

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

Análisis numérico de presas de hormigón bajo acciones expansivas

tesis doctoral realizada por:

André Campos de Moura

dirigida por:

Antonio Aguado de Cea

Carlos María López Garello

Barcelona, noviembre de 2012

Universitat Politècnica de Catalunya
Departament d'Enginyeria de la Construcció

TESIS DOCTORAL



Acta de calificación de tesis doctoral

Curso académico:

Nombre y apellidos

André Campos de Moura

DNI / NIE / Pasaporte

X9794939K

Programa de doctorado

Ingeniería de la Construcción

Unidad estructural responsable del programa

Departamento de Ingeniería de la construcción

Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorand / la doctoranda expone el tema de la su tesis doctoral titulada _____

Acabada la lectura y después de dar respuesta a las cuestiones formuladas por los miembros titulares del tribunal, éste otorga la calificación:

APTA/O NO APTA/O

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a		Secretario/a	
(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Vocal	Vocal	Vocal	Vocal

_____, _____ de _____ de _____

El resultado del escrutinio de los votos emitidos por los miembros titulares del tribunal, efectuado por la Escuela de Doctorado, a instancia de la Comisión de Doctorado de la UPC, otorga la MENCIÓN CUM LAUDE:

SI NO

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidenta de la Comisió de Doctorado		Secretaria de la Comisión de Doctorado	

Barcelona, _____ de _____ de _____

*Dedico este trabajo a
Dios, mi familia y amigos.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, me gustaría agradecer a Dios, quien me dio la fe, la fortaleza necesaria para seguir siempre adelante pese las dificultades, por colocarme en el mejor camino, iluminando cada paso de mi vida, y por darme la salud y la perseverancia para terminar este trabajo.

Mis más sinceros agradecimientos a los doctores Antonio Aguado de Cea y Carlos María López Garello, directores de esta tesis, por la oportunidad y por el constante apoyo y dedicación durante la realización de este trabajo.

Me gustaría agradecer a mis padres Natalino y Marli, y mi hermana Cristiane por el apoyo incondicional e incentivo, y a mis amigos y compañeros del doctorado por la amistad, apoyo e intercambio de ideas y conocimiento.

Un especial agradecimiento al Ministerio de Educación y Ciencia del Gobierno de España, por la beca FPU concedida para desarrollar mis estudios. Asimismo agradezco el apoyo económico de ENDESA GENERACIÓN S. A., ACCIONA ENERGÍA S. A. e IBERDROLA S. A., que han financiado esta investigación mediante los convenios de colaboración con el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC. También me gustaría agradecer todo el apoyo del personal docente y administrativo del Departamento de Ingeniería de la construcción de la UPC.

RESUMEN

El objetivo principal de esta tesis es el estudio del comportamiento mecánico del hormigón de presas bajo la acción de fenómenos expansivos de origen interno, tanto en el nivel mesoestructural como en el macroestructural. Un importante aporte de este trabajo es el modelo de difusión-reacción propuesto para el ataque sulfático interno (ASI), que permite simular la difusión de oxígeno hacia el interior del hormigón y su consumo en la oxidación de los sulfuros de hierro presentes en los áridos, y con ello obtener los incrementos de volumen a lo largo del tiempo que pueden producir las reacciones involucradas en el proceso.

El análisis mecánico se ha abordado en dos niveles: el mesoestructural y el macroestructural. En el análisis mesoestructural (en que se representa explícitamente la estructura interna de primer nivel o meso-estructura) se analizan expansiones debidas a formación tardía de etringita en hormigón convencional contrastando los resultados numéricos obtenidos con experimentales existentes en la bibliografía. Luego, se analizan los efectos del ASI, en primer lugar, en un hormigón convencional y posteriormente, en un hormigón de presa. Se han obtenido curvas de la degradación del módulo de elasticidad y de la resistencia a tracción en función del grado de expansión. También se muestran aspectos de la fisuración y de la energía disipada, que se correlacionan con el nivel de expansión y la evolución de los parámetros mecánicos.

En el análisis macroestructural, se estudian casos reales de presas afectadas por problemas expansivos. Las presas estudiadas son: Mequinenza, Paso Nuevo y Graus. En el caso de Mequinenza se analiza el comportamiento del bloque 13-14 que presenta unos elevados desplazamientos no recuperables. Para ello se utiliza una modelización 2D en la que se incluyen juntas horizontales (con un comportamiento no-lineal) donde se ubican fisuras observadas en la estructura. Los resultados numéricos obtenidos muestran cómo la formación, evolución y apertura de una serie de fisuras horizontales aportan gran parte de los desplazamientos observados en la estructura y permiten explicar de forma consistente el comportamiento diferenciado detectado en la presa.

En el caso de la presa de Paso Nuevo (de tipo arco gravedad), afectada por problemas expansivos internos, se utiliza una modelización 3D con la que se ajustan los desplazamientos calculados con los medidos, y se evalúa el comportamiento global de la presa empleando un criterio hiperbólico de resistencia. Posteriormente, se realiza un análisis no-lineal de la zona cercana al estribo izquierdo utilizando para ello un modelo de daño no-lineal en el medio continuo.

Finalmente, se estudia el comportamiento de la presa de Graus, inicialmente mediante modelos lineales (2D y 3D) y posteriormente se analiza la sección transversal del bloque 5 mediante una modelización 2D, en la que se incluyen juntas no-lineales donde se ubican las juntas de hormigonado y algunas fisuras observadas en la presa.

Los resultados obtenidos en las distintas etapas del trabajo han permitido reproducir de forma satisfactoria la evolución de los procesos expansivos, tanto a nivel mesoestructural como macroestructural, permitiendo explicar de forma consistente el comportamiento anómalo presentado en cada uno de los casos reales estudiados, poniendo de manifiesto la potencialidad de las herramientas y metodología de estudio utilizadas en este trabajo.

SUMMARY

The main objective of this thesis is to study the mechanical behavior of a dam concrete under internal expansive phenomena in both the macro-structural and the meso-structural level. An important contribution of this work is the diffusion-reaction model proposed for the internal sulfate attack (ISA), which simulates the oxygen diffusion into the concrete and its consumption in the iron sulfides oxidation in the aggregates. This model allows obtaining the volume increments over time caused by the chemical reactions involved in the process.

The mechanical analysis was conducted in the macro-structural and the meso-structural levels. The latter takes into account the expansions due to delayed ettringite formation in conventional concrete considering the explicit representation of the first level internal structure or meso-structure. The numerical results obtained were validated with experimental data from the literature. Then, the effects of the ISA in conventional concrete and in a dam concrete were analyzed, yielding a prediction of the young modulus and the tensile strength degradation depending on the degree of expansion of concrete. Furthermore, this dissertation shows the evolution of cracking and fracture energy dissipation, both of which were correlated with the degree of expansion and the variation of mechanical parameters. The results obtained illustrate the potential of the meso-structural model for analyzing different expansive processes in concrete.

In the macro-structural level, real cases of dams affected by expansive problems were analyzed. The dams studied were Mequinzenza, Paso Nuevo and Graus. The case of Mequinzenza focused on the behavior of block 13-14 that presented pronounced non-recoverable displacements. A 2D model was used, including horizontal joints with non-linear behavior located where cracks had been observed. The numerical results show how the formation, evolution and opening of a series of horizontal cracks cause much of the displacements measured, thus realistically explaining the behavior of the dam.

For the case of Paso Nuevo (an arch gravity dam affected by internal expansive problems), a 3D model was used to adjust the calculated displacement with the measured one. A hyperbolic strength criterion was used to assess the global behavior of the dam. Then, the left abutment zone was analyzed using a continuum non-linear damage model.

Finally, the case of Graus was studied with linear models (2D and 3D). Then the analysis of block 5 was performed using a 2D model that included non-linear joints located where cracks and casting joints were present.

The results obtained throughout this study reproduce satisfactorily the evolution of the expansive process in the macro-structural and meso-structural levels. They explain with good accuracy the anomalous behavior observed in the real cases studied and show the potential of the tools and methodology used in this work.

Índice

CAPÍTULO 1. - INTRODUCCIÓN

1.1. PRESENTACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.2.1. Objetivo general.....	4
1.2.2. Objetivos específicos.....	4
1.3. MÉTODO	5
1.4. ORGANIZACIÓN DEL CONTENIDO	6

CAPÍTULO 2. - ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. INTRODUCCIÓN.....	9
2.2. REACCIONES EXPANSIVAS	10
2.3. FACTORES QUE AFECTAN A LAS REACCIONES Y EL PROCESO EXPANSIVO ..	13
2.3.1. Humedad.....	13
2.3.2. Temperatura.....	14
2.3.3. Disponibilidad de los reactantes.....	15
2.3.4. Estado de compresiones y confinamiento	16
2.4. CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL HORMIGÓN.....	18
2.4.1. Tracción uniaxial	19
2.4.2. Compresión uniaxial	20
2.4.3. Multiaxial	21
2.4.4. Hormigón de presa	22
2.5. EFECTOS DE LA EXPANSIÓN EN EL HORMIGÓN	23

2.5.1.	Degradación de las propiedades mecánicas.....	23
2.5.2.	Microfisuración	25
2.5.3.	Macrofisuración	26
2.5.4.	Desplazamientos remanentes en las estructuras.....	28
2.6.	ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA FISURACIÓN.....	29
2.7.	MODELOS DE SIMULACIÓN DE LAS EXPANSIONES	31
2.7.1.	Modelos a nivel microescala	31
2.7.2.	Modelos a nivel mesoescala	33
2.7.3.	Modelos a nivel macroescala	36

CAPÍTULO 3. – MODELO CINÉTICO DEL ATAQUE SULFÁTICO INTERNO EN PRESAS

3.1.	INTRODUCCIÓN.....	39
3.2.	ANTECEDENTES.....	40
3.3.	MODELO CINÉTICO DE LA OXIDACIÓN DE LOS SULFUROS DE HIERRO	41
3.3.1.	La oxidación de los sulfuros de hierro.....	41
3.3.2.	Ecuación de difusión-reacción y cinética de las reacciones.....	42
3.3.3.	Solución numérica para el caso unidimensional.....	47
3.3.4.	Análisis y determinación de los parámetros del modelo.....	49
3.3.5.	Resultados del modelo cinético de oxidación.....	57
3.4.	ATAQUE SULFÁTICO	62
3.5.	CINÉTICA GLOBAL: OXIDACIÓN + ATAQUE SULFÁTICO	63
3.6.	ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA	64
3.7.	APLICACIÓN DEL MODELO CINÉTICO A SECCIONES TRASVERSALES DE PRESAS	68
3.7.1.	Características del cálculo realizado	68
3.7.2.	Resultados obtenidos con el O ₂ como oxidante principal.....	70
3.7.3.	Resultados obtenidos con el Fe ³⁺ como oxidante principal.....	71
3.7.4.	Influencia de los principales parámetros en los desplazamientos	72
3.8.	CONSIDERACIONES FINALES.....	73

CAPÍTULO 4. – ANÁLISIS MESOESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN BAJO ACCIONES EXPANSIVAS INTERNAS

4.1. INTRODUCCIÓN.....	75
4.2. ANTECEDENTES.....	76
4.3. MODELIZACIÓN MESOESTRUCTURAL.....	77
4.4. MODELIZACIÓN DE EXPANSIONES EN MUESTRAS DE HORMIGÓN CONVENCIONAL.....	79
4.4.1. Expansión en el mortero	79
4.4.2. Expansión en los áridos	84
4.5. MODELIZACIÓN DE LA EXPANSIÓN EN HORMIGONES DE PRESA	91
4.5.1. Evolución de los parámetros mecánicos con el nivel de expansión.....	92
4.5.2. Influencia del nivel de confinamiento.....	96
4.5.3. Efecto de la existencia de una vía preferencial para el desarrollo de la expansión en algunos áridos.....	102
4.5.4. Comparación de los resultados numéricos con el comportamiento observado en presas.....	104
4.6. CONSIDERACIONES FINALES	105

