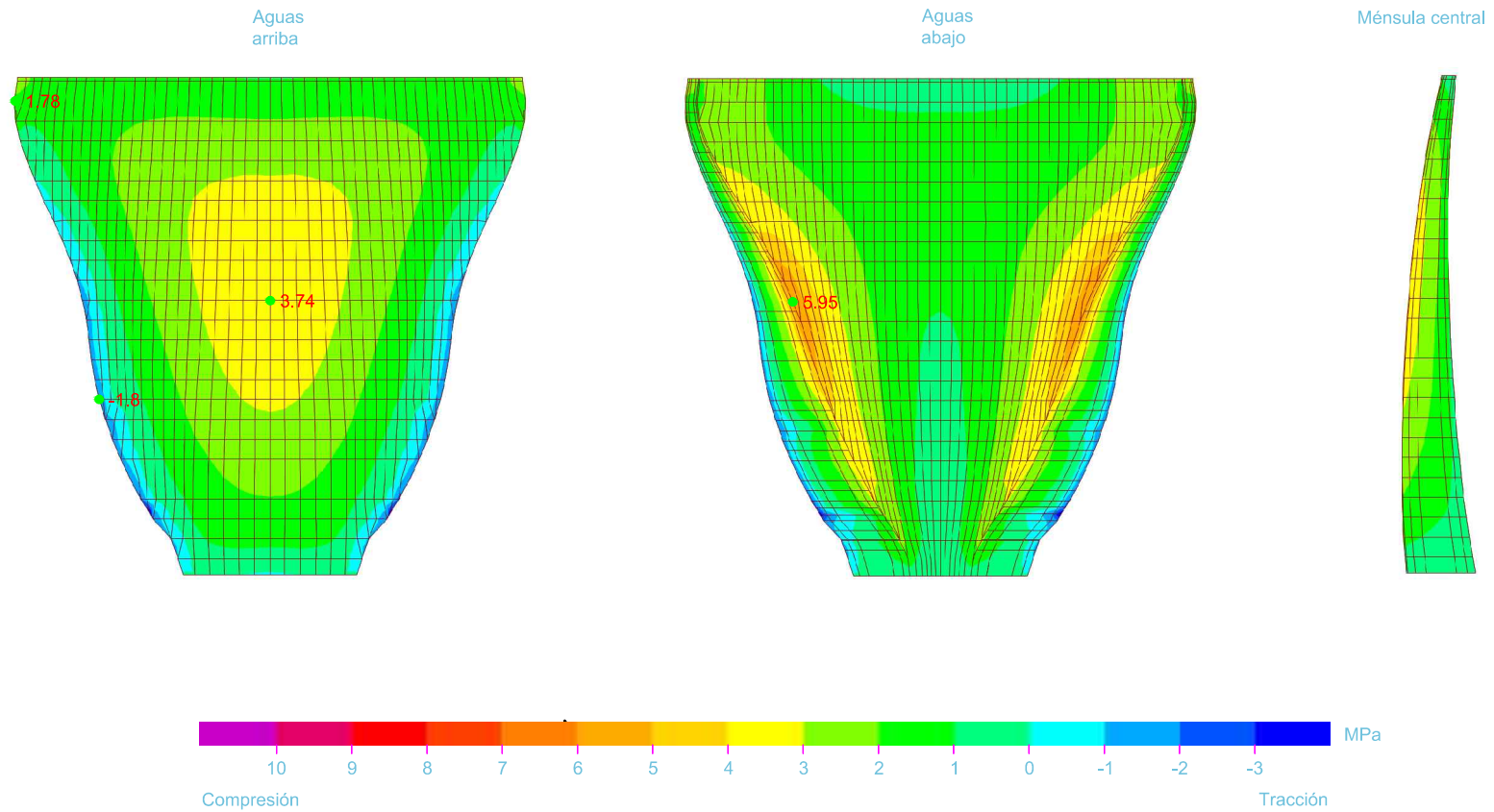
ANEXO 6

RESULTADOS M.E.F. $E_R/E_C = \infty$

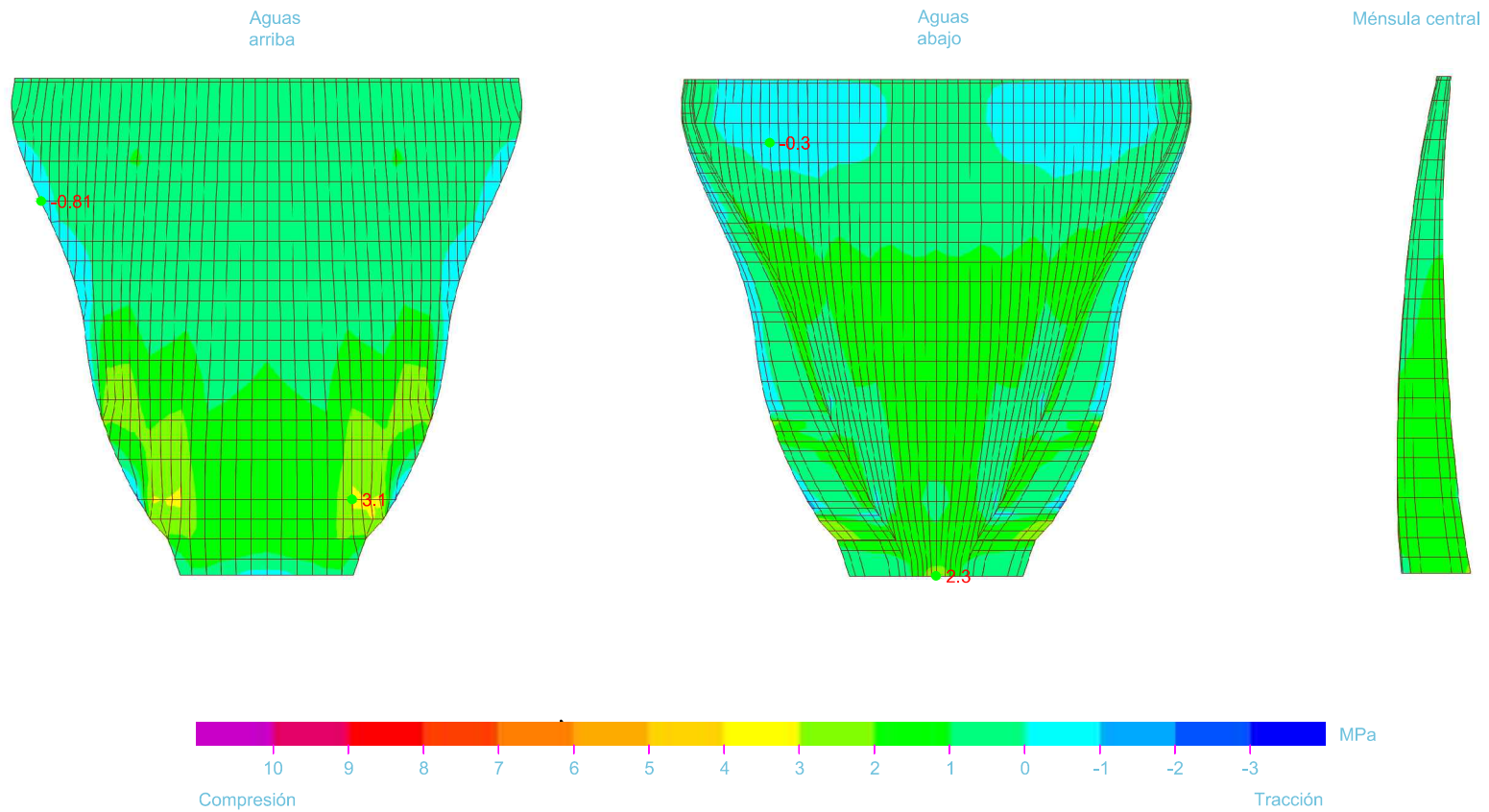
Embalse de Quéntar
Peso propio
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c = \infty$



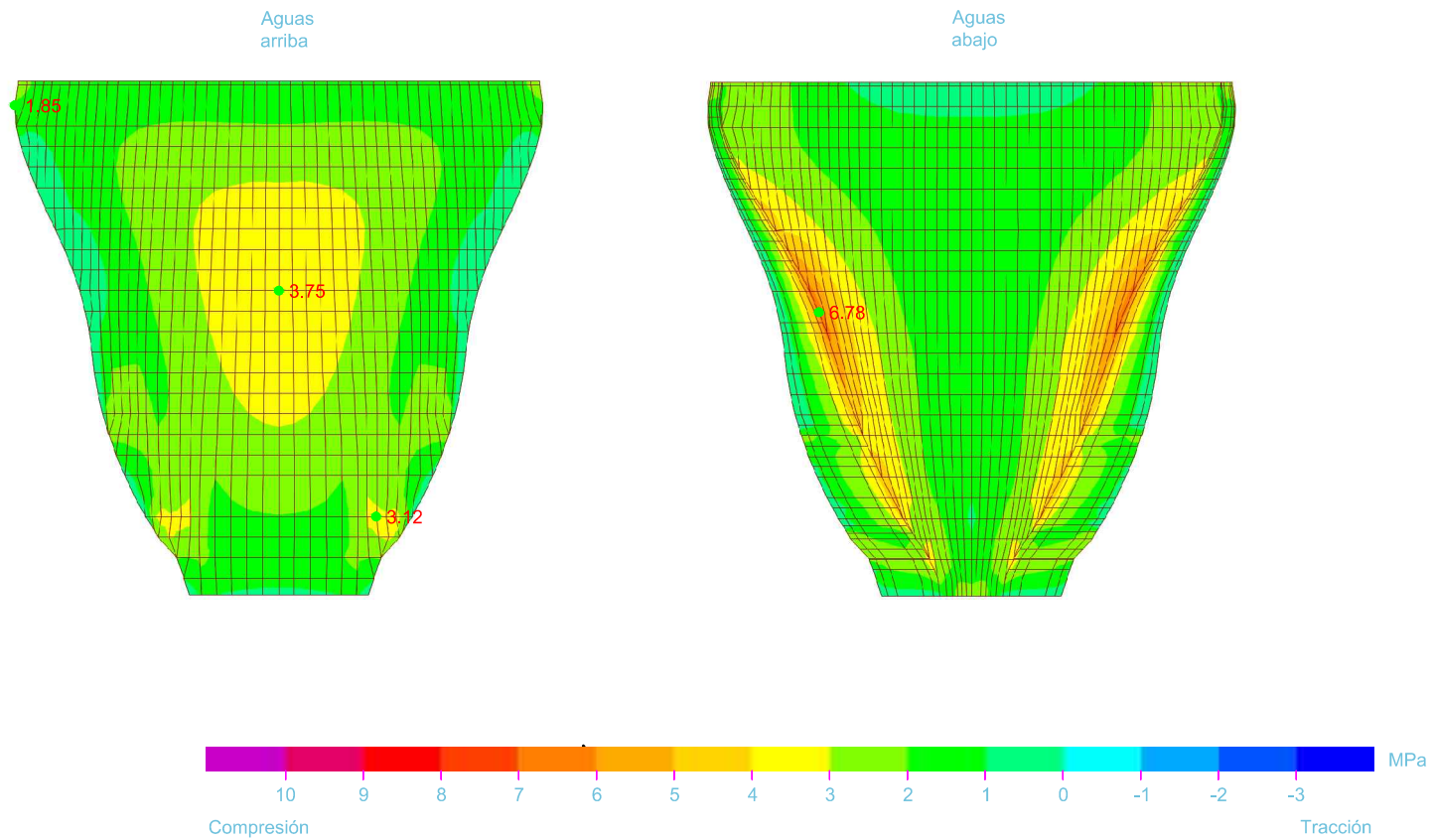
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c = \infty$