CAPÍTULO 5. – ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

5.1. INTRODUCCIÓN.....	107
5.2. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO.....	108
5.3. CAUSAS DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO	110
5.4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA	111
5.5. RESULTADOS INICIALES	114
5.6. ANÁLISIS DE LA FISURACIÓN	115
5.7. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS	117
5.7.1. Influencia del nivel de resistencia a tracción de las juntas	117
5.7.2. Influencia del nivel de expansión	118

5.7.3. Influencia de la subpresión y de la energía de fractura.....	119
5.8. COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS CALCULADOS CON LOS MEDIDOS	120
5.9. ANÁLISIS CON UN MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA.....	122
5.9.1. Presentación del modelo simplificado de infiltración de agua.....	122
5.9.2. Evolución de la infiltración de agua en las secciones transversales	123
5.9.3. Evolución de los desplazamientos en el bloque 13-14	124
5.10. CONSIDERACIONES FINALES	128

CAPÍTULO 6. – ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE PASO NUEVO

6.1. INTRODUCCIÓN.....	131
6.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO.....	132
6.3. RESUMEN DE LOS ESTUDIOS GENERALES REALIZADOS	135
6.4. MODELIZACIÓN 3D DE LA PRESA	137
6.4.1. Generación de la geometría.....	137
6.4.2. Malla de elementos finitos	139
6.5. RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA SIMULACIÓN 3D DE LA PRESA.....	140
6.5.1. Resultados iniciales	143
6.5.2. Análisis del comportamiento global de la presa.....	146
6.5.3. Análisis de la zona de galería cercana al estribo izquierdo	150
6.5.4. Análisis no-lineal del bloque 11 de la presa	155
6.6. CONSIDERACIONES FINALES	160

CAPÍTULO 7. – ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE GRAUS

7.1. INTRODUCCIÓN.....	163
7.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO.....	164
7.3. RESUMEN DE LOS ESTUDIOS GENERALES REALIZADOS	170

7.4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA	174
7.4.1. Modelo 2D.....	174
7.4.2. Modelo 3D.....	179
7.5. ANÁLISIS NO-LINEAL DEL BLOQUE 5.....	184
7.5.1. Expansiones debidas al ASI.....	185
7.5.2. Expansiones debidas a la RAA.....	187
7.5.3. Expansión combinada del ASI y de la RAA.....	191
7.5.4. Análisis de la fisuración en el bloque 5	193
7.6. CONSIDERACIONES FINALES	196

CAPÍTULO 8. – CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1. CONCLUSIONES GENERALES.....	197
8.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.....	199
8.2.1. Modelo cinético del ASI.....	199
8.2.2. Análisis mesoestructural del hormigón	200
8.2.3. Análisis estructural de presas.....	201
8.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	205

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS	209
-------------------	-----

ANEXO A1. – INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DEL MODELO CINÉTICO DEL ASI

A1.1. INTRODUCCIÓN.....	221
A1.2. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS: SECCIÓN UNIDIRECCIONAL.....	221
A1.3. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS EN LOS DESPLAZAMIENTOS	229

ANEXO A2. – MODELO DE JUNTA

A2.1. INTRODUCCIÓN.....	237
A2.2. LEY DE JUNTA	237

ANEXO A3. – RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

A3.1. INTRODUCCIÓN.....	241
A3.2. RESULTADOS BLOQUE 13-14.....	241

ANEXO A4. – MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA EN EL HORMIGÓN

A4.1. INTRODUCCIÓN.....	247
A4.2. FORMULACIÓN DEL MODELO.....	247
A4.3. APLICACIÓN A SECCIONES DE LA PRESA	250
A4.4. RESULTADOS COMPLEMENTARIOS CON EL MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA.....	253

ANEXO A5. – CRITERIO DE ROTURA HMCM Y RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DE LA PRESA DE PASO NUEVO

A5.1. INTRODUCCIÓN.....	255
A5.2. INVARIANTES DEL TENSOR DE TENSIONES.....	255
A5.3. INVARIANTES DEL TENSOR DESVIADOR DE TENSIONES.....	257
A5.4. MODELO HIPERBÓLICO DE TIPO MOHR-COULOMB.....	258
A5.4.1. Superficie de fluencia.....	258
A5.4.2. Expresiones alternativas para obtener C y p_T	259
A5.4.3. Evolución de la superficie de fluencia.....	259
A5.5. RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DE LA PRESA DE PASO NUEVO.....	260
A5.5.1. Resultados en términos de I_1 y J_2	261
A5.5.2. Aplicación del criterio de rotura HMCM	265
A5.6. DATOS COMPLEMENTARIOS DEL ANÁLISIS NO-LINEAL DEL BLOQUE 11 DE LA PRESA.....	269

Índice de figuras

CAPÍTULO 1. – INTRODUCCIÓN

Figura 1.1	Evolución del número de presas en España (de Cea y Sánchez, 2007).....	2
Figura 1.2	Presas de hormigón con algún problema expansivo en España (adaptado de Pardo, 2009).....	3

CAPÍTULO 2 – ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Figura 2.1	Tipos de ataque sulfático (Thaulow et al., 1997).	12
Figura 2.2	Distribución de la humedad en un perfil genérico de presa.	14
Figura 2.3	Efecto de la temperatura en la RAA (Saouma y Perotti, 2007).....	15
Figura 2.4	Efecto del confinamiento longitudinal en la RAA (Larive, 1998)	17
Figura 2.5	Deformación axial versus radial para probetas con confinamiento axial (Multon y Toutlemonde, 2005).....	17
Figura 2.6	Niveles de análisis: (a) microscópico, (b) intermedio y (c) macroscópico (Wittmann, 1983).	18
Figura 2.7	Comportamiento característico de materiales cuasifrágiles en un ensayo de tracción uniaxial con control de desplazamientos (Karihaloo, 1995).....	19
Figura 2.8	Curvas tensión-deformación bajo compresión uniaxial (Van Mier, 1984).....	20
Figura 2.9	Envolvente biaxial de resistencia para tres tipos diferentes de hormigones (Kupfer et al., 1969).	21
Figura 2.10	Curvas tensión-deformación a compresión bajo distintos valores de confinamiento lateral (Imran y Pantazopoulou, 1996).	22
Figura 2.11	Comparación de dimensiones con respecto al volumen mínimo representativo (Trunk y Wittmann, 1998).	23

Figura 2.12	Variación del módulo de Young, la resistencia a tracción y a compresión en función del nivel de expansión (adaptado de Capra y Sellier, 2003).....	24
Figura 2.13	Variación del módulo de Young y la resistencia a tracción en función del nivel de expansión (Rocco et al., 2004).....	24
Figura 2.14	Fisuración en la zona que rodea la interfase árido-pasta para RAA (Sauoma, 2004).	25
Figura 2.15	Interfase pasta/árido con contenidos de sulfuros, que presentan fisuras y fragmentación debidas al ASI (Gomides, 2009).	25
Figura 2.16	Fisuración mapeada en estructuras auxiliares de la presa de Belesar debido a la RAA (izquierda) y en la presa de Tavàscan debido al ASI (derecha).....	26
Figura 2.17	Fisura en el hastial aguas abajo en la presa de Isola (a), Rumedo (b), Portodemouros (c) y esquema de la fisuración en la galería (d) (Araújo, 2008).....	27
Figura 2.18	Fisuras inclinadas en la galería superior de la presa de Paso Nuevo (Espinós et al., 2010).....	27
Figura 2.19	Fisuras en paramentos de las presas de Rumedo (a) y Torán (b) (Araújo, 2008).....	27
Figura 2.20	Desplazamientos horizontales en coronación de distintas presas.	28
Figura 2.21	Esquema de los modos básicos de fractura.....	29
Figura 2.22	Ejemplo de la fisuración distribuida (a) y discreta (b).	30
Figura 2.23	Difusión de los iones hidróxido y álcali para el árido, seguido de la reacción con la sílice (Xi y Suwito, 2002).	32
Figura 2.24	Difusión del gel hacia la pasta (Xi y Suwito, 2002).....	32
Figura 2.25	Ejemplo de malla de elementos finitos representativa de una muestra de hormigón de presa: elementos de mortero a la izquierda y de áridos a la derecha (López, 1999).	34
Figura 2.26	Comparación entre resultado numérico (a) obtenido por Idiart (2009) con experimental (b) obtenido por Al-Amoudi (2002) para el ASE.	35
Figura 2.27	Geometría de la muestra con los áridos, daño visto en la superficie y en una sección bajo la expansión (Comby-Peyrot, 2009).....	36
 CAPÍTULO 3. – MODELO CINÉTICO DEL ATAQUE SULFÁTICO INTERNO EN PRESAS		
Figura 3.1	Esquema de los procesos de oxidación de la pirrotina.....	42
Figura 3.2	Ejemplo de verificación unidimensional de la formulación de primer orden de la oxidación de sulfuros de hierro.....	49

Figura 3.3	Variación del contenido de agua con la distancia a la superficie expuesta al aire.....	51
Figura 3.4	Curvas de variación de los coeficientes de cinética de las reacciones con el contenido de agua del hormigón.....	51
Figura 3.5	Efecto del contenido de agua en el coeficiente de difusión del oxígeno (Bentur et al., 1997).	52
Figura 3.6	Roca cerca de la presa de Graus con veta de sulfuros oxidados.....	56
Figura 3.7	Cinética de la reacción con el O_2 y el Fe^{3+} como oxidantes.....	57
Figura 3.8	Variación de la concentración de los iones Fe^{2+} y Fe^{3+} en el tiempo (Fe^{3+} como oxidante).....	58
Figura 3.9	Concentración de oxígeno para distintos tiempos en el caso sin consideración de la reacción.....	59
Figura 3.10	Concentración de oxígeno y de sulfuros de hierro oxidados para distintos tiempos (O_2 como oxidante).	60
Figura 3.11	Cinética de la oxidación para distintas profundidades (O_2 como oxidante).	60
Figura 3.12	Concentración de oxígeno y de sulfuros de hierro oxidados para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).....	61
Figura 3.13	Cinética de la oxidación para distintas profundidades (Fe^{3+} como oxidante).	61
Figura 3.14	Esquema de la oxidación de una partícula de sulfuro de hierro en un árido inmerso en la pasta de cemento.....	64
Figura 3.15	Secciones de presa utilizadas en los cálculos.....	68
Figura 3.16	Mallas de elementos finitos de las secciones de presa.....	69
Figura 3.17	Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos para la sección con $h/b=1,5$	70
Figura 3.18	Evolución de los desplazamientos en coronación para las distintas secciones (O_2 como oxidante).	71
Figura 3.19	Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos para la sección con $h/b=1,5$	71
Figura 3.20	Evolución de los desplazamientos en coronación para las distintas secciones (Fe^{3+} como oxidante).	72
Figura 3.21	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos contenidos superficiales de agua.	73
 CAPÍTULO 4. – ANÁLISIS MESOESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN BAJO ACCIONES EXPANSIVAS INTERNAS		

Figura 4.1	Representación en 2D para hormigón convencional: geometría de la muestra (a), retícula de elementos junta (b) y malla de elementos finitos (c).....	78
Figura 4.2	Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción en función del nivel de expansión, en valores relativos	80
Figura 4.3	Estado de fisuración al 1,53% de expansión (a) y sólo para la matriz a una escala mayor (b).....	80
Figura 4.4	Curvas σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión.....	81
Figura 4.5	Estado de fisuración (arriba) y malla deformada (x10) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,45, 1,05 y 1,53%, de izquierda a derecha.....	82
Figura 4.6	Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción en función del nivel de expansión, en valores relativos	82
Figura 4.7	Variación de la longitud total de fisuración con la expansión.....	83
Figura 4.8	Variación de la energía disipada total con la expansión.....	83
Figura 4.9	Variación del módulo de Young con la longitud de fisuración (a) y de la resistencia a tracción con la energía disipada total (b).	84
Figura 4.10	Geometría de la muestra de hormigón convencional (a), nueva retícula de elementos junta (b) y malla de elementos finitos (c).	85
Figura 4.11	Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción con la expansión.....	85
Figura 4.12	Estado de fisuración al 0,50% de expansión (izquierda) y 1,00% (centro), y malla deformada (x10) a 1,00% de expansión (derecha).....	86
Figura 4.13	Curvas de σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión.....	86
Figura 4.14	Estado de fisuración (arriba) y malla deformada (x10) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,06, 0,42 y 1,00%, de izquierda a derecha.....	87
Figura 4.15	Variación de la longitud total de fisuración con el nivel de la expansión.....	87
Figura 4.16	Variación de la energía disipada total con el nivel de la expansión.....	88
Figura 4.17	Variación del módulo de Young con la longitud de fisuración (a) y de la resistencia a tracción con la energía disipada total (b).	88
Figura 4.18	Variación del módulo de Young (a) y de la resistencia a tracción (b) con la expansión, para la retícula anterior y la nueva con más caminos de fisuración.	89
Figura 4.19	Estado de fisuración al 1,00% de expansión con la retícula anterior (a) y la nueva con más caminos de fisuración (b).	89