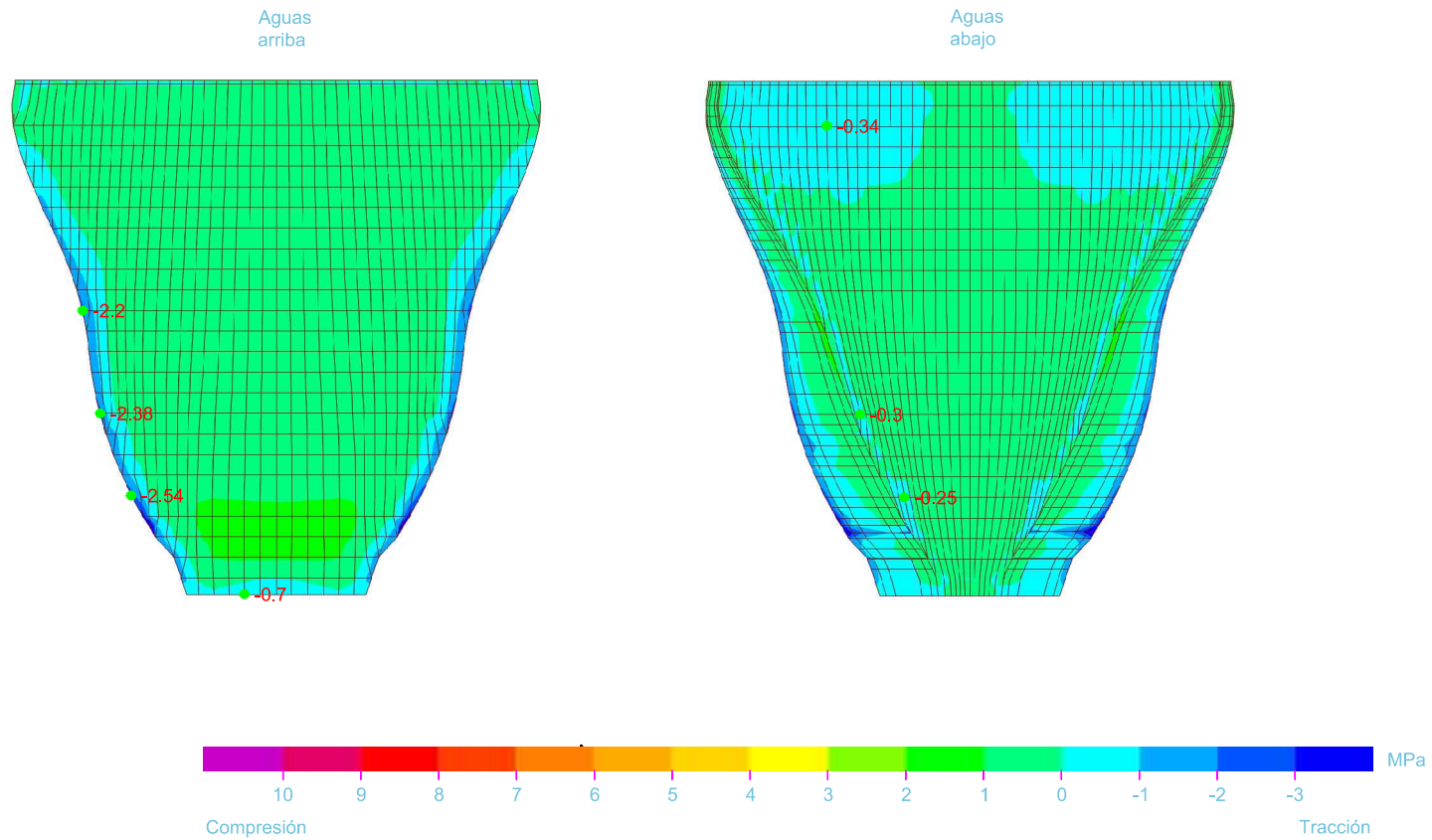
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c = \infty$



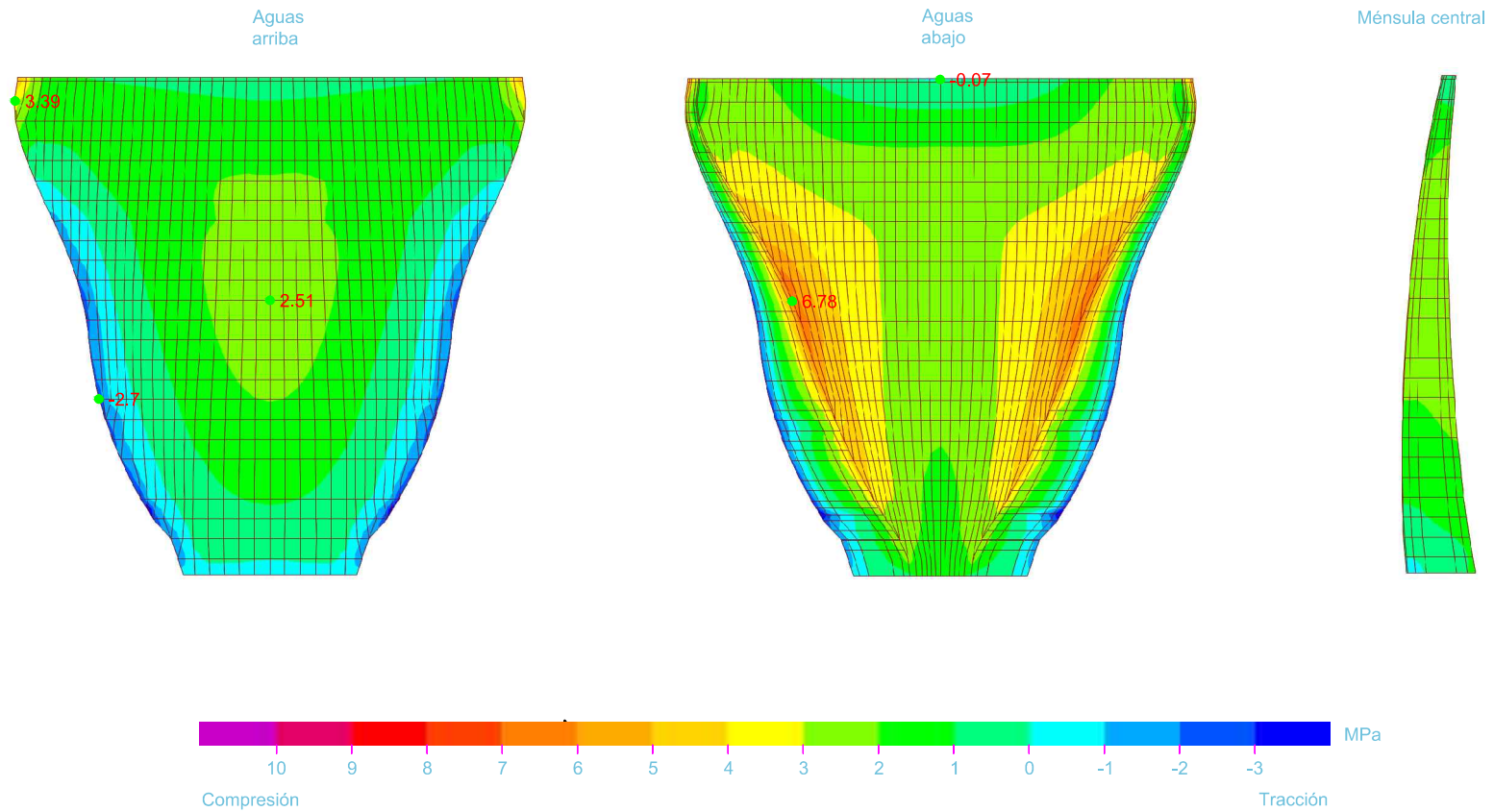
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales máximas
 $E_r/E_c = \infty$



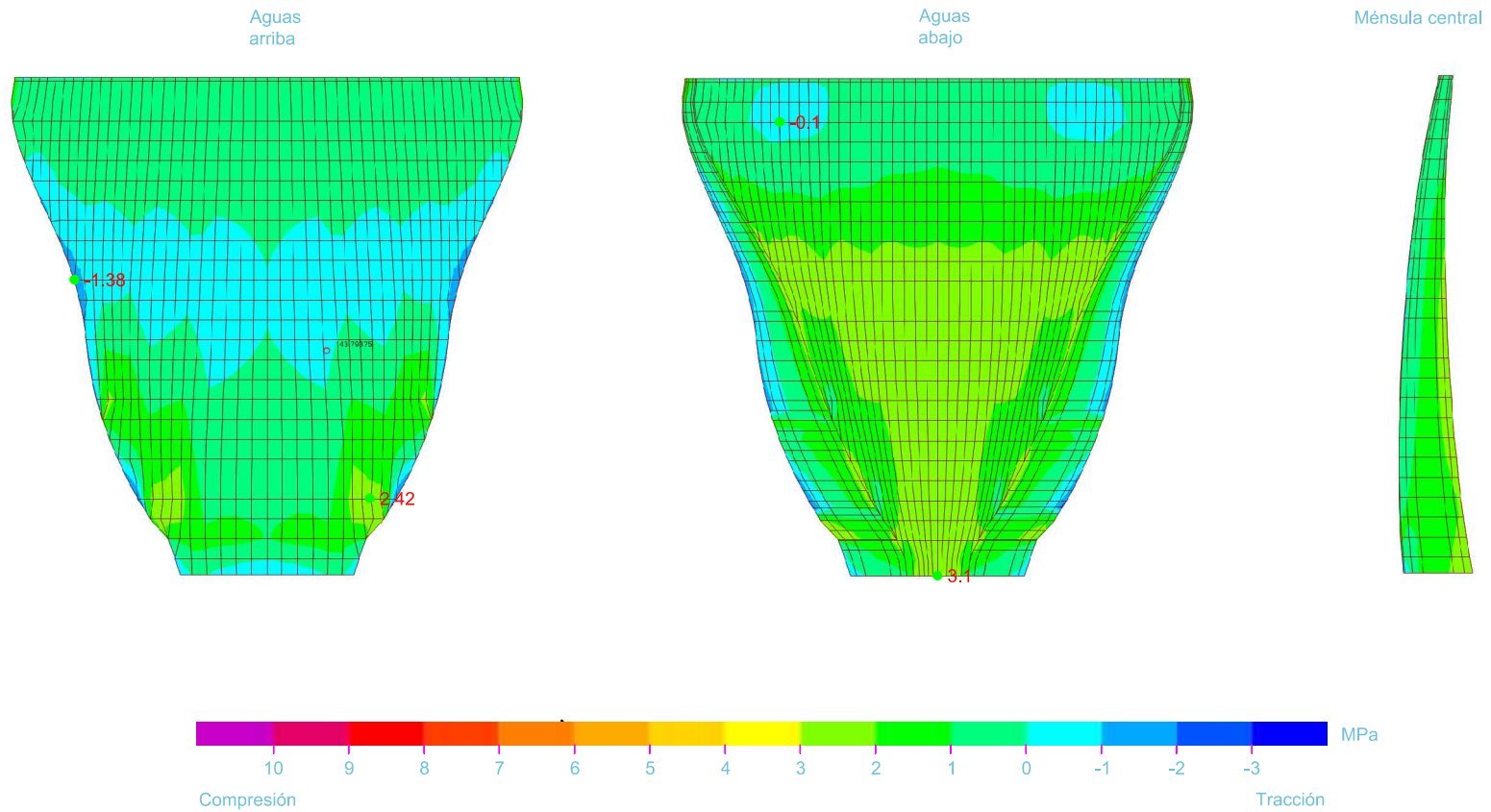
Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático
Tensiones principales mínimas
 $E_r/E_c = \infty$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones horizontales S22
 $E_r/E_c = \infty$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c = \infty$

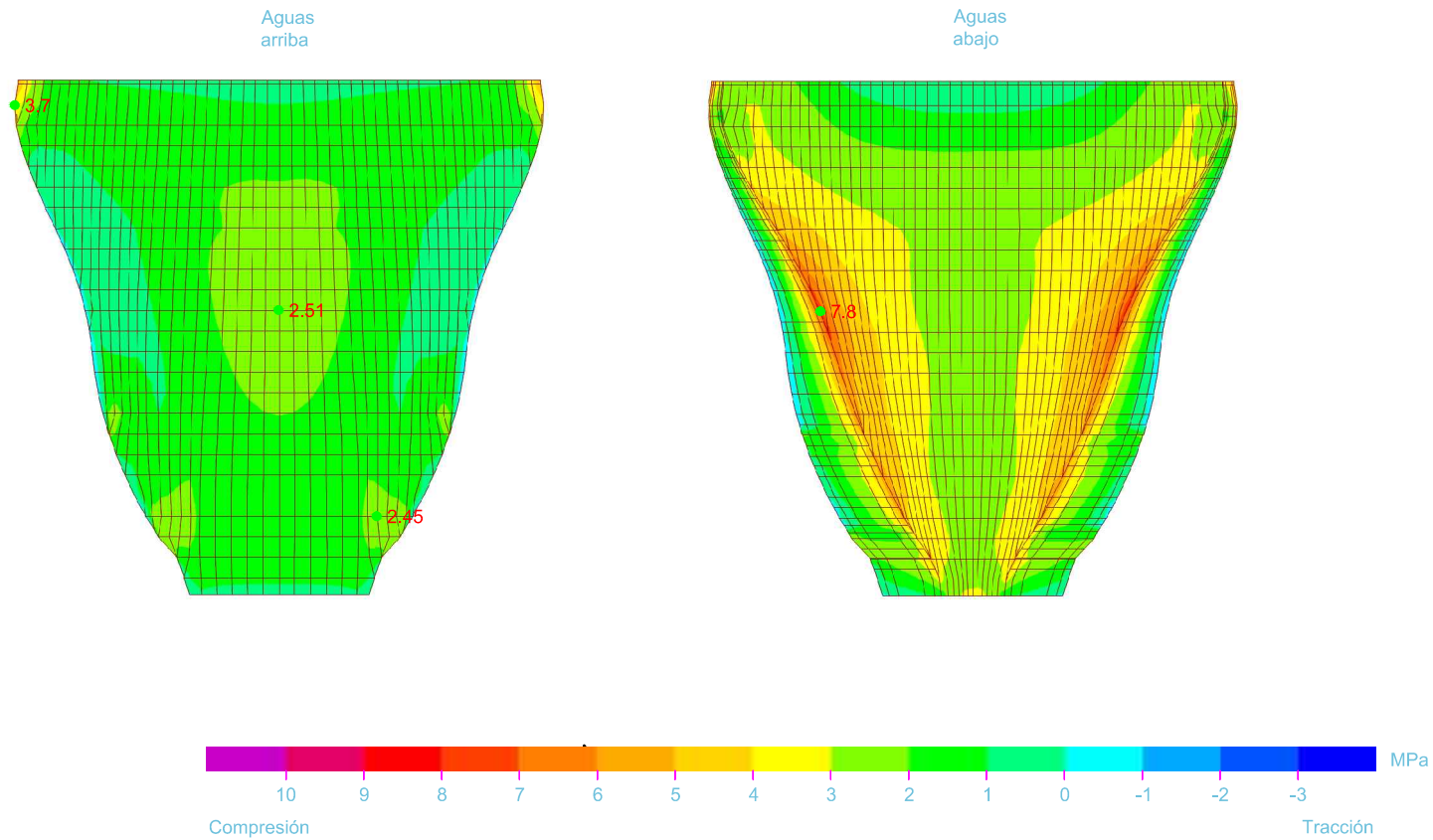


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c = \infty$

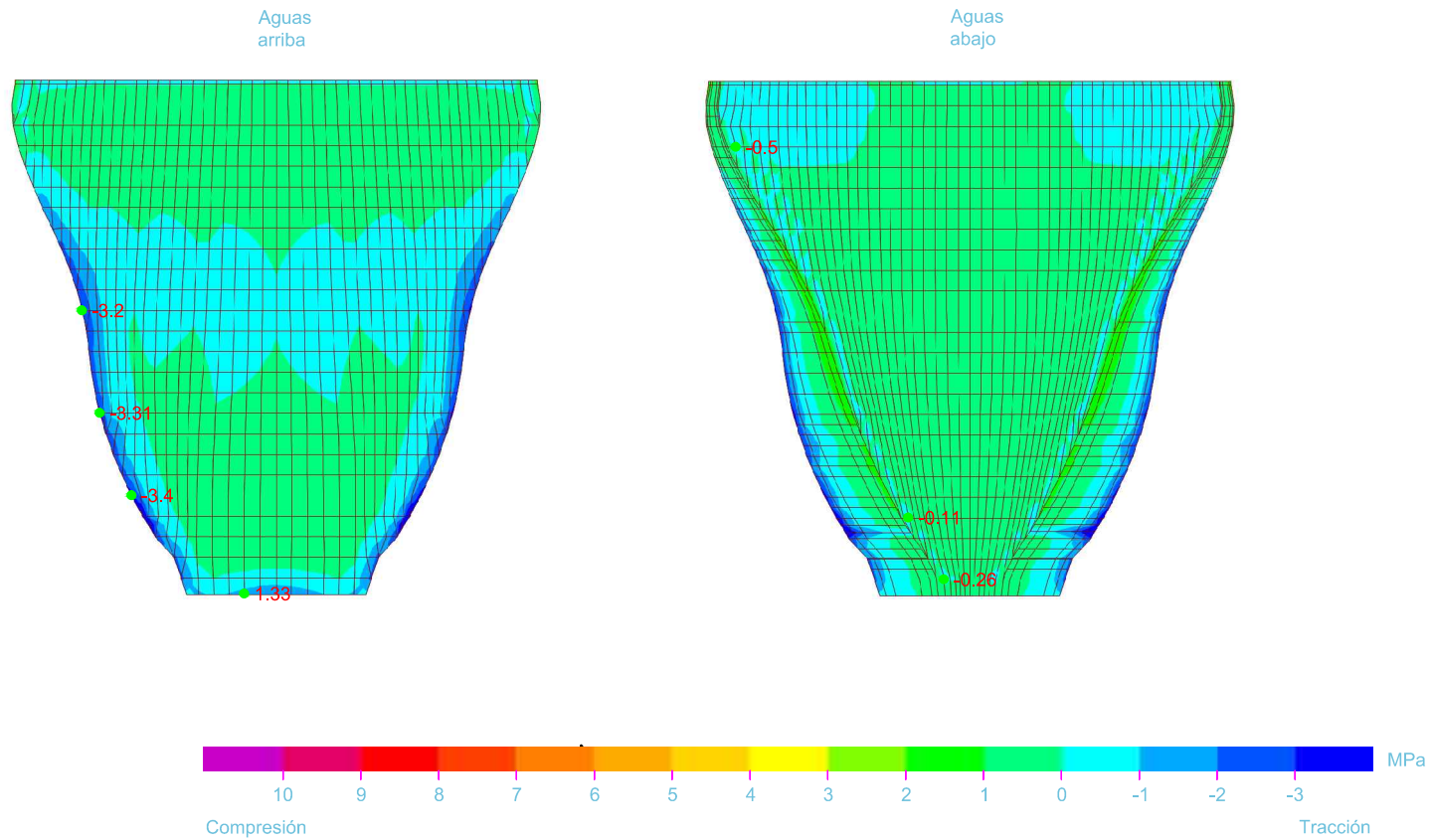


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c = \infty$

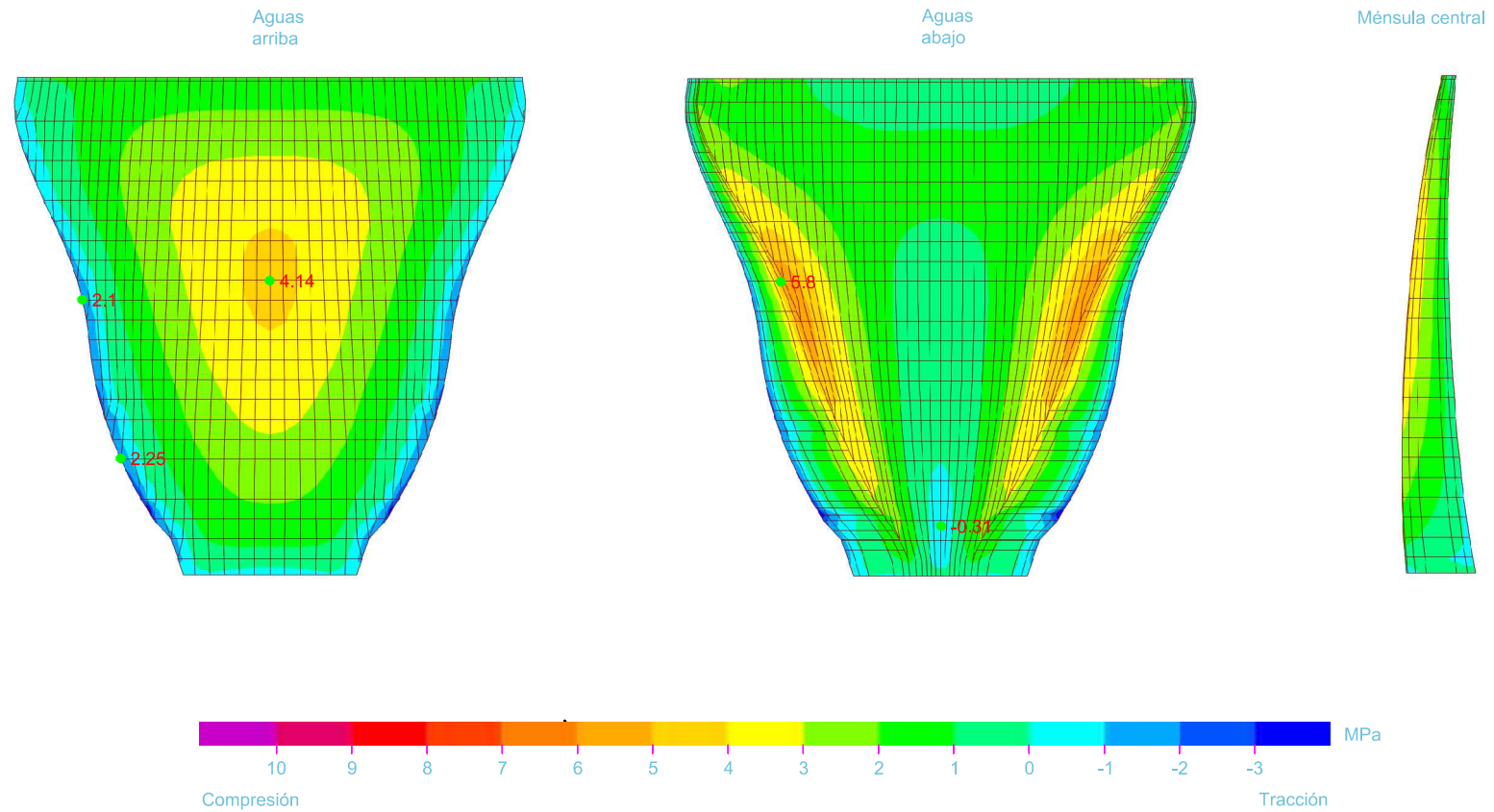


Embalse de Quéntar

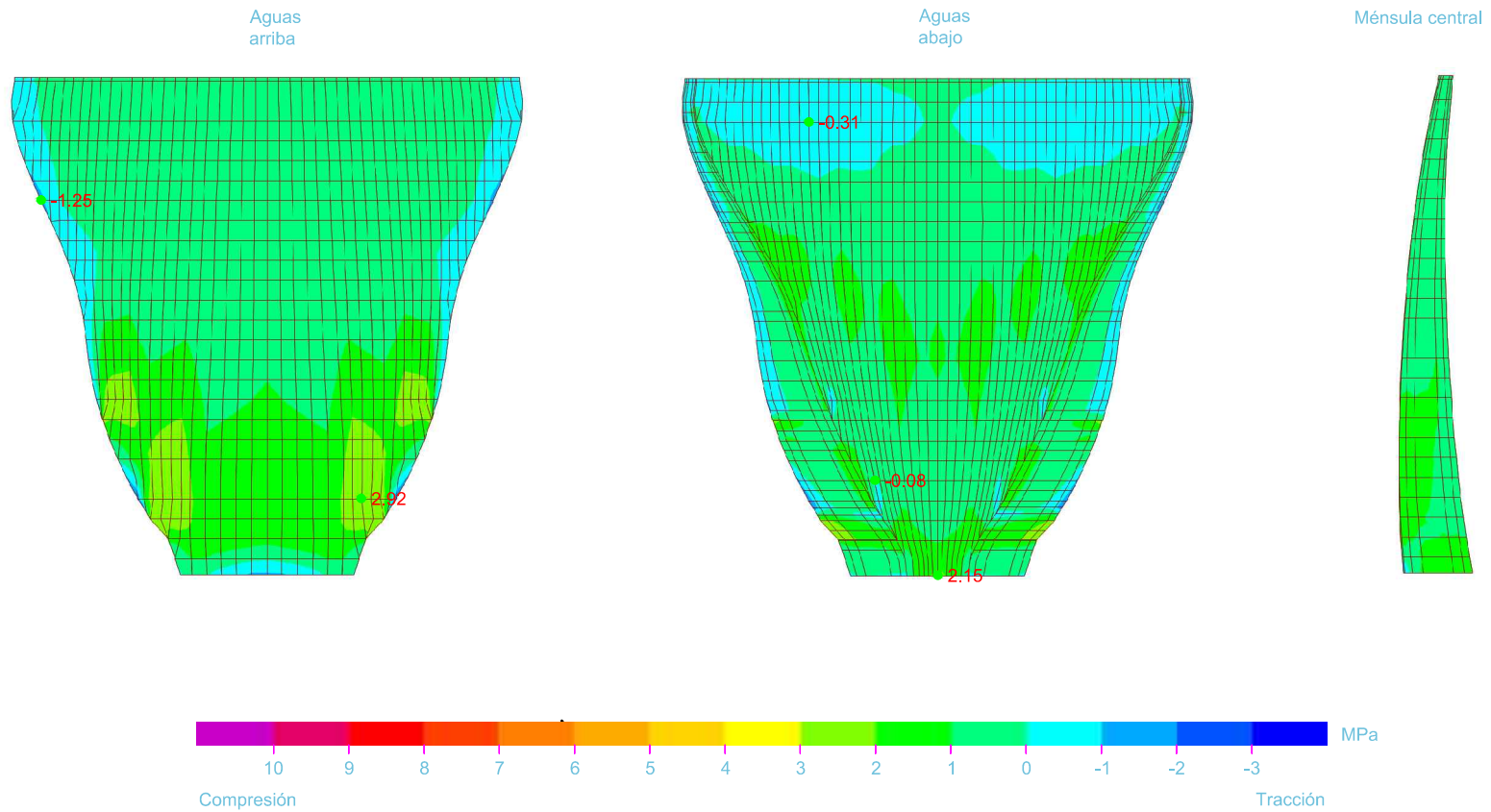
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c = \infty$