Figura 4.20	Deformada (x10) al 1,00% de expansión con la retícula anterior (a) y la nueva con más caminos de fisuración (b).....	89
Figura 4.21	Curvas de σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión (con la retícula de juntas inicial).....	90
Figura 4.22	Estado de fisuración (arriba) y malla deformada (x10) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,06, 0,42 y 1,00%, de izquierda a derecha (con la retícula de juntas inicial).	90
Figura 4.23	Modelización representativa de un hormigón de presa: geometría de áridos y mortero (a), retícula de elementos junta (b) y malla de elementos finitos (c).....	91
Figura 4.24	Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción con la expansión.....	93
Figura 4.25	Estado de fisuración al 0,30% de expansión (izquierda) y 0,50% (centro), y malla deformada (x50) a 0,50% de expansión (derecha).....	93
Figura 4.26	Curvas de σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión.....	94
Figura 4.27	Estado de fisuración (arriba) y malla deformada (x50) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,1, 0,2 y 0,50%, de izquierda a derecha.....	94
Figura 4.28	Variación de la longitud total de fisuración con el nivel de expansión.....	95
Figura 4.29	Variación de la energía disipada total con el nivel de expansión.	95
Figura 4.30	Variación del módulo de Young con la longitud de fisuración (izquierda) y de la resistencia a tracción con la energía disipada total (derecha).	96
Figura 4.31	Estado de fisuración para una expansión de aproximadamente el 0,5% para distintos niveles de confinamiento.	97
Figura 4.32	Deformada (x50) para una expansión de aproximadamente el 0,5% para distintos niveles de confinamiento.	97
Figura 4.33	Tensiones principales en el caso de expansión libre (a) y para un confinamiento de 20MPa (b), obtenidas de un cálculo elástico-lineal (en color rojo valores de tracción y en color azul de compresión).....	98
Figura 4.34	Tensiones principales σ_I en la matriz para una expansión libre (a) y con un confinamiento de 20MPa (b), obtenidas en un cálculo elástico-lineal.	98
Figura 4.35	Evolución del estado de fisuración para un confinamiento creciente con la expansión.....	99
Figura 4.36	Deformada (x50) para una expansión de aproximadamente 0,5%.....	99

Figura 4.37	Expansión de la muestra de hormigón en función de la expansión de los áridos en distintos casos.....	100
Figura 4.38	Variación del módulo de Young con el nivel de la expansión para distintos valores de confinamiento.....	101
Figura 4.39	Variación de la longitud total de fisuración y de la energía disipada con el nivel de la expansión para distintos valores de confinamiento.....	101
Figura 4.40	Variación del módulo de Young en función de la longitud de fisura.....	102
Figura 4.41	Geometría de la muestra de hormigón donde se remarca en azul los áridos con una expansión de valor superior.....	102
Figura 4.42	Evolución del estado de fisuración de izq. a der. debido a una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (50% mayor).....	103
Figura 4.43	Malla deformada (x50) para tres niveles crecientes (de izq. a der.) de una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (50% mayor).....	103
Figura 4.44	Evolución del estado de fisuración de izq. a der. debido a una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (300% mayor).....	103
Figura 4.45	Malla deformada (x50) para tres niveles crecientes (de izq. a der.) de una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (300% mayor).....	104
Figura 4.46	Comparación entre el resultado numérico (a) y el comportamiento observado en presas (b y c) para el caso de expansión libre como ocurre en estructuras auxiliares.....	104
Figura 4.47	Comparación entre el resultado numérico (a) y el comportamiento observado en presas (b) para caso con confinamiento como sucede en cuerpo de presa o en paramento aguas abajo.....	105
 CAPÍTULO 5. – ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE MEQUINENZA		
Figura 5.1	Vista de la presa desde la zona de aguas abajo y sección transversal del bloque 13-14.....	109
Figura 5.2	Desplazamientos horizontales hacia aguas abajo en coronación a lo largo de los diferentes bloques de la presa.....	109
Figura 5.3	Geometría discretizada de la presa y malla de elementos finitos.....	112
Figura 5.4	Zona en que se han aplicado las deformaciones impuestas (en color rojo).....	114
Figura 5.5	Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, para una resistencia de 0,5 MPa en las juntas.....	116

Figura 5.6	Configuración deformada final en zona superior del bloque (x50).....	116
Figura 5.7	Desplazamiento horizontal y vertical en coronación en función del valor de resistencia a tracción de las juntas.....	118
Figura 5.8	Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una resistencia de 3 MPa en las juntas.....	118
Figura 5.9	Desplazamiento horizontal y vertical en coronación en función del valor de la deformación impuesta.....	119
Figura 5.10	Desplazamientos horizontales medidos y calculados en distintos casos.....	121
Figura 5.11	Evolución en el tiempo de la ganancia de agua a distintas distancias desde paramento aguas arriba, para una altura de embalse de 20 m (a) y 40 m(b).....	124
Figura 5.12	Infiltración horizontal para una altura del embalse de 20m.....	124
Figura 5.13	Avance de la imbibición de agua en el hormigón transcurridos 40 años. a) con drenaje y b) sin drenaje.....	125
Figura 5.14	Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada para 0,35 mm/m de expansión con drenaje (arriba) y sin drenaje (abajo).....	126
Figura 5.15	Desplazamientos horizontales medidos y calculados en distintos puntos del bloque.....	127
Figura 5.16	Desplazamientos horizontales medidos en el bloque 9-10.....	128
CAPÍTULO 6. – ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE PASO NUEVO		
Figura 6.1	Vistas de la presa desde la zona de aguas abajo y aguas arriba.....	132
Figura 6.2	Sección perimetral y bases de medida en planta de la presa de Paso Nuevo.....	132
Figura 6.3	Desplazamientos horizontales y verticales en coronación de la presa de Paso Nuevo.....	133
Figura 6.4	Desplazamientos horizontales y verticales en coronación de la presa de Paso Nuevo.....	133
Figura 6.5	Fisuración enramada observada en coronación (a), en bloques de cierre de hormigonado (b) y en cuerpo de presa (c).....	134
Figura 6.6	Fisuración oblicua en la galería a cota 1350 m cerca de la junta 11.....	134
Figura 6.7	Frentes de cantera utilizados en el hormigonado de la presa.....	135
Figura 6.8	Correlación entre mapa de hormigonado y movimientos en la presa.....	136

Figura 6.9	Vistas desde aguas abajo y desde aguas arriba de la geometría de la presa.....	138
Figura 6.10	Detalle de la galería cerca del estribo derecho e izquierdo, respectivamente.....	138
Figura 6.11	Planos de juntas entre bloques de presa (en azul) y en el contacto presa-terreno (en verde).....	139
Figura 6.12	Vistas de la malla de elementos finitos desde aguas abajo y desde aguas arriba.....	140
Figura 6.13	Esquema de las deformaciones iniciales impuestas (distribución lineal de deformaciones).....	141
Figura 6.14	Esquema de las deformaciones impuestas en el caso de distribución no-lineal.....	142
Figura 6.15	Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados para distintos valores de K_t (Caso 1).....	144
Figura 6.16	Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados para distintos valores de K_t (Caso 2).....	145
Figura 6.17	Configuración deformada (líneas rojas) (x50) de la presa para un K_t intermedio, y geometría no deformada.....	145
Figura 6.18	Superficie de rotura HMCM.....	147
Figura 6.19	Criterio de rotura HMCM- vista de la presa desde aguas abajo.....	148
Figura 6.20	$\sqrt{J_2}$ en MPa para la superficie del paramento aguas abajo.....	148
Figura 6.21	I_1 y $\sqrt{J_2}$ en colores para un plano radial en la mitad del bloque 5.....	149
Figura 6.22	Criterio de rotura HMCM - plano radial del bloque 5.....	149
Figura 6.23	$\sqrt{J_2}$ en colores para 4 planos radiales en el bloque 11.....	150
Figura 6.24	Tensiones principales para un plano horizontal de la presa.....	151
Figura 6.25	Tensiones principales en representación vectorial, en la zona cercana alrededor de la galería para un plano radial de la presa.....	152
Figura 6.26	Criterio de rotura HMCM - planos radiales y corte horizontal del bloque 11.....	153
Figura 6.27	Comparación entre el criterio de rotura biaxial de Kupfer y Gerstle (1973) y el modelo HMCM con $\sigma_I=0$	154
Figura 6.28	Criterio de rotura biaxial - planos radiales del bloque 11.....	154
Figura 6.29	Criterio de rotura biaxial -corte horizontal del bloque 11.....	155
Figura 6.30	Vistas de la nueva malla de elementos finitos, desde aguas abajo y aguas arriba.....	156
Figura 6.31	Planos de juntas entre la presa y el terreno (verde), entre bloques(azul) y entre los hormigones de 1ª y 2ª fase (rojo).....	156

Figura 6.32	Evolución de la superficie de fluencia (a), Potencial plástico (b), leyes de hardening y softening (c).....	157
Figura 6.33	Curvas de tracción y compresión uniaxial obtenidas con el modelo de daño para los parámetros adoptados.....	158
Figura 6.34	a) y b) zonas con algún deterioro (en color rojo).....	158
Figura 6.35	a) y b) daño en términos de la variable de daño en valores relativos.....	159
Figura 6.36	Tensiones σ_I en colores para el caso lineal y no-lineales en una sección radial del bloque 11.....	159
Figura 6.37	Pared de la galería a cota 1350 donde hay un cambio de dirección de la misma.	160

CAPÍTULO 7. – ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE GRAUS

Figura 7.1	Planta y sección longitudinal de la presa de Graus (izquierda) y sección transversal de un bloque (derecha).....	164
Figura 7.2	Desplazamientos horizontales medidos en coronación a lo largo del tiempo.....	165
Figura 7.3	Desplazamientos verticales medidos en coronación lo largo del tiempo.....	165
Figura 7.4	Desplazamientos verticales medidos en galería a lo largo del tiempo.....	165
Figura 7.5	Desplazamientos horizontales medidos a diferentes edades.	166
Figura 7.6	Desplazamientos verticales medidos a diferentes edades.....	166
Figura 7.7	Incrementos anuales en los desplazamientos horizontales.....	167
Figura 7.8	Incrementos anuales en los desplazamientos verticales.....	168
Figura 7.9	Aspecto del hormigón del paramento aguas abajo y de la coronación de la presa de Graus.....	168
Figura 7.10	Levantamiento de fisuras en los pozos de los péndulos de Graus.....	169
Figura 7.11	Filtración en el pozo del péndulo.....	170
Figura 7.12	Tinción con fenolftaleína en un testigo de Graus.....	171
Figura 7.13	Vista de la parte superior del pozo del péndulo 1 en 1991 y 2009.....	172
Figura 7.14	Gel de la RAA (a) y etringita secundaria (b) obtenidas por MEB.....	173
Figura 7.15	Mallas de elementos finitos de los bloques 4, 5 y 6 de la presa de Graus.....	174
Figura 7.16	Distribución simplificada de deformaciones en función de la penetración considerada a partir de una superficie expuesta al aire.....	175

Figura 7.17	Aplicación de la distribución simplificada de deformaciones (mm/m) en las secciones de los bloques 4, 5 y 6 de la presa de Graus para AB=AR.....	176
Figura 7.18	Aplicación de la distribución simplificada de deformaciones (mm/m) en las secciones de los bloques 4, 5 y 6 de la presa de Graus para AB≠AR.....	177
Figura 7.19	Desplazamientos horizontales y verticales en coronación calculados en el bloque 4 en función de la expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI.....	178
Figura 7.20	Desplazamientos horizontales y verticales en coronación calculados en el bloque 5 en función de la expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI.....	178
Figura 7.21	Desplazamientos horizontales y verticales en coronación calculados en el bloque 6 en función de la expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI.....	178
Figura 7.22	Malla de elementos finitos de la presa de Graus.....	179
Figura 7.23	Distribución de deformaciones (mm/m) para el caso con $\epsilon_b=5$ mm/m y $\delta=1$ m.....	180
Figura 7.24	Deformada (x10) para el caso con $\epsilon_b = 5$ mm/m y $\delta=1$ m.....	181
Figura 7.25	Desplazamientos horizontales y verticales calculados en coronación ($\epsilon_b=5$ mm/m, $\delta=1.0$ m y $K_t=1.10^5$ KN/m ³).....	181
Figura 7.26	Desplazamientos horizontales y verticales calculados en coronación ($\epsilon_b=5$ mm/m, $\delta=1.0$ m y $K_t=1.10^5$ KN/m ³).....	182
Figura 7.27	Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación para diferentes valores de K_t en el modelo 3D (línea continua) y 2D (puntos).....	182
Figura 7.28	Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación para diferentes niveles de expansión y penetraciones en los modelos 3D y 2D.....	183
Figura 7.29	Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación para un comportamiento diferenciado e igual entre AB y AR en los modelos 3D y 2D.....	183
Figura 7.30	Plano de hormigonado (a) y malla de elementos finitos (b) del bloque 5.....	185
Figura 7.31	Evolución de las expansiones debidas al ASI en la presa de Graus (en mm/m).....	186
Figura 7.32	Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación del bloque 5 de Graus debidos al ASI.....	187
Figura 7.33	Temperaturas calculadas en el bloque.....	189

Figura 7.34	Evolución de las expansiones debidas ala RAA en la presa de Graus (en mm/m).....	190
Figura 7.35	Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación del bloque 5 de Graus debidos a la RAA.....	191
Figura 7.36	Evolución de la expansión en Graus (en mm/m) debido a la acción conjunta del ASI y la RAA.	192
Figura 7.37	Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados	193
Figura 7.38	Evolución de la fisuración en el bloque.....	194
Figura 7.39	Vista de la parte superior del pozo del péndulo 2 en 1991 y en 2009.	195
Figura 7.40	Configuración deformada del bloque 5 a los 40 años (x10).	195
Figura 7.41	Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados.	196

CAPÍTULO 8. – CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo no hay figuras.

BIBLIOGRAFÍA

En este capítulo no hay figuras.

ANEXO A1. – INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DEL MODELO CINETICO DEL ASI

Figura A1.1	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos.	222
Figura A1.2	Cinética de la oxidación para distintas profundidades (Fe^{3+} como oxidante).	223
Figura A1.3	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).	224
Figura A1.4	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).	224
Figura A1.5	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).	225
Figura A1.6	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).	225

Figura A1.7	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).	226
Figura A1.8	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).	227
Figura A1.9	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).	227
Figura A1.10	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).	228
Figura A1.11	Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).	229
Figura A1.12	Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos.	230
Figura A1.13	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintas concentraciones iniciales de sulfuros de hierro.	231
Figura A1.14	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintas concentraciones iniciales de Fe^{2+}	231
Figura A1.15	Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos.	232
Figura A1.16	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos contenidos superficiales de agua.	232
Figura A1.17	Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos.	233
Figura A1.18	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos coeficientes de difusión.	233
Figura A1.19	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos k_2	234
Figura A1.20	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos k_4	234
Figura A1.21	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos valores de α	235
Figura A1.22	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos valores de β	235
Figura A1.23	Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos valores de γ	236
 ANEXO A2. – MODELO DE JUNTA		
Figura A2.1	Superficie de fractura y potencial plástico (a), modos básicos de fractura (b), evolución de la superficie de fractura (c) y leyes de reblandecimiento (d). (Carol et al., 1997).	238

ANEXO A3. – RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

Figura A3.1	Caso 0: Tensiones principales para el caso con peso propio y empuje.....	243
Figura A3.2	Caso 4: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,05MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m.	243
Figura A3.3	Caso 5: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 1,0MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m.....	244
Figura A3.4	Caso 6: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 2,0MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m.....	244
Figura A3.5	Caso 8: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,20 mm/m.....	245
Figura A3.6	Caso 9: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,45 mm/m.....	245
Figura A3.7	Caso 10: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m (sin subpresión).....	245
Figura A3.8	Caso 11: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m (5xGFI).....	246
Figura A3.9	Caso 12: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 3,0MPa en las juntas y una expansión de 0,45 mm/m.....	246

ANEXO A4. – MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA EN EL HORMIGÓN

Figura A4.1	Representación gráfica de la relación entre la ganancia de agua y el potencial.....	248
Figura A4.2	Infiltración horizontal para una altura del embalse de 5 m.....	251
Figura A4.3	Infiltración horizontal para una altura del embalse de 20 m.....	251
Figura A4.4	Infiltración horizontal para una altura del embalse de 40 m.....	251
Figura A4.5	Infiltración horizontal para una altura del embalse de 60 m.....	252
Figura A4.6	Evolución de la ganancia de agua en el tiempo a distintas distancias desde paramento aguas arriba para una altura de embalse de: a) 5m, b) 20m, c) 40m y d) 60m.....	252
Figura A4.7	Desplazamientos horizontales calculados para una deformación de 0,45mm/m con dos valores de la constante de conductividad hidráulica.....	253
Figura A4.8	Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una expansión de 0,45 mm/m con drenaje.....	253

Figura A4.9	Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una expansión de 0,45 mm/m sin drenaje.	254
ANEXO A5. – CRITERIO DE ROTURA HMCM Y RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DE LA PRESA DE PASO NUEVO		
Figura A5.1	Tetraedro de Cauchy.....	256
Figura A5.2	Superficie de fluencia HMCM.....	258
Figura A5.3	Proyección de la superficie de fluencia en el plano desviador de tensiones, a) correspondiente a una aproximación tipo Drucker-Prager y b) una aproximación al criterio de Mohr-Coulomb.....	259
Figura A5.4	Evolución de la superficie de fluencia (a), Potencial plástico (b), leyes de hardening y softening (c).....	260
Figura A5.5	Secciones radiales centrales a cada bloque de la presa.....	260
Figura A5.6	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 11.....	261
Figura A5.7	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 10.....	261
Figura A5.8	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 9.....	262
Figura A5.9	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 8.....	262
Figura A5.10	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 7.....	262
Figura A5.11	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 6.....	263
Figura A5.12	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 5.....	263
Figura A5.13	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 4.....	263
Figura A5.14	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 3.....	264
Figura A5.15	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 2.....	264
Figura A5.16	I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 1.....	264
Figura A5.17	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 11.....	265
Figura A5.18	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 10.....	265
Figura A5.19	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 9.....	266
Figura A5.20	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 8.....	266
Figura A5.21	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 7.....	266
Figura A5.22	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 6.....	267
Figura A5.23	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 5.....	267
Figura A5.24	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 4.....	267
Figura A5.25	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 3.....	268
Figura A5.26	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 2.....	268
Figura A5.27	Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 1.....	268

Índice de tablas

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo no hay tablas.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Tabla 2 1	Modelos de simulación de expansiones.	37
-----------	--	----

CAPÍTULO 3. MODELO CINÉTICO DEL ATAQUE SULFÁTICO INTERNO EN PRESAS

Tabla 3.1	Parámetros adoptados en el modelo cinético.....	59
Tabla 3.2	Parámetros adoptados en el modelo cinético (O ₂ como oxidante).....	59
Tabla 3.3	Parámetros adoptados en el modelo cinético (Fe ³⁺ como oxidante)	61
Tabla 3.4	Volúmenes molares de algunos compuestos (adaptado de Aguado et al., 1998; Tixier, 2000; Brouwers, 2007).	65
Tabla 3.5	Variación volumétrica resultante de las reacciones.....	66

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS MESOESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN BAJO ACCIONES EXPANSIVAS INTERNAS

En este capítulo no hay tablas.

CAPÍTULO 5. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

Tabla 5.1	Juntas discretizadas en la modelización del bloque 13-14.....	112
Tabla 5.2	Tabla resumen de los casos calculados.	113
Tabla 5.3	Desplazamientos calculados en los casos no-lineales.	120

CAPÍTULO 6. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE PASO NUEVO

Tabla 6.1	Resumen de casos de cálculo estudiados.....	143
-----------	---	-----

CAPÍTULO 7. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE GRAUS

Tabla 7.1	Desplazamientos verticales medidos y calculados en la galería de los tres bloques.....	177
Tabla 7.2	Parámetros adoptados en el modelo cinético del ASI en la presa de Graus.....	186
Tabla 7.3	Valores adoptados para la caracterización térmica del hormigón.....	188
Tabla 7.4	Temperatura ambiente (T_{amb}) y temperatura agua del embalse (T_{agua}) adoptadas.....	188
Tabla 7.5	Parámetros adoptados en el modelo cinético de la RAA para la presa de Graus.....	190

CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo no hay tablas.

BIBLIOGRAFÍA

En este capítulo no hay tablas.

ANEXO A1. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DEL MODELO CINÉTICO DEL ASI

Tabla A1.1	Parámetros adoptados en el modelo cinético para el caso tipo (O_2 o Fe^{3+} como oxidantes).....	222
------------	---	-----

ANEXO A2. MODELO DE JUNTA

En este anejo no hay tablas.

ANEXO A3. RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

Tabla A3.1	Tabla resumen de los casos calculados.....	242
------------	--	-----

ANEXO A4. MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA EN EL HORMIGÓN

En este anejo no hay tablas.

ANEXO A5. CRITERIO DE ROTURA HMCM Y RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DE LA PRESA DE PASO NUEVO

Tabla A5.1	Parámetros adoptados del modelo HMCM.....	269
------------	---	-----

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. PRESENTACIÓN

Desde hace mucho tiempo, la construcción de presas viene motivada, principalmente, por la necesidad de regular y almacenar el agua, con el fin de adecuar el régimen natural de los ríos al de las necesidades humanas. En estas estructuras, el hecho de tener detrás un volumen de agua que puede ser importante, da a la seguridad un énfasis obvio, por lo que en general se dimensionan para que se constituyan en unas de las construcciones más seguras.

Una de las presas más antiguas de la que se tiene constancia es la de Sadd-el-Kafara, construida en Egipto cerca del año 2600 a.C. Su objetivo era el de controlar el régimen de inundaciones del río Nilo en el barranco de Garawi. Esta presa quedó destruida, posiblemente antes de su finalización, durante una de las inundaciones que se pretendía controlar. Las consecuencias del fracaso fueron tales que los ingenieros egipcios se abstuvieron de volver a intentarlo durante ocho siglos (Schmitter, 1994).

La construcción de presas tiene un gran efecto psicológico y político en la sociedad, tanto en positivo (sus grandes beneficios sociales) como en negativo (el aspecto de cataclismo de una inundación provocada por una rotura). El riesgo de una presa influye en el ánimo de las personas como una provocación a las poderosas fuerzas de la naturaleza y

causa una impresión más profunda que, por ejemplo, el riesgo asociado a los medios de transporte (Vallarino, 1977).

El registro Mundial de Grandes Presas (ICOLD) tiene catalogadas aproximadamente 36 mil grandes presas (con más de 15 m de altura). Sólo en España hay casi 1200 presas, de las cuales más del 50 % tienen más de 40 años, tal como se puede apreciar en la figura 1.1, en que se presenta la evolución del número de presas en España desde el año 1900.