Embalse de Quéntar
Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno
Tensiones verticales S33
 $E_r/E_c = \infty$



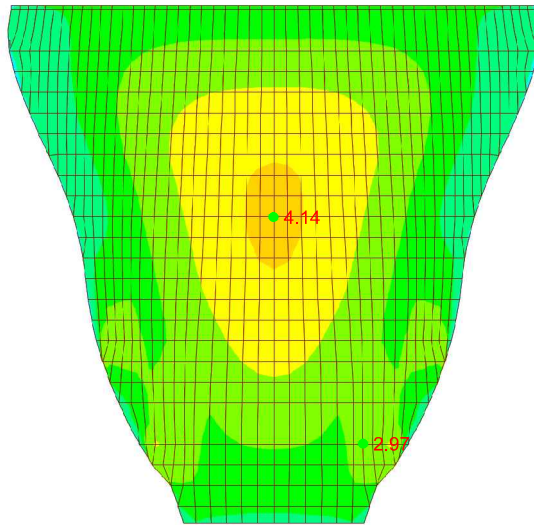
Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

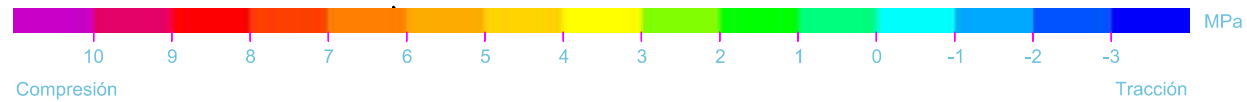
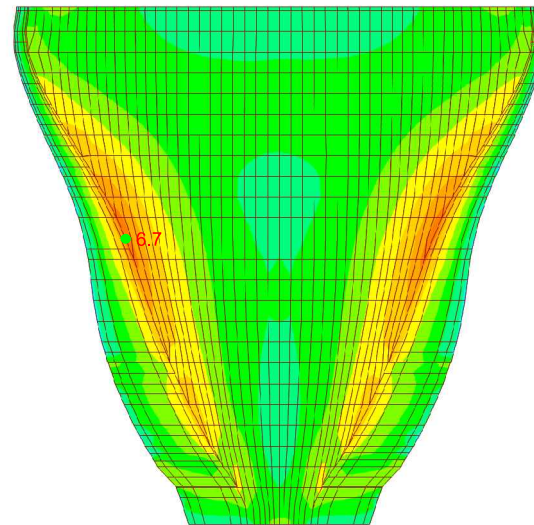
Tensiones principales máximas

$E_r/E_c = \infty$

Aguas
arriba



Aguas
abajo

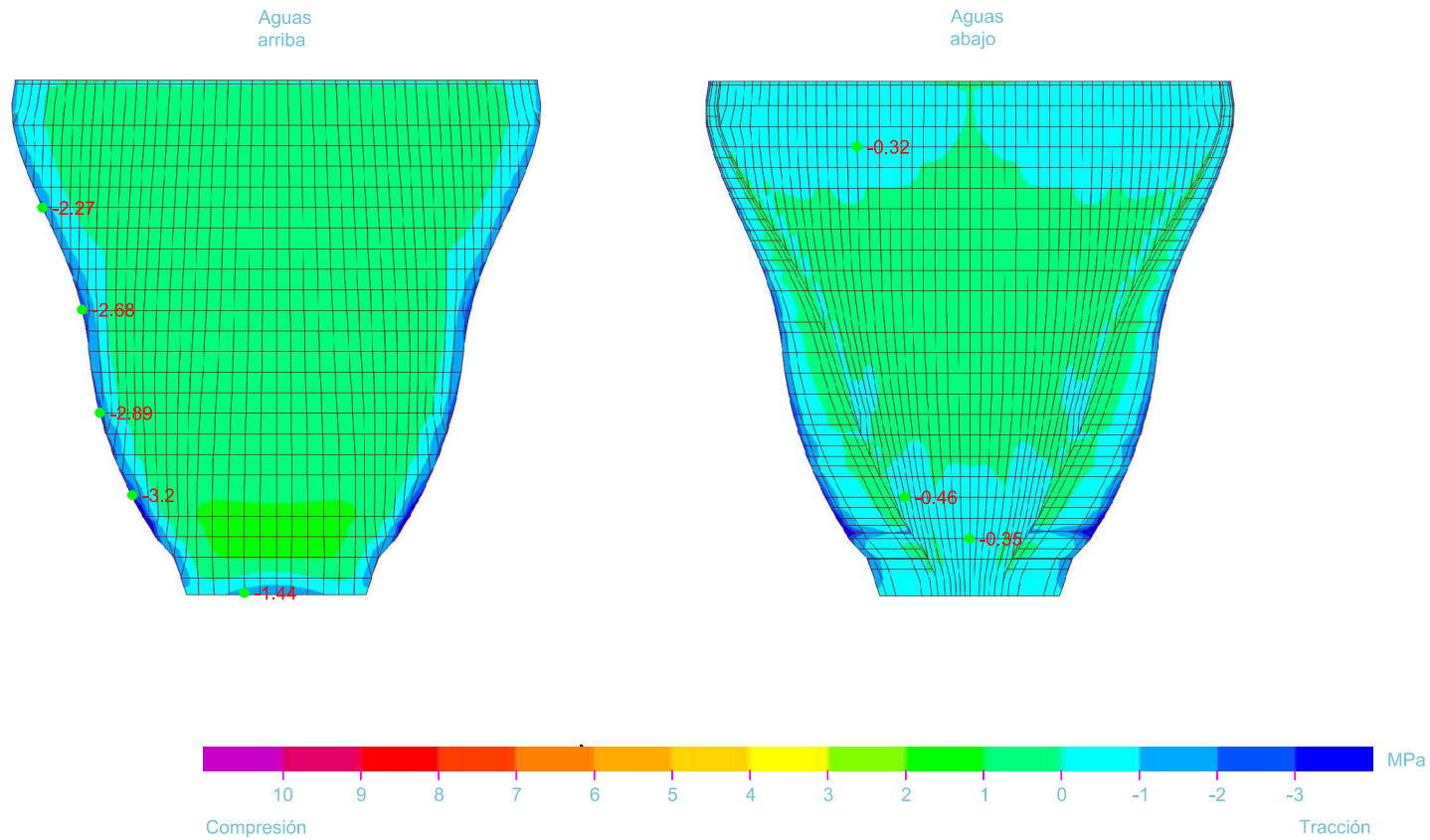


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c = \infty$

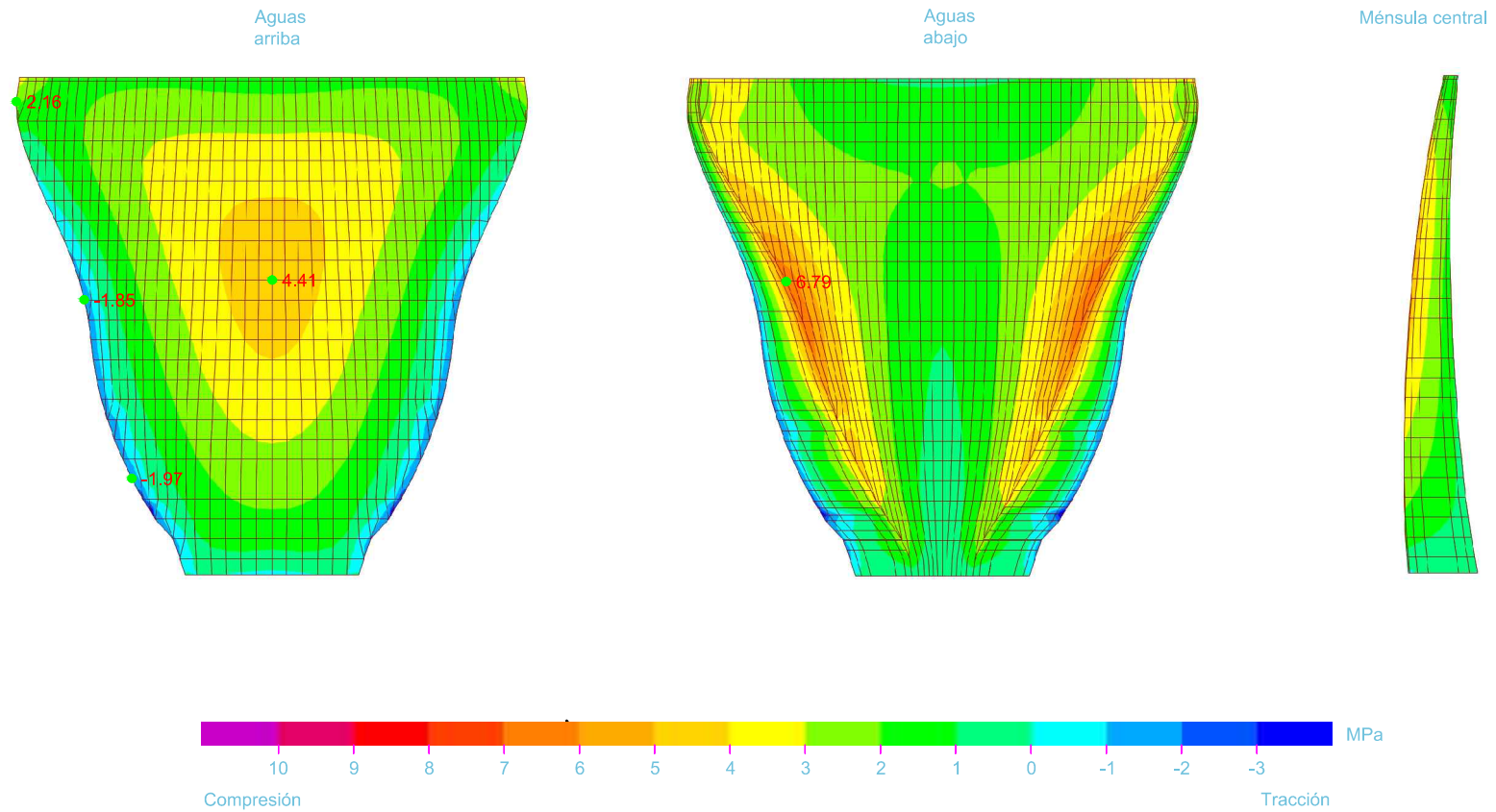


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c = \infty$

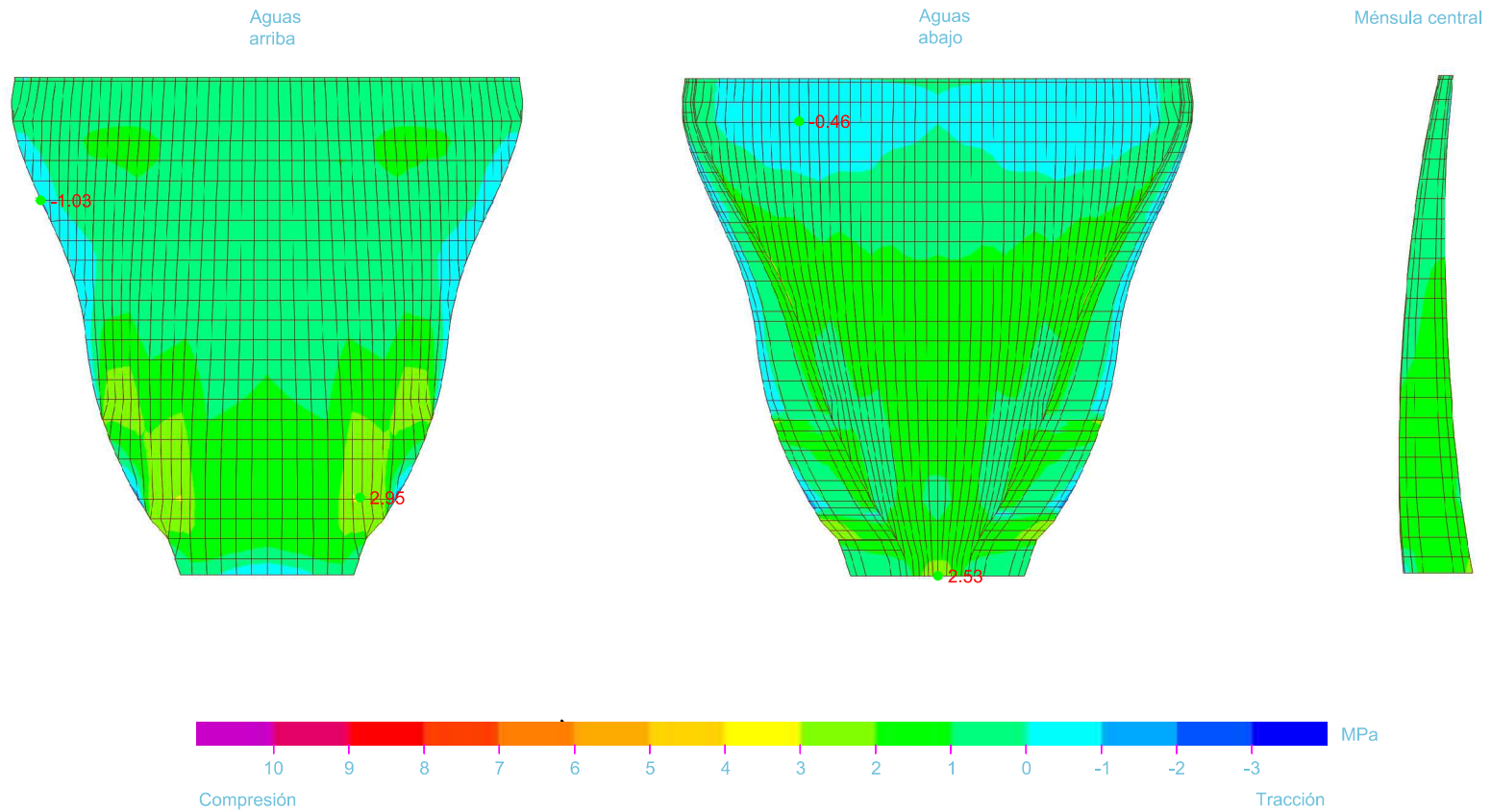


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c = \infty$