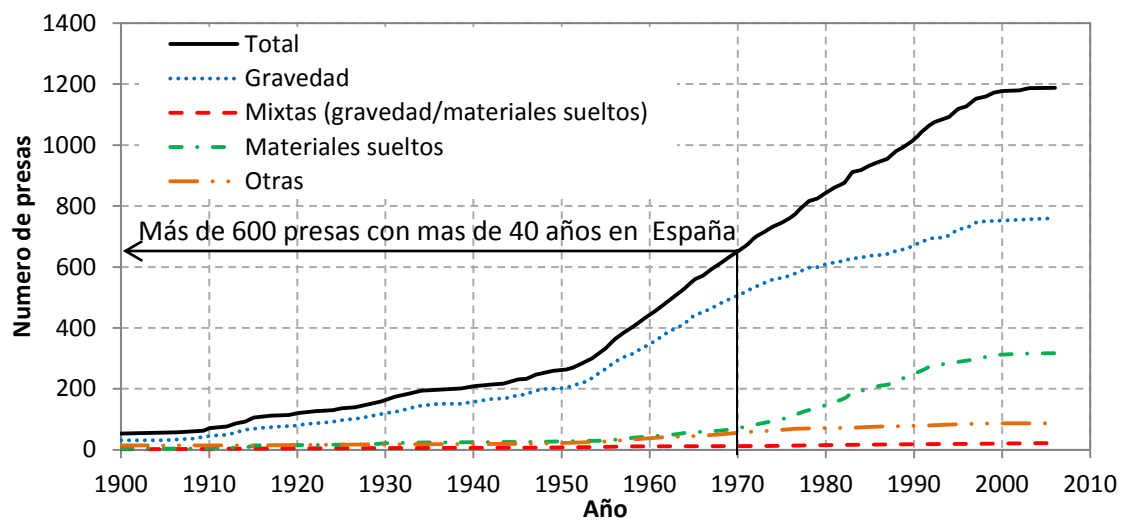


Figura 1.1 – Evolución del número de presas en España (de Cea y Sánchez, 2007).

El aumento de la edad media de las presas hace que el estudio de la durabilidad de las mismas sea un tema de gran importancia. En el envejecimiento de estas estructuras, los procesos químicos de origen interno cobran un especial interés, ya que vienen favorecidos por las características particulares que presentan. Así, las grandes dimensiones de estas estructuras requieren el empleo de grandes cantidades de hormigón, y por lo tanto de áridos que suelen proceder habitualmente de zonas cercanas al lugar del emplazamiento de la obra, en aras a disminuir los costes de transporte. Estos áridos pueden no ser los más adecuados, con contenidos de compuestos que desencadenen reacciones químicas internas, llegando en algunos casos a causar la expansión del hormigón. La presencia de humedad debido al contacto continuo con el agua del embalse es otra característica que habitualmente favorece estos procesos.

La forma en que estas acciones expansivas afectan a las presas depende de la tipología estructural y del tipo de reacción. En general, pueden provocar problemas con el funcionamiento de equipos, como las compuertas, además de la aparición de fisuras de tipo enramada (características de los fenómenos expansivos) y/o orientadas en la estructura, que pueden comprometer la seguridad, y en casos extremos llevar al abandono o el fallo de la estructura.

Las acciones expansivas en presas de hormigón son una problemática de alcance mundial. Una idea de la situación se puede tener analizando la antigua base de datos ACRES en la que habían registradas alrededor de 100 presas con problemas expansivos en diversos países (Segarra, 2005). Sólo en España en el trabajo de Pardo (2009) se listan 15 presas de hormigón con algún problema expansivo, cuyas localizaciones se pueden apreciar en el mapa de la figura 1.2, si bien existen algunas más que, por reservas de las administraciones o empresas propietarias, no aportan datos precisos, aunque por fortuna ese número es pequeño.

Estas presas se sitúan, como se ve en la figura 1.2 y señalan Velasco-Torres *et al.* (2010), en dos zonas, Pirineos, con reacciones principales de ataque sulfático interno, y Galicia y eje de la ruta de la plata con reacciones álcali-árido.



Figura 1.2 – Presas de hormigón con algún problema expansivo en España (adaptado de Pardo, 2009).

En esta línea, en los últimos años se han hecho considerables esfuerzos en el desarrollo de modelos numéricos sobre el comportamiento mecánico de estructuras de hormigón, en su gran mayoría orientados a las reacciones álcali-árido (RAA) y en menor medida al ataque sulfático interno (ASI).

A fin de evaluar la seguridad de estas estructuras, todavía hay mucho que profundizar en temas de fisuración asociada a las acciones expansivas. La escasa bibliografía existente trata sobre pocos casos, en su mayoría asociados a la RAA, existiendo

por lo tanto un hueco con respecto a las causas y consecuencias de diferentes tipos de fisuración en presas bajo distintas acciones expansivas, como el ASI.

Por lo tanto, en la actualidad, se aprecia una necesidad de profundizar en el estudio del comportamiento estructural de presas afectadas por acciones expansivas, con atención en los daños estructurales causados (diferentes tipos de fisuración), además de acentuar el desarrollo de las herramientas que permitan simular las acciones del ASI.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

El objetivo principal de esta tesis doctoral es analizar, mediante modelos numéricos, el comportamiento mecánico del hormigón de presas bajo la acción de fenómenos expansivos de origen interno, tanto en el nivel mesoestructural como en el macroestructural. Estos modelos permiten simular las expansiones debidas al ataque sulfático interno, poniendo énfasis en el estudio de la fisuración asociada a la acción expansiva, de tipo enramada en un nivel de estudio mesoestructural, y de tipo orientada a nivel macroestructural.

1.2.2. Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general se proponen los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar la influencia de los principales factores que inciden en la intensidad y evolución en el tiempo del ASI en diferentes zonas de la presa, tales como la disponibilidad de los reactantes, los agentes oxidantes, la difusión del oxígeno en el cuerpo de presa, el contenido de agua y el nivel del estado tensional.
- Desarrollar un modelo cinético del ASI que permita formular su evolución en el tiempo y su distribución en el interior del cuerpo de presa.
- Estudiar los efectos de las acciones expansivas a nivel mesoestructural, en el cual se representan de forma explícita las principales fases componentes del hormigón en este nivel de observación: áridos de mayor tamaño, matriz de mortero e interfases. Un comportamiento diferenciado a nivel de componentes del material permite considerar el carácter diferencial de la expansión a nivel meso, que da lugar a un estado de tensiones internas que puede causar microfisuración y daño, degradación de las características mecánicas macroscópicas, e incluso un grado de fisuración considerable en algunos elementos y sectores de presa.
- Estudiar la generación y propagación de la fisuración debida a las reacciones expansivas, que se puede presentar con dos características diferentes: por un lado, la fisuración enramada consecuencia de una expansión diferenciada en los

componentes del hormigón, y por otro lado, una fisuración orientada generada por efectos estructurales.

- Estudio de casos reales de presas de hormigón afectadas por expansiones de origen interno, en los que se puedan comparar los resultados numéricos obtenidos con los datos del registro de mediciones y el estado de fisuración y deterioro detectado en la estructura.

1.3. MÉTODO

Para alcanzar los objetivos propuestos, la investigación se ha estructurado en una serie de acciones articuladas de la siguiente manera:

- ✓ Estudio de la problemática expansiva
 - Estudio de los principales procesos expansivos y de los modelos de simulación de expansiones existentes en la bibliografía, además de ensayos experimentales disponibles para contrastar y/o ajustar dichos modelos.
 - Visitas a presas reales afectadas por problemas expansivos. En estas se lleva a cabo una inspección visual de los efectos de la expansión, con énfasis en la fisuración observada.
- ✓ Análisis numérico mediante el método de los elementos finitos (MEF)
 - A un nivel mesoestructural: la modelización consiste básicamente en representar explícitamente la estructura interna del material. Para ello, una muestra de hormigón de presa se discretiza mediante un arreglo de piezas irregulares correspondientes a los áridos de mayor tamaño rodeadas por una matriz que representa el mortero y los áridos de menor tamaño. Las interfases se insertan a priori entre los elementos estándar del medio continuo, a lo largo de las principales potenciales trayectorias de fisuración. De esta forma queda abierta la posibilidad para que se desarrolle una gama variada de tendencias de fisuración, que en definitiva dependerá de las propiedades del material y de la situación de carga.
 - A un nivel macroestructural, utilizando un modelo de fisuración discreta, donde la posibilidad de fisuración es simulada utilizando elementos junta sin espesor incluidos en la malla de elementos finitos en zonas donde aparecen fisuras orientadas en la estructura real, o utilizando un modelo de fisuración distribuida para representar la degradación del medio continuo.

1.4. ORGANIZACIÓN DEL CONTENIDO

El contenido de la tesis se ha organizado en ocho capítulos, el primero de los cuales corresponde a esta introducción, y cinco anexos que abordan aspectos específicos en mayor detalle.

En el capítulo 2 se presenta una revisión de la literatura con las principales reacciones expansivas en presas de hormigón, sus efectos y algunos de los principales modelos de simulación existentes. En primer lugar se repasan las principales características de las reacciones expansivas, presentando a continuación las principales características del comportamiento mecánico del hormigón seguido de los efectos que las expansiones pueden presentar sobre este. Posteriormente, se comentan los métodos para simular el deterioro en el hormigón, así como los modelos existentes para considerar el efecto de las expansiones en presas.

Frente a la escasa bibliografía referente a la modelización del ASI en presas, en el capítulo 3 se propone un modelo cinético para su simulación. En primer lugar, se repasan los procesos involucrados en el ASI para, con posterioridad, desarrollar un modelo de difusión-reacción que permite simular el transporte del oxígeno y la oxidación de los sulfuros de hierro seguidos del ataque sulfático. Finalmente, se aplica el modelo a secciones de presa.

Frente a la escasez de ensayos experimentales en la bibliografía que evalúen los efectos del ASI en las propiedades del hormigón, en el capítulo 4 se emplea un modelo mesoestructural del hormigón para estudiar estos efectos numéricamente. En primer lugar, se analizan expansiones debidas a formación tardía de etringita y se contrastan los resultados numéricos obtenidos con experimentales existentes en la bibliografía. Luego, se analizan los efectos del ASI, en primer lugar, en un hormigón convencional y posteriormente, en un hormigón de presa. Asimismo, se estudia la evolución de las propiedades mecánicas (resistencia a tracción y módulo de Young) y de algunas propiedades de fractura con la expansión, además de los efectos de la existencia de tensiones de confinamiento en la fisuración del hormigón.

En el capítulo 5, que inicia el estudio de casos reales de presas, se analiza el comportamiento del bloque 13-14 de la presa de Mequinenza que presenta unos elevados desplazamientos no recuperables. Aunque esta presa no presenta expansiones de origen químico, la simulación del comportamiento de las fisuras existentes en dicho bloque permite estudiar el daño en una presa real y el aporte que éste tiene en los desplazamientos de la estructura. Para ello se utiliza una modelización 2D del bloque en la que se incluyen juntas horizontales (con un comportamiento no-lineal) donde se ubican las fisuras observadas. También se utiliza un modelo simplificado de infiltración de agua para simular la evolución en el tiempo de los desplazamientos en el bloque.

Dando continuidad al estudio de presas reales, en el capítulo 6 se estudia el comportamiento de la presa de Paso Nuevo, afectada por problemas expansivos internos (ASI y RAA). Para ello se utiliza una modelización 3D en que se evalúan los desplazamientos, contrastando los medidos con los calculados, además de una fisuración oblicua existente en la galería superior cerca del estribo izquierdo. Posteriormente, se realiza un análisis no-lineal de la parte cercana al estribo izquierdo utilizando para ello un modelo elastoplástico en el medio continuo.

En el capítulo 7 se estudia el comportamiento de la presa de Graus afectada también por acciones expansivas internas (ASI y RAA). Para ello, se utilizan modelos 2D y 3D para acotar las deformaciones y verificar la validez de un estudio no-lineal en 2D. A continuación se presenta para esta presa una aplicación del modelo cinético del ASI desarrollado en el capítulo 3 y de un modelo cinético de la RAA existente en la bibliografía. Posteriormente, se lleva a cabo un análisis no-lineal en el bloque 5 de la presa, en que se simula la fisuración incluyendo a priori planos de juntas (con un comportamiento no-lineal) donde se ubican las fisuras observadas y en los planos de hormigonado.

En el capítulo 8 se exponen las conclusiones, tanto generales como específicas, derivadas del trabajo realizado y las perspectivas que ofrece el mismo en futuras líneas de investigación.