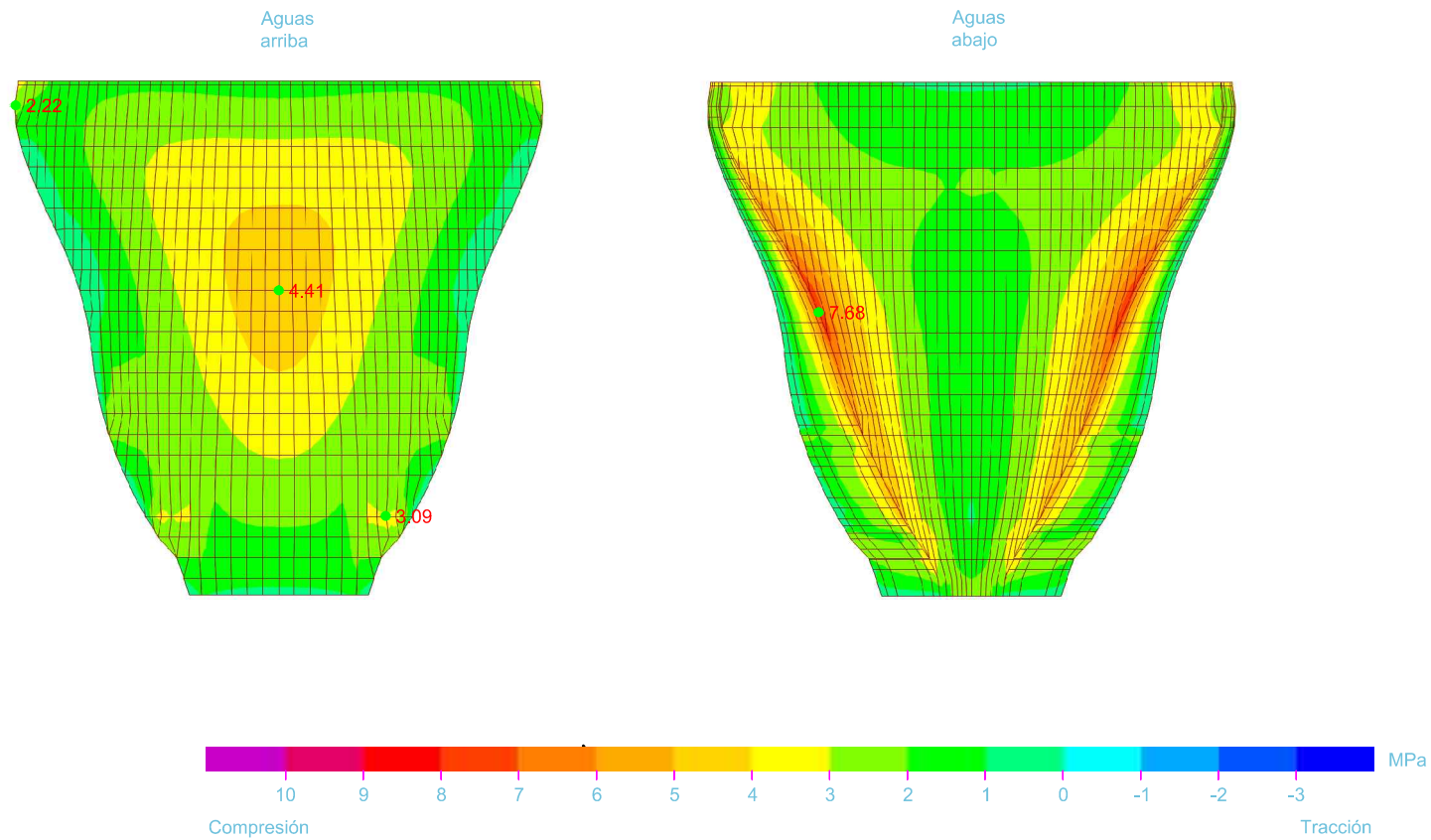


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c = \infty$

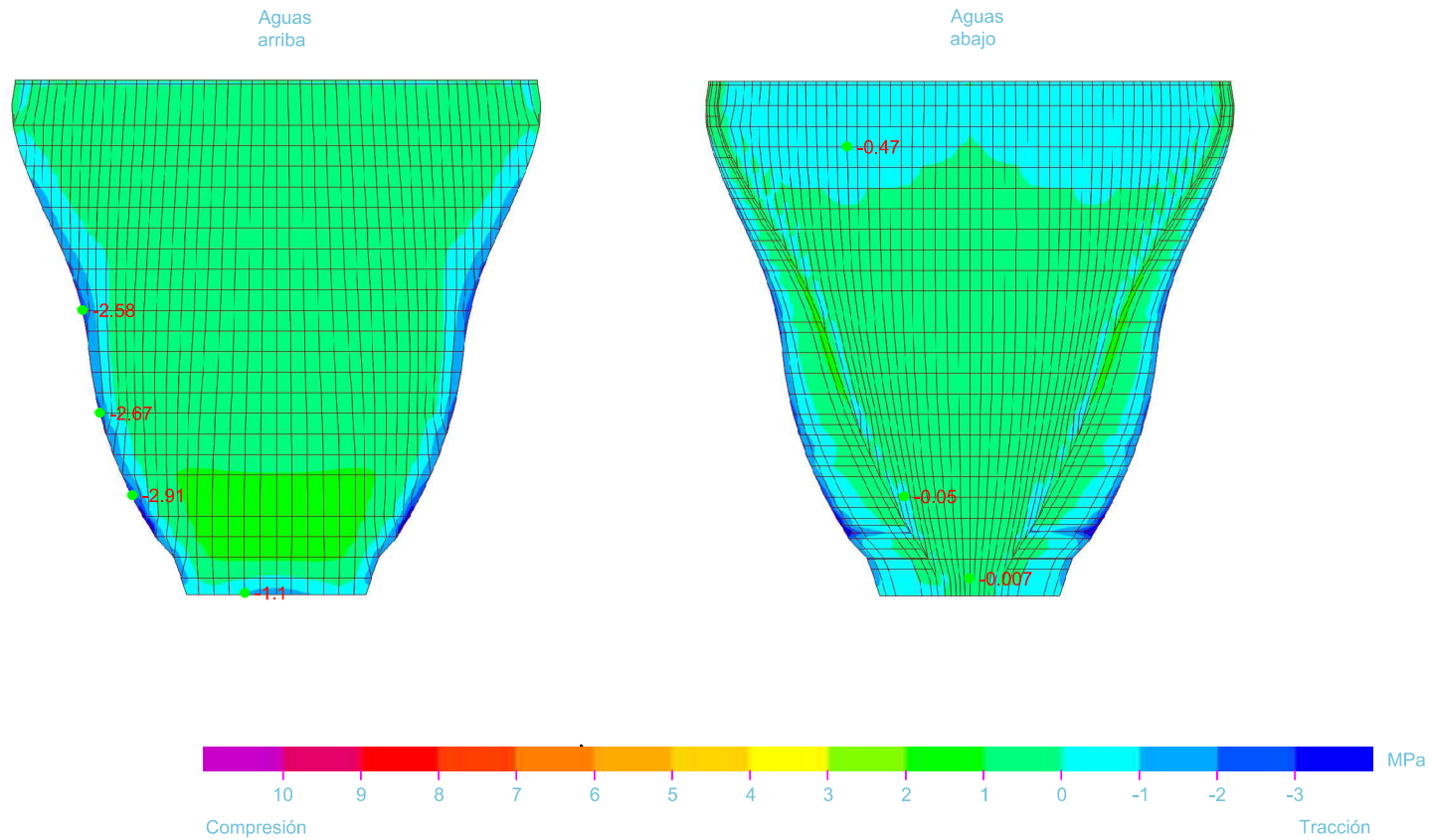


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c = \infty$

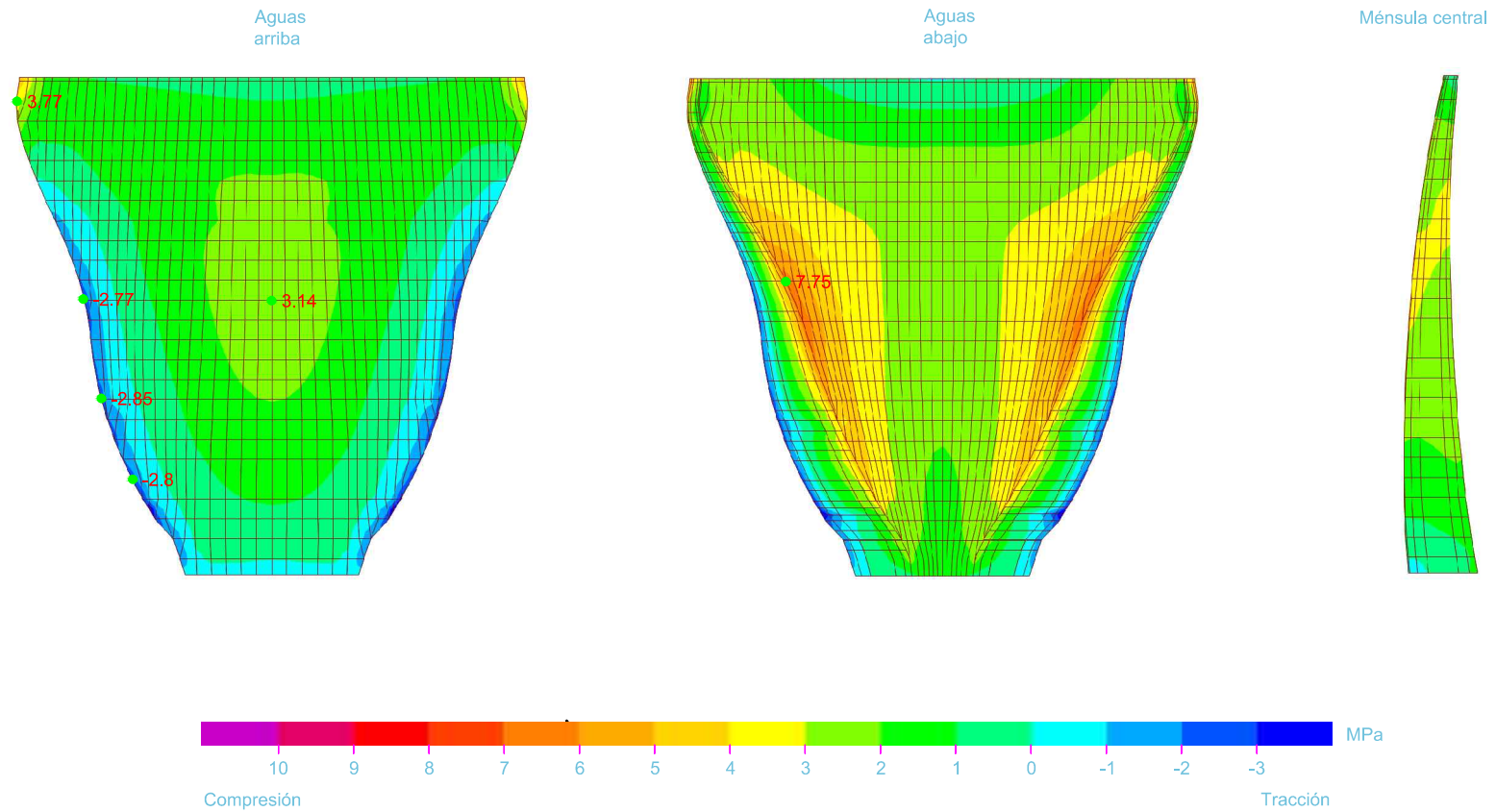


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c = \infty$

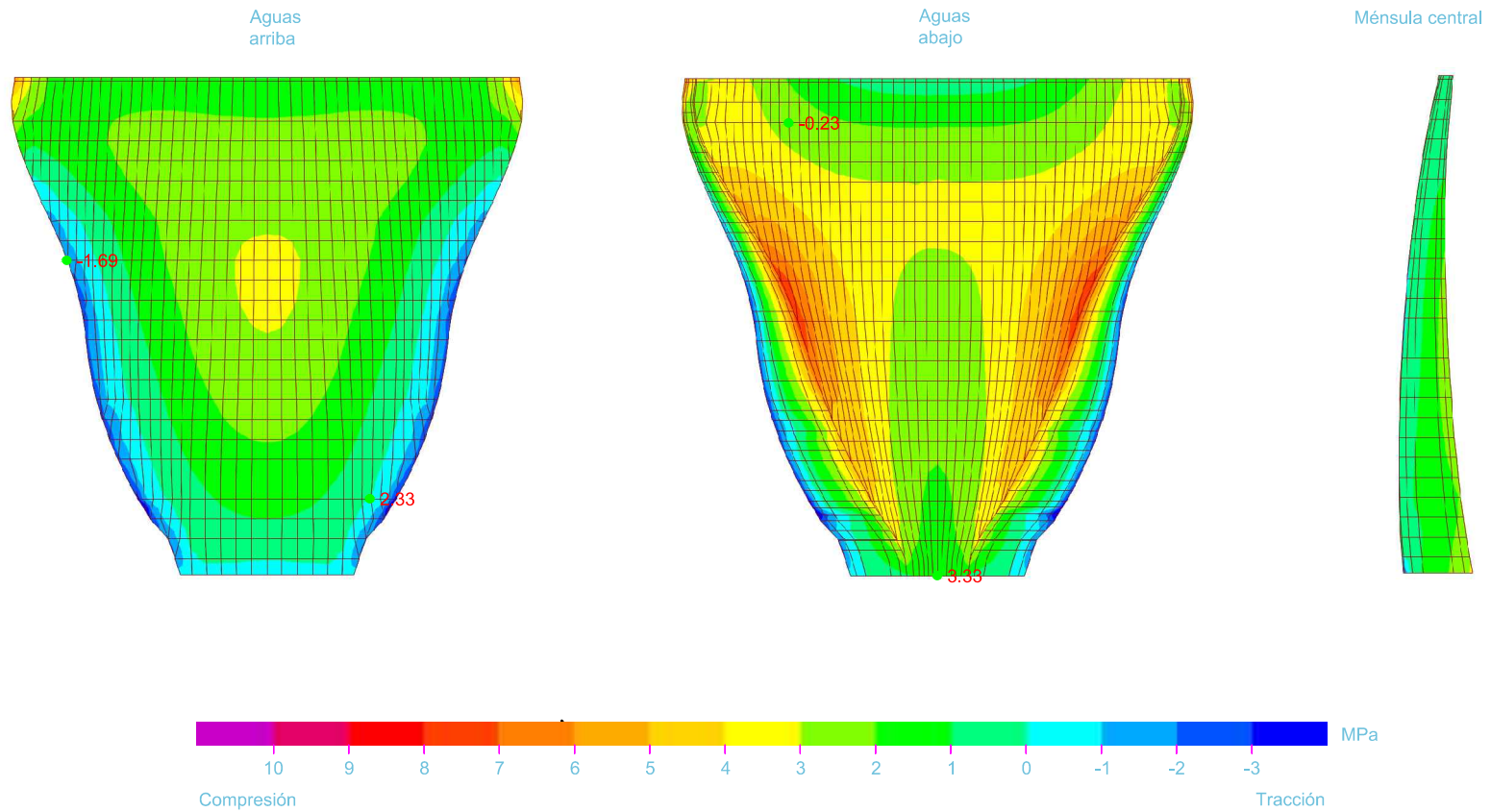


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c = \infty$

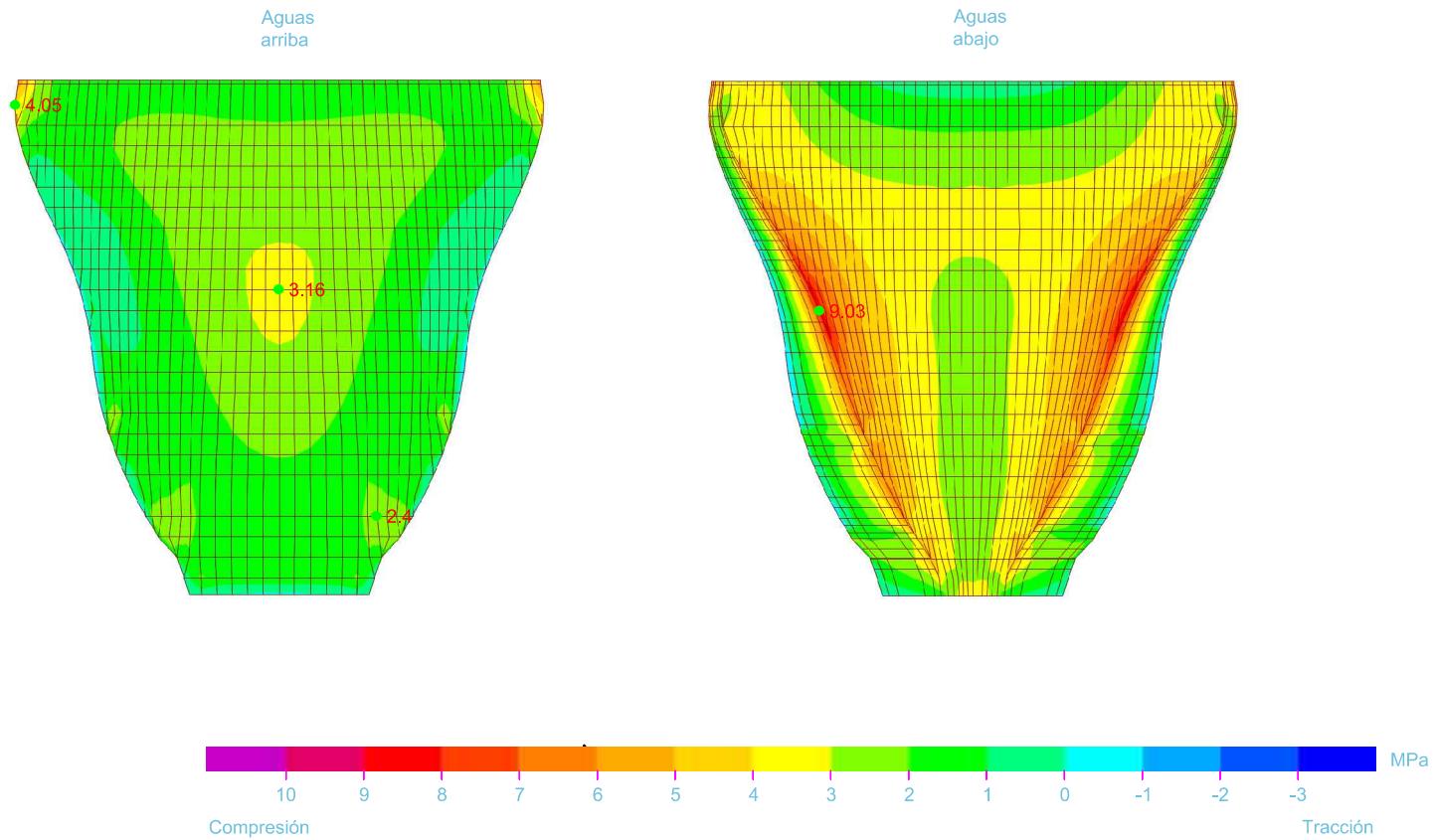


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c = \infty$

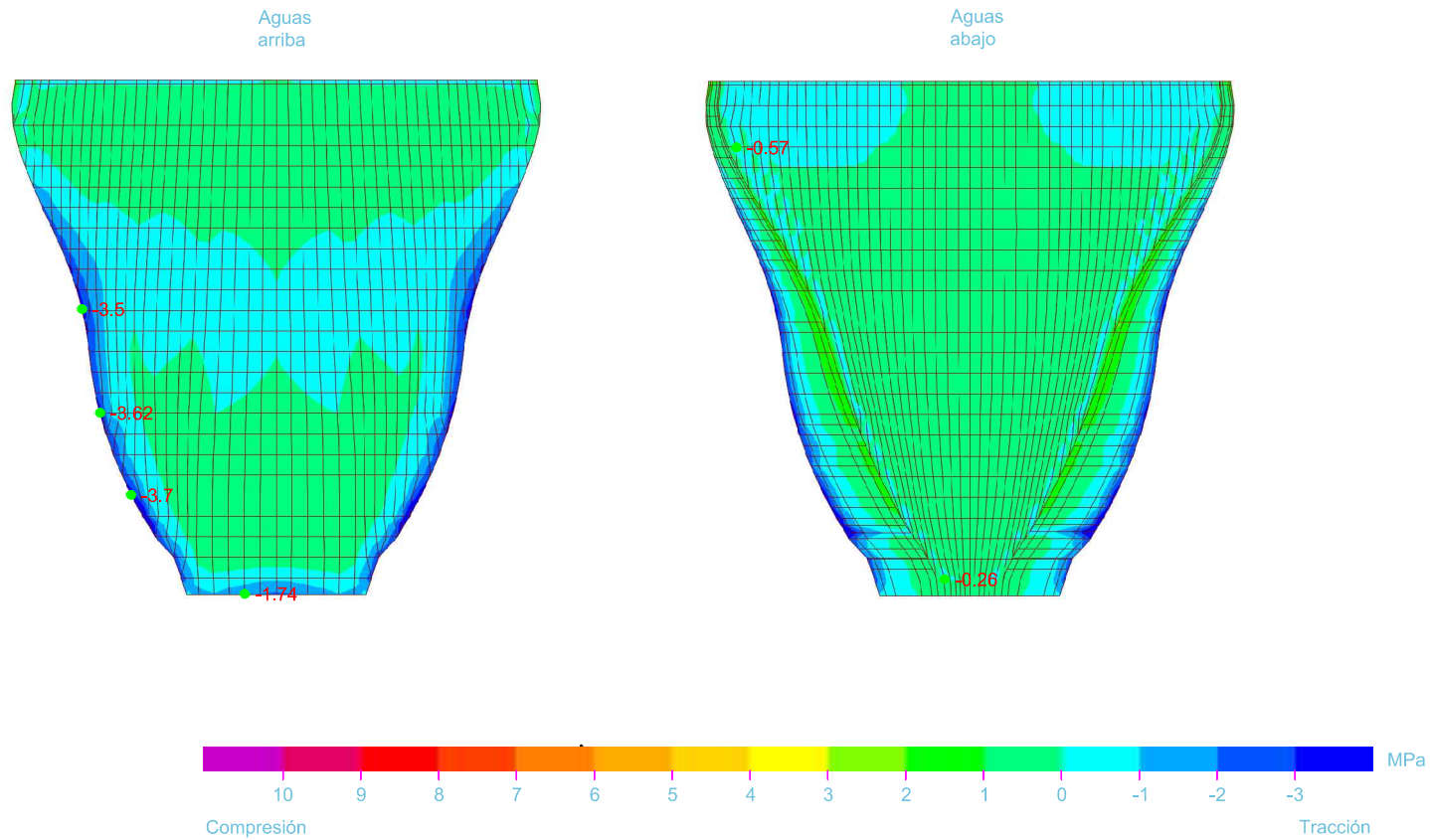


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura verano + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c = \infty$