Finalmente, en el apartado referencias se recogen las principales fuentes bibliográficas citadas en el transcurso del presente trabajo, si bien el número de fuentes consultadas es más numeroso.

En el anejo 1 se presenta un estudio paramétrico de los principales parámetros del modelo cinético del capítulo 3, con objeto de analizar la sensibilidad de cada parámetro. En el anejo 2 se profundiza en la descripción de la ley constitutiva de junta utilizada en los capítulos 4, 5 y 7, para hacer trazable el proceso.

En el anejo 3 se presentan los resultados complementarios del estudio del comportamiento de la presa de Mequinzenza (capítulo 5); mientras que en el anejo 4 se presenta el modelo simplificado de infiltración de agua aplicado en el capítulo 5 al estudio de la citada presa.

Por último, en el anejo 5 se presentan los resultados complementarios del estudio del comportamiento de la presa de Paso Nuevo, así como una descripción más detallada del modelo de daño HMCM utilizado (capítulo 6).

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es sin duda uno de los materiales de construcción más utilizados en el mundo, si bien puede sufrir diversos procesos de degradación que reducen la resistencia y durabilidad de las estructuras construidas con este material. El entendimiento de estos procesos es muy importante a la hora de estudiar el envejecimiento de las estructuras, entre las cuales se destacan las presas de hormigón con una vida útil casi indefinida.

Las presas, debido a sus características, son más susceptibles de verse afectadas por problemas de durabilidad, ya que están expuestas a agentes degradantes externos como el contacto permanente con agua en el paramento aguas arriba, además de la acción de los agentes atmosféricos en el paramento aguas abajo. También son susceptibles a verse afectadas por reacciones internas ya que son estructuras masivas cuyos áridos provienen normalmente de canteras cercanas a la ubicación de las mismas, pudiendo contener productos que una vez en el hormigón desencadenen reacciones que pueden causar expansiones.

En la actualidad se observa un creciente número de presas afectadas por reacciones químicas que dan lugar a fenómenos expansivos. El número de casos que se van conociendo sigue creciendo, debido en parte a que con el envejecimiento el problema se pone mayormente en evidencia, y en parte también, por los avances tecnológicos de los

aparatos de mediciones que han incrementado su capacidad de detección (Charlwood, 2003).

La finalidad de este capítulo es reseñar de forma resumida los principales aspectos de la problemática de las reacciones expansivas y de los modelos para la simulación de estas expansiones en el ámbito de las presas de hormigón. Existen numerosas publicaciones en las que se desarrollan, con amplitud y en profundidad, cada uno de los aspectos tratados aquí. Por ello, en el contexto de este documento se considera innecesario realizar una revisión exhaustiva del estado del conocimiento. El objetivo de este capítulo es describir sucintamente el contexto general en el cual se encuadran las temáticas de este trabajo, cuya descripción, propuestas y resultados se presentan en los capítulos posteriores.

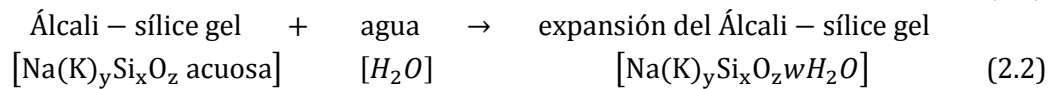
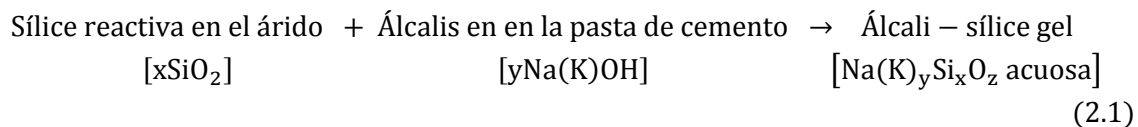
En primer término se presentan resumidamente los principales tipos de reacciones expansivas (§2.2) y los factores que influyen en estos procesos expansivos (§2.3). A continuación se presentan los aspectos básicos del comportamiento mecánico del hormigón detectados en ensayos experimentales bajo distintos estados de carga (§2.4) y los efectos que las expansiones producen en el hormigón (§2.5). Finalmente, se comenta brevemente el tratamiento de la fisuración en el cálculo estructural mediante el método de los elementos finitos (§2.6) y se repasan los principales modelos existentes en la bibliografía para la simulación de las expansiones (§2.7).

2.2. REACCIONES EXPANSIVAS

Las reacciones expansivas más habituales en presas de hormigón, sin duda, son las reacciones álcali-árido (RAA), ampliamente estudiadas en la bibliografía. Otro tipo de reacción expansiva, menos frecuente y también mucho menos investigada, es el ataque sulfático interno (ASI).

La RAA ocurre debido a reacciones entre los álcalis contenidos en el cemento y algunos componentes de los áridos. Existen tres tipos de RAA, si bien la reacción álcali-sílice (RAS) es la más común entre ellas. Esta reacción viene siendo estudiada desde hace unos 70 años en casi todo el mundo (Stanton, 1940; Hobbs, 1988; Fournier y Berubé, 2000; Alaejos y Bermúdez, 2003; entre muchos otros). En ella intervienen áridos de uso común que contienen sílice amorfa y criptocristalina principalmente, como las rocas vítreas volcánicas y sus tobas, rocas que contienen ópalo y otras rocas con alto contenido de sílice. El producto de estas reacciones es un gel, que absorbe humedad y se hincha causando expansión (Nixon y Sims, 2006; 2007).

De modo simplificado el mecanismo de expansión de la RAS puede ser descrito como una reacción en dos etapas entre los álcalis (sodio y potasio) del cemento y la sílice reactiva de los áridos:



El modo de ataque de la RAS en hormigones consiste en la degradación de la estructura de sílice del árido por los iones OH^- seguido por la adsorción de los iones Na^+ , creando una superficie de productos de reacción (Álcali – sílice gel, ver expresión 2.1). Cuando el gel entra en contacto con el agua, se hincha absorbiendo una gran cantidad de agua por ósmosis (expresión 2.2). Se genera, entonces, una presión que puede ser suficiente para causar el agrietamiento de las partículas del árido afectado y también la pasta de cemento de la matriz que rodea el conjunto. La solubilidad del gel en agua facilita su movilidad desde el interior de las partículas del árido a las regiones fisuradas dentro del propio árido y del mortero. Una continua disponibilidad de agua en el hormigón provoca la ampliación y extensión de las microfisuras, que finalmente llegan a la superficie exterior. El patrón de la fisuración en la superficie del hormigón es irregular y se conoce como fisuración tipo mapeada o enramada (Mehta y Monteiro, 2006).

Por su parte, el ataque por sulfatos es otro proceso químico de degradación que puede provocar expansión (un amplio desarrollo puede verse en Mehta (1983), entre otros). Está provocado por la reacción de los iones sulfato, provenientes de una fuente interna (ataque sulfático interno – ASI) o externa (ataque sulfático externo – ASE) con los productos de hidratación del cemento. El mecanismo de ataque implica diversas reacciones que pueden producir productos como la etringita secundaria, yeso secundario y/o taumasita, dependiendo de las condiciones del medio. Cada uno de estos productos genera como consecuencia expansión, que puede ser causa de estados de fisuración que incluso pueden llevar a la desintegración del mortero o del hormigón en casos extremos (Neville, 2002; Skalny *et al.*, 2002; Mehta y Monteiro, 2006).

En la figura 2.1 se presenta una clasificación de los diferentes tipos de ataque sulfático (Thaulow *et al.*, 1997). A diferencia del ASE en la que los compuestos agresivos para el hormigón provocan una degradación progresiva desde la superficie hacia el interior de la estructura, el ASI afecta la masa de hormigón sin necesidad de una fuente externa de sulfatos.

De acuerdo con esta clasificación, hay tres tipos de ASI. El primero ocurre en hormigones elaborados con cementos con contenidos de sulfato normal, sometido en su estado endurecido a ciclos de baja y alta temperatura, lo que hace que la etringita se descomponga (al elevar la temperatura) y se recomponga (al bajar la temperatura) con efectos expansivos. Este escenario es conocido como prueba de Duggan (Thaulow *et al.*, 1997).

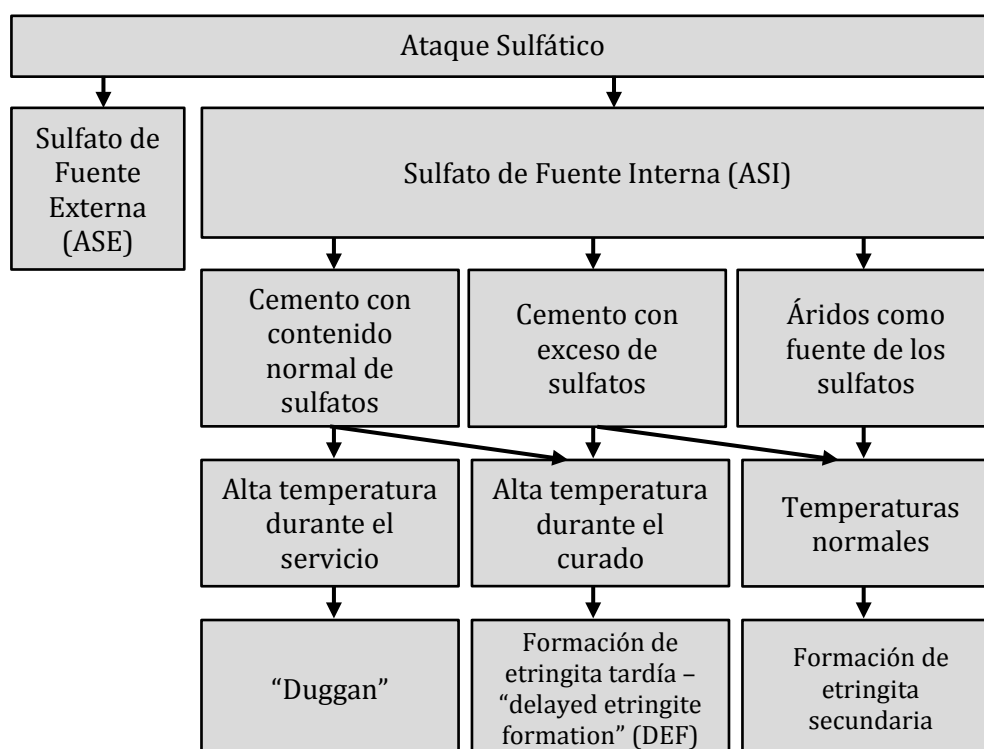
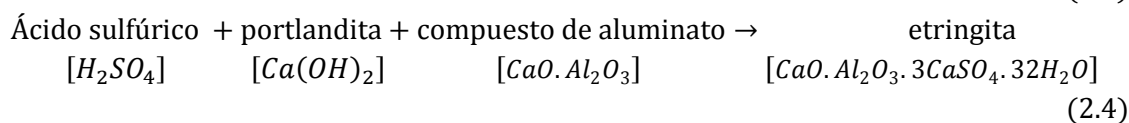
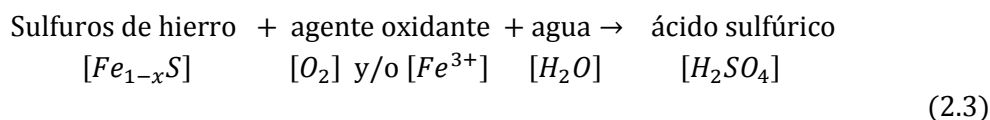


Figura 2.1 – Tipos de ataque sulfático (Thaulow et al., 1997).

Otro tipo de ASI es causado por la acción de una alta temperatura que puede provenir de una fuente externa (como sucede durante un curado en caliente), o de una fuente interna (calor de hidratación en un hormigón masivo). La etringita primaria (“early ettringite formation”) no es estable a altas temperaturas, y durante el curado en caliente se descompone en monosulfato y yeso, pero se recompone y con efectos expansivos al bajar la temperatura en el hormigón endurecido, dando lugar a la denominada en este caso formación tardía de etringita (“delayed ettringite formation”, DEF), (Glasser, 2002; Brunetaud et al, 2008).