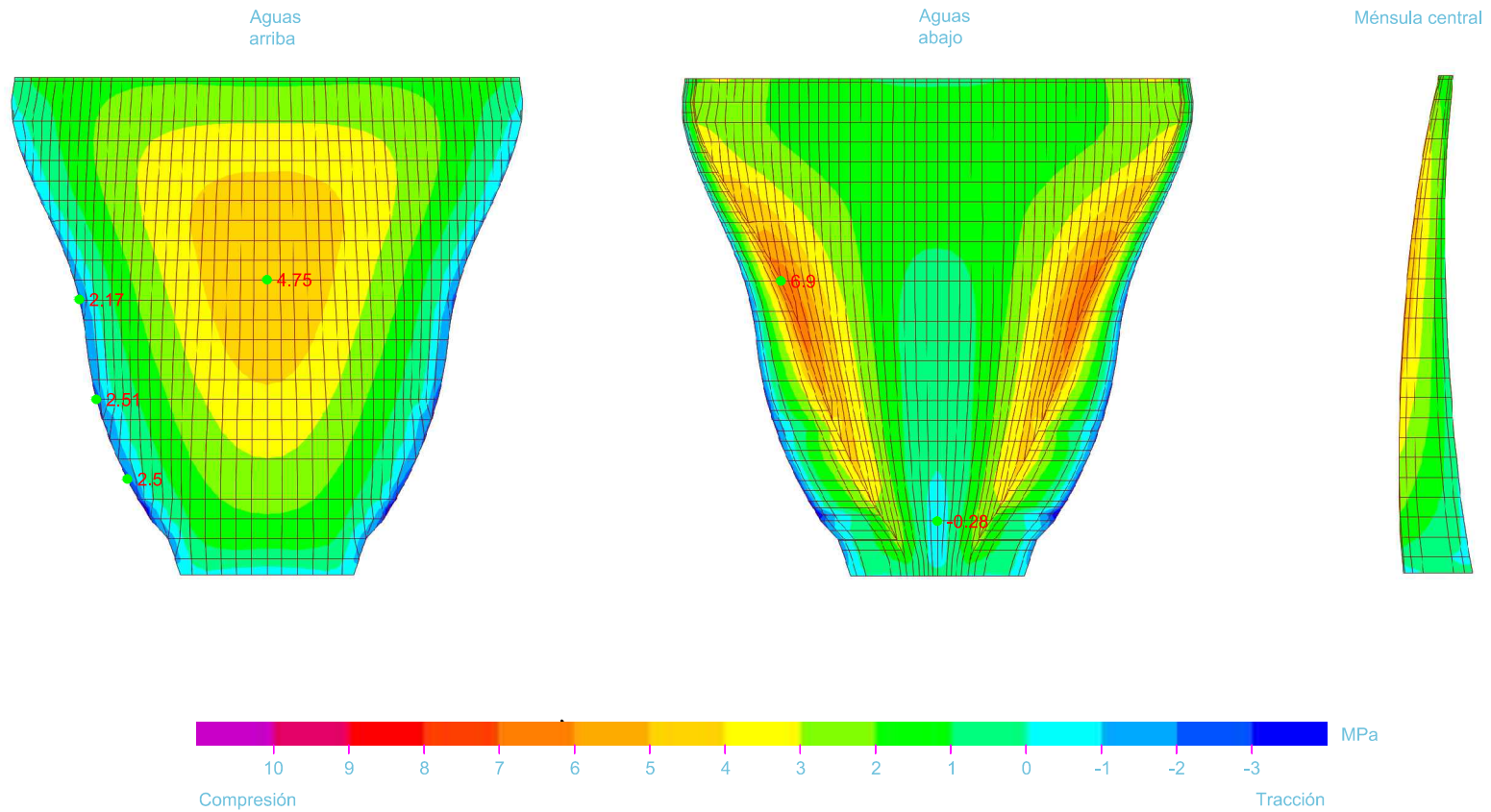


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Westergaard

Tensiones horizontales S22

$E_r/E_c = \infty$

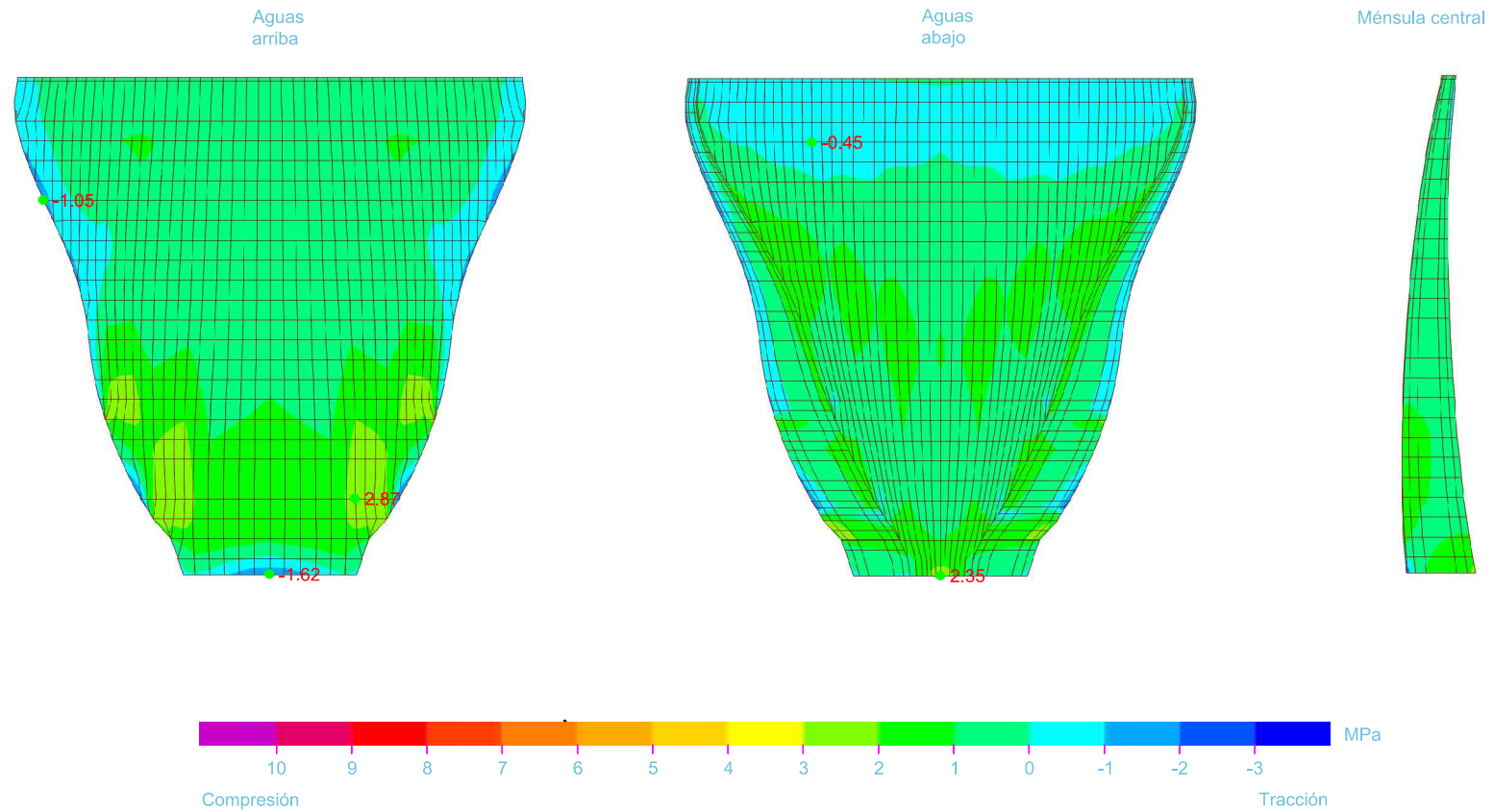


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Westergaard

Tensiones verticales S33

$E_r/E_c = \infty$

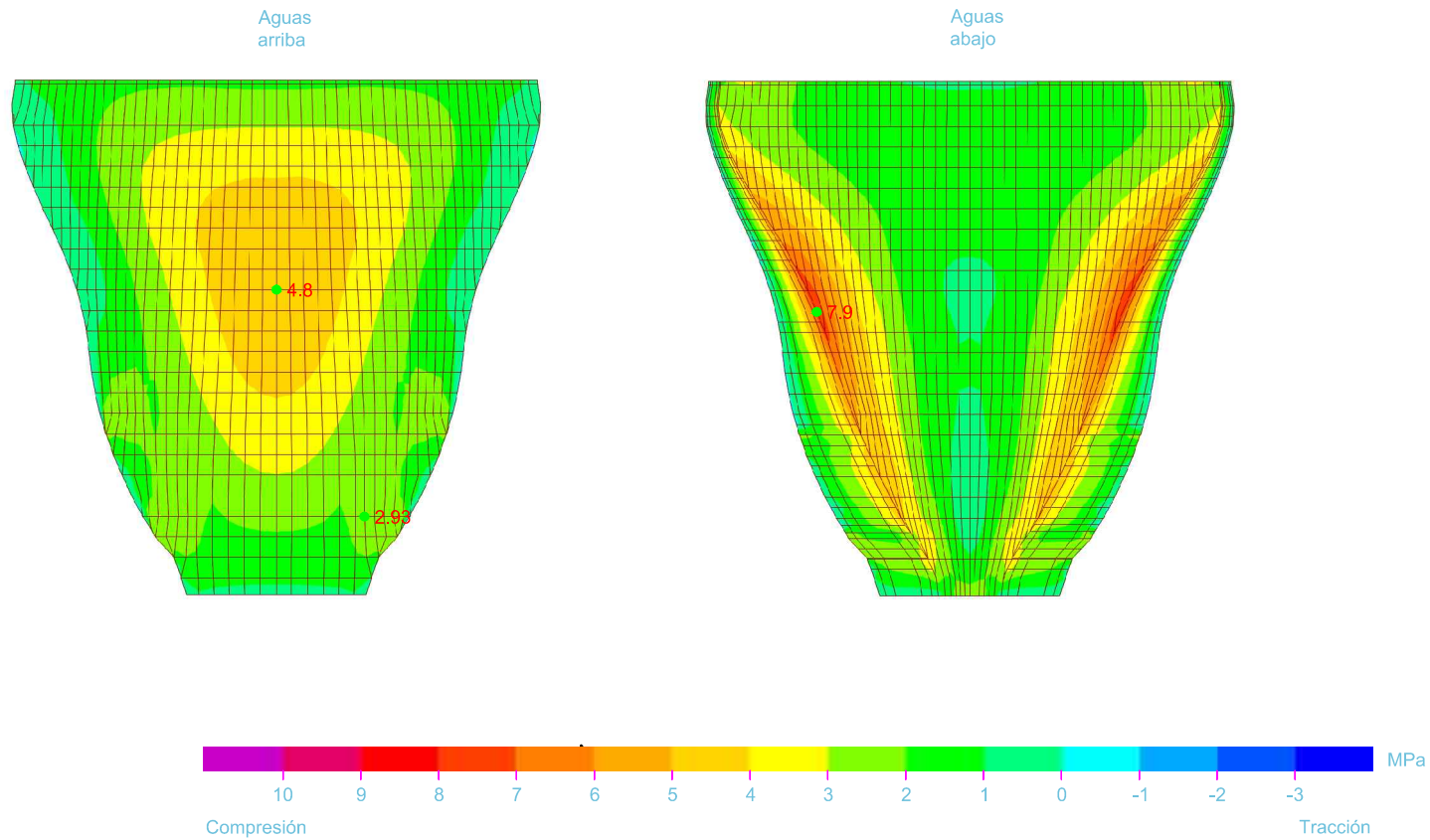


Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales máximas

$E_r/E_c = \infty$



Embalse de Quéntar

Peso propio + Empuje hidrostático + Temperatura invierno + Sismo + Empuje Westergaard

Tensiones principales mínimas

$E_r/E_c = \infty$