El tercer tipo de ASI ocurre en hormigones fabricados con áridos que presentan contenidos de sulfuros de hierro. La utilización de áridos con contenidos de sulfuros por encima de lo establecido en las normativas se ve favorecida muchas veces en el caso de presas, por la inviabilidad económica de otra fuente de áridos, ya que normalmente se utilizan yacimientos cercanos a la obra (Lug y Probert, 1996).

La pirita y la pirrotina son dos de los sulfuros de hierro más comunes en la naturaleza (Belzile et al., 2004), y su oxidación en el interior del hormigón libera sulfatos que a su vez reaccionan con los compuestos de la pasta de cemento, portlandita y aluminato tricálcico, generando etringita secundaria potencialmente expansiva (Divet, 2001; Tagnit-Hamou et al., 2005). La oxidación de los sulfuros de hierro depende de la presencia de agentes oxidantes como el Fe^{3+} y el O_2 . De modo simplificado el mecanismo de expansión del ASI por oxidación de sulfuros de hierro en los áridos puede ser descrito por el siguiente esquema:



Las reacciones involucradas en la oxidación de los sulfuros de hierro así como las del ataque sulfático se estudian en detalle en el capítulo 3 de esta tesis.

2.3. FACTORES QUE AFECTAN A LAS REACCIONES Y EL PROCESO EXPANSIVO

Los procesos expansivos pueden venir afectados por diversos factores de los cuales se suelen destacar cuatro principales: La humedad es uno de los más importantes, esencial para el desarrollo de la mayoría de las reacciones químicas; la temperatura es otro factor que afecta las reacciones químicas en general; la disponibilidad de los reactantes; además del estado de compresiones y confinamiento en que se encuentra el hormigón.

2.3.1. Humedad

Las reacciones involucradas tanto en la RAA como el en ASI se desarrollan en solución acuosa, por lo que la presencia de agua en el hormigón es un factor esencial para ambos procesos. Estudios experimentales de Poole (1992) han puesto de manifiesto que la RAA solo ocurre de forma significativa en hormigones con contenidos de agua superiores al 85%. Con relación al ASI no se dispone de este tipo de información.

El contenido de agua también afecta el transporte de compuestos en el hormigón, siendo mas favorable al transporte de gases cuanto menor sea su contenido (Papadakis *et al.*, 1991; Bentur *et al.*, 1997; Takewaka *et al.*, 2003) y más favorable al transporte de iones cuanto mayor sea su contenido (Kumar, 2010, Takewaka *et al.*, 2003).

En un bloque de presa, generalmente se considera que el hormigón está prácticamente saturado debido al contacto continuo con el agua del embalse, y a medida que nos acercamos al paramento aguas abajo, se tiende al equilibrio con la humedad ambiente, lo que hace que haya una zona de poros parcialmente saturados de cerca de 1m, como se muestra en la figura 2.2 (Bazant y Wittman, 1982).

Sin embargo, hay que tener en cuenta que esta situación de saturación de la presa lleva tiempo. Según Vallarino (1991) el tiempo de saturación de una presa, suponiendo el embalse continuamente lleno, sería de varios años. Con la natural oscilación de nivel, el plazo sería aún mayor. No obstante, hay causas que aceleran el proceso: las posibles

grietas, las juntas de construcción, las zonas de defectuosa ejecución, son posibles vías de penetración de agua; pero además, el hormigón tiene ya agua de origen por el amasado y curado. Otro aspecto que se debe tener en cuenta es que en las presas de hormigón normalmente existen pantallas de drenaje ejecutadas con el objetivo de controlar la presión intersticial y reducir las filtraciones. Por todo ello el tiempo real puede ser menor que el teórico.

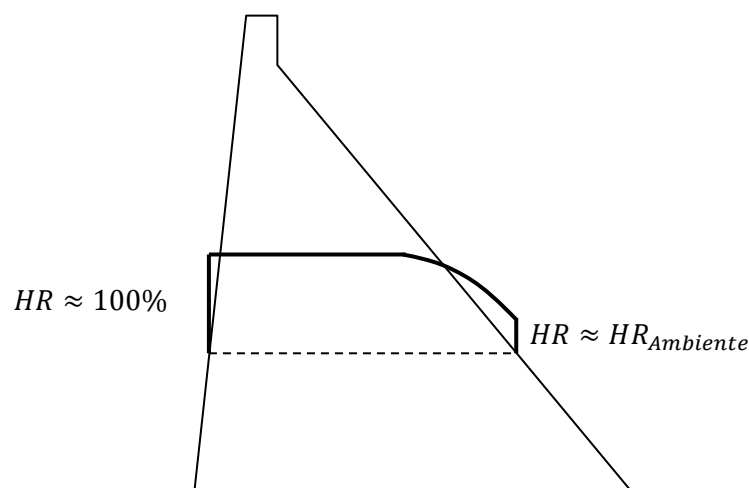


Figura 2.2 – Distribución de la humedad en un perfil genérico de presa.

Por lo tanto, en el periodo de explotación de una presa generalmente la mayor parte del hormigón se encuentra con un alto contenido de agua (próximo a la saturación), presentando condiciones óptimas de humedad para el desarrollo tanto de la RAA como del ASI.

2.3.2. Temperatura

La temperatura afecta la velocidad de desarrollo de las reacciones químicas en general. Con relación a las RAA, estudios de laboratorio llevados a cabo por Larive (1998) con variaciones de temperaturas comprendidas entre 23 y 38°C demuestran su efecto en este tipo de reacción. El efecto de la temperatura actúa como un acelerador de la expansión, ya que cuanto más elevada es la temperatura, más rápidamente se desarrollan las deformaciones, pero estabilizándose en valores finales similares. En la figura 2.3 se presentan dos curvas que ilustran la influencia de la temperatura en las RAA, donde se compara una curva de expansión determinada en laboratorio a 38°C con una correspondiente a una presa de temperatura promedio de 7°C (Saouma y Perotti, 2007).

La temperatura en una presa en servicio dependerá de la variación de la temperatura ambiente y del agua del embalse, de las dimensiones y condiciones de contorno de la estructura, además de las propiedades de conducción de calor del material. En el caso de presas de hormigón, debido a sus grandes dimensiones, estas suelen ser sensibles, principalmente, a variaciones térmicas anuales (Agulló, 1991).

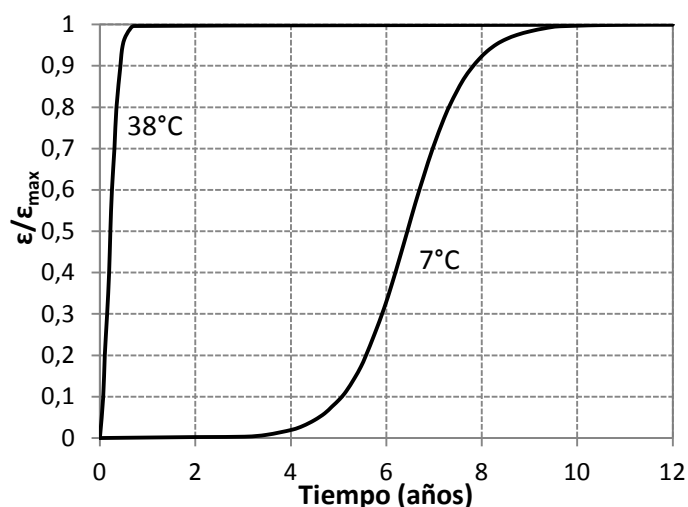


Figura 2.3 – Efecto de la temperatura en la RAA (Saouma y Perotti, 2007)

Las altas temperaturas utilizadas en los ensayos acelerados permiten estudiar el proceso expansivo de la RAA en períodos de tiempo reducidos (del orden de algunos meses), si bien, en estructuras masivas como las presas, las temperaturas suelen ser muy inferiores a estas lo que hace que el proceso sea mucho mas lento, pudiendo llevar décadas su desarrollo completo.

Para el ASI por oxidación de sulfuros de hierro no se disponen de datos experimentales que caractericen la influencia de la temperatura en la velocidad de desarrollo de las reacciones involucradas o de las expansiones generadas.

En el capítulo 3 se analiza en mayor detalle el posible efecto que tendría la temperatura en el ASI en presas de hormigón y en el capítulo 7 se analiza una problemática que incluye un estudio térmico de una presa de hormigón, evaluando como esto afecta a la RAA en su interior.

2.3.3. Disponibilidad de los reactantes

En las RAA los reactantes involucrados, tal como se ha comentado anteriormente, son la sílice amorfa contenida en los áridos y los álcalis del cemento. Aunque para el inicio de la reacción hace falta el transporte de los álcalis desde la pasta hacia los áridos, todos los compuestos necesarios para la reacción están incluidos a priori en el hormigón, por lo cual si se disponen de las condiciones adecuadas (humedad y temperatura) las reacciones ocurrirán.

En el ASI los reactantes involucrados son los sulfuros de hierro contenidos en los áridos, los compuestos de aluminatos de la pasta, además del oxígeno (imprescindible para la oxidación). Aunque pueda existir una concentración inicial de oxígeno en el hormigón esta es pequeña comparada con la necesaria para oxidar cantidades

significativas de los sulfuros de hierro, por lo que este compuesto suele tener que ser transportado desde una fuente externa (en general el aire atmosférico) hacia el interior del hormigón por un proceso de difusión.

Esto supone que el ASI tiene condiciones más favorables para su desarrollo cerca de una fuente de oxígeno. Esto implica que cerca de paramento aguas abajo se encuentran las condiciones más favorables al ASI, motivo por el cual los movimientos observados en estructuras reales, como las presa de Graus y Tavàscan, presentan unos desplazamientos horizontales hacia aguas arriba (Aguado *et al.*, 1998; 2004).

2.3.4. Estado de compresiones y confinamiento

Se conoce que estados de compresión o confinamiento en el hormigón pueden reducir la expansión, sea por la transferencia de ésta hacia las direcciones no confinadas (anisotropía) o por la microfisuración interna que “absorbe” los productos de reacción (Larive, 1998; Multon y Toutlemonde, 2005; Ferraris *et al.*, 1997).

Lo y Hefny (1999) han estudiado la expansión residual de hormigones de presas (debido a las RAA) en ensayos uniaxiales, biaxiales y triaxiales. Sus resultados mostraron que para condiciones sin confinamiento la expansión es potencialmente isótropa y que la anisotropía es resultado de la existencia de tensiones en diferentes direcciones. Sus resultados también reflejan que la expansión potencial decrece aproximadamente con el logaritmo de la tensión aplicada.

Larive (1998) ha estudiado el efecto de una compresión uniaxial en la evolución de la RAA. Sus resultados muestran que para un confinamiento vertical comprendido entre 5-10 MPa, la deformación vertical se reduce pero la expansión volumétrica no cambia, ya que la inhibición vertical se compensa con la expansión hacia las direcciones laterales. Sin embargo, para un confinamiento mayor de 20 MPa, la expansión volumétrica es considerablemente reducida, muy probablemente por la formación de micro fisuras que “absorben” el gel formado. Sus resultados se presentan en la figura 2.4.

Multon y Toutlemonde (2005) han analizado el efecto del confinamiento multiaxial en probetas cilíndricas afectadas por las RAA. Su principal conclusión es que el confinamiento en una dirección transfiere la expansión hacia las direcciones menos confinadas, permaneciendo la deformación volumétrica relativamente constante. La diferencia entre las deformaciones axiales y radiales fue representada por medio de un coeficiente que relaciona la deformación radial con la axial como se presenta en la figura 2.5.

En el ámbito del ataque sulfático, Piasta y Schneider (1992) han estudiado el efecto del confinamiento en probetas atacadas por ASE. El hormigón fue ensayado inmerso en agua pura, en solución del 5% de Na_2SO_4 y en solución del 1% de Na_2SO_4 a acción

constante de confinamientos axiales de 0; 0,2; 0,35; 0,50 y 0,65 (valores relativos de la tensión aplicada con respecto a la resistencia a compresión). Como resultado han obtenido que para un confinamiento axial entre 0,2 y 0,35, de aproximadamente 0,275 interpolando entre las curvas, que corresponde a una tensión aplicada de 6 MPa, se inhiben los efectos axiales de la expansión por ASE para las dos soluciones de inmersión. Sin embargo, en el trabajo mencionado no se ha medido el posible incremento de la expansión en la dirección radial con la restricción a la expansión axial, con lo que no se puede concluir si hubo una reducción real de la expansión volumétrica.

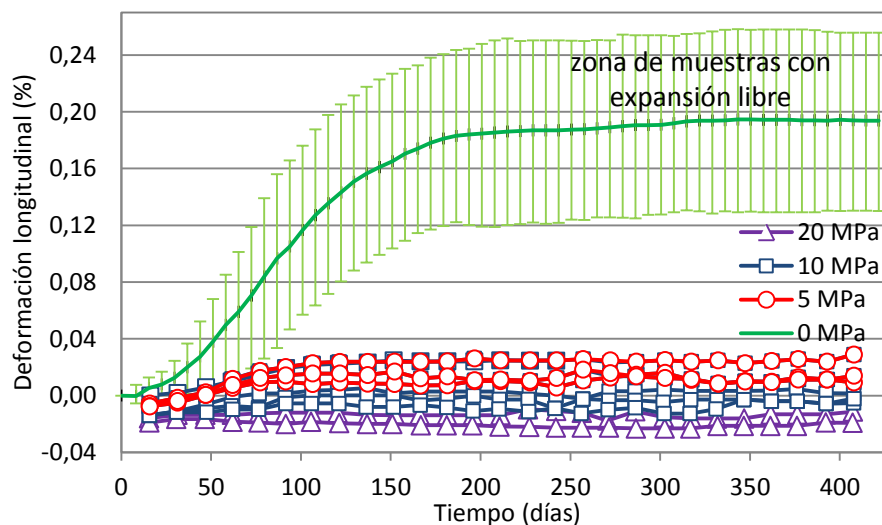


Figura 2.4 – Efecto del confinamiento longitudinal en la RAA (Larive, 1998)

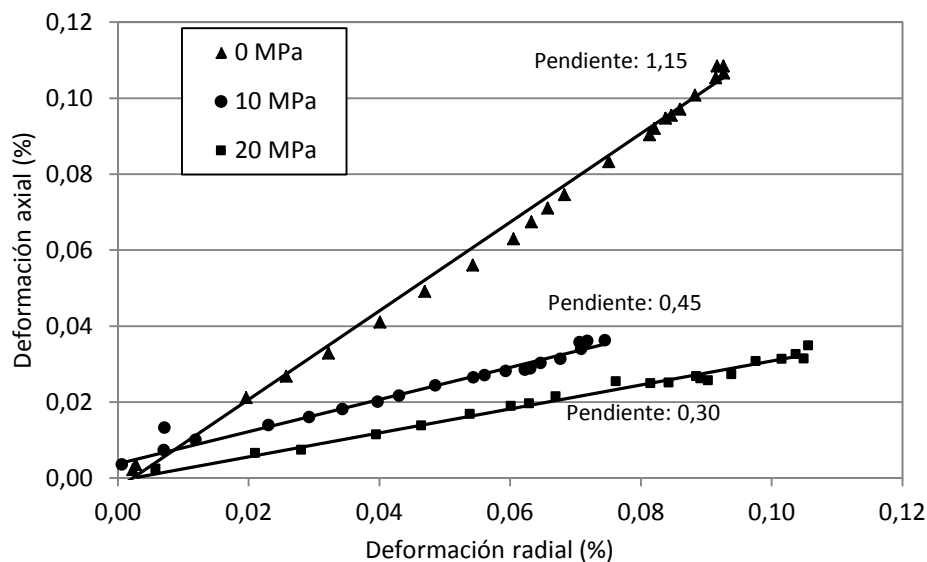


Figura 2.5 – Deformación axial versus radial para probetas con confinamiento axial (Multon y Toutlemonde, 2005).

2.4. CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL HORMIGÓN

Para una comprensión apropiada del comportamiento mecánico del hormigón, es importante entenderlo como un material heterogéneo. Esta característica no es a menudo tenida en cuenta, aunque no debería ser ignorada, principalmente cuando se investiga el reblandecimiento del material (Vonk, 1992).

El análisis de un fenómeno a una pequeña escala en general puede servir para comprender o modelarlo a una escala mayor. En la figura 2.6 se presenta de forma esquemática una división propuesta por Wittmann (1983) que define tres niveles de estudio:

- El nivel microscópico de estudio tiene en cuenta los procesos físicos y químicos a una escala molecular en la pasta de cemento endurecida, que a su vez es altamente heterogénea (figura 2.6a).
- En el nivel intermedio o mesoestructural de estudio se tiene en cuenta el comportamiento de la estructura interna del hormigón, compuesta por áridos rodeados por una matriz porosa y que incluye una zona de transición: la interfase (figura 2.6b).
- En el nivel macroscópico de estudio, el hormigón es considerado un material homogéneo cuyo comportamiento es descrito por leyes fenomenológicas. Este es el nivel que habitualmente se supone en las aplicaciones estructurales (figura 2.6c en que se ve el hormigón representado por un color uniforme).

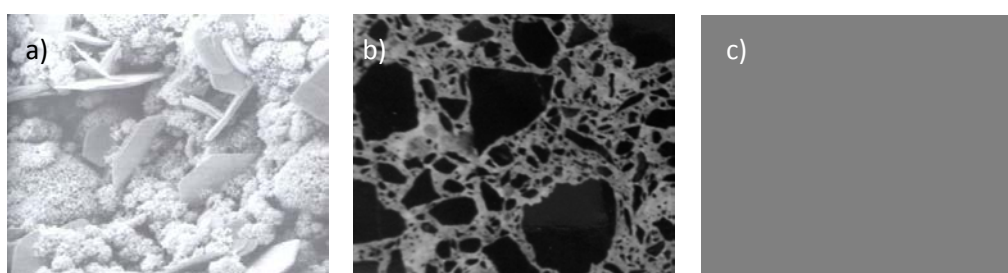


Figura 2.6 – Niveles de análisis: (a) microscópico, (b) intermedio y (c) macroscópico (Wittmann, 1983).

El hormigón, en general, presenta un comportamiento cuasifrágil, o sea una vez alcanzada la resistencia del material se produce una disminución gradual de la misma frente a incrementos controlados de la deformación (proceso conocido como reblandecimiento o “softening”). Otros materiales como las rocas, algunos cerámicos, el hielo, entre otros, presentan un comportamiento similar. Este tipo de comportamiento está relacionado con la heterogeneidad de su estructura interna a nivel mesoescala (figura 2.6b), que influye de forma determinante en la respuesta observada a un nivel

macroscópico. A continuación se presentan de forma resumida los principales aspectos del comportamiento mecánico del hormigón detectados en ensayos experimentales bajo distintos estados de carga.

2.4.1. Tracción uniaxial

En la figura 2.7 se presenta el comportamiento típico de un material cuasifrágil en un ensayo de tracción directa con control de desplazamientos. De modo aproximado, para pequeños desplazamientos estos materiales se comportan de forma elástica (punto A en figura 2.7). A partir de este punto empiezan a crecer defectos y microporos existentes en el material, y se desarrollan microfisuras distribuidas en diferentes zonas de la muestra, lo cual provoca una degradación progresiva de sus propiedades mecánicas y un comportamiento no-lineal que se acentúa con el aumento de la carga. Llegado a la máxima resistencia del material (punto B en la figura 2.7) se desarrolla un proceso de “softening” (zona B-D en la figura 2.7).

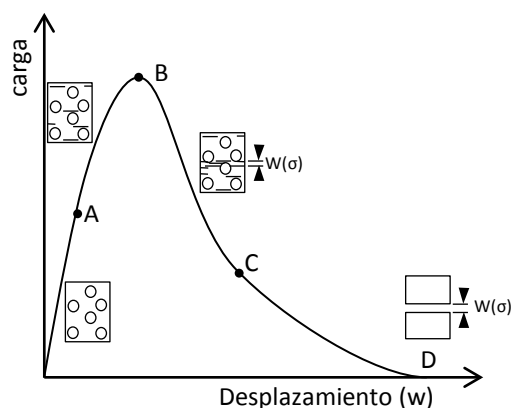


Figura 2.7 – Comportamiento característico de materiales cuasifrágiles en un ensayo de tracción uniaxial con control de desplazamientos (Karihaloo., 1995).

El “softening” es un comportamiento observado a macronivel, si bien la causa proviene de una serie de procesos debidos a la heterogeneidad y la estructura interna del material considerado en el nivel intermedio o mesoestructural. En algún punto cercano a la carga de pico las microfisuras situadas en una banda se conectan entre sí formando macrofisuras en las que se concentra la mayor parte de la deformación, a la vez que las microfisuras fuera de esta banda entran en descarga. Se trata de un fenómeno altamente localizado con discontinuidad en el campo de deformaciones (separación de los bloques de la muestra). La rama de reblandecimiento B-D generalmente presenta dos tramos bien diferenciados: la zona B-C de pendiente mas pronunciada corresponde a la formación de la macrofisura, mientras que en el tramo C-D el cambio de pendiente así como la existencia de una posible resistencia final o residual se debe a la trabazón y puentes de fisuración entre áridos y a efectos de fricción (Karihaloo, 1995)

2.4.2. Compresión uniaxial

Una probeta de hormigón sometida a un ensayo de compresión uniaxial con control de deformaciones presenta un comportamiento tensión-deformación como el que se presenta en la figura 2.8, en la cual se muestran los resultados de ensayos realizados por Van Mier (1984) sobre muestras cúbicas de hormigón de 10 cm de lado. En la figura se presentan la evolución de las deformaciones axiales y laterales en relación con las tensiones axiales de compresión. El comportamiento típico viene caracterizado por una rama ascendente con crecimiento de las tensiones, aproximadamente lineal para bajas deformaciones, hasta que alcanza un valor de pico (considerado la resistencia a compresión) al cual sigue una rama de descenso o “softening”.

El comportamiento no-lineal previo al pico parece estar relacionado a un mecanismo a nivel mesoestructural generado por la rigidez de los áridos que actúan como concentradores de tensión. Una carga exterior uniforme se transfiere principalmente a través de los áridos, lo cual da lugar a la aparición de unas fuerzas internas de tracción en la dirección lateral, necesarias para equilibrar la componente horizontal de las líneas de fuerza desviadas de la dirección vertical a causa de la heterogeneidad (Vonk, 1992; Van Mier, 1997).

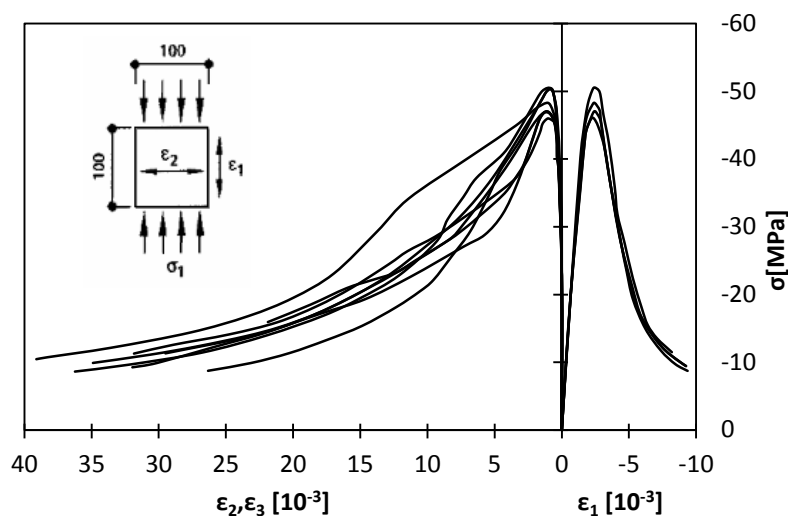


Figura 2.8 – Curvas tensión-deformación bajo compresión uniaxial (Van Mier, 1984).

El “softening” a compresión ocurre por la localización de las fisuras de tracción, orientadas en la dirección paralela a las fuerzas de compresión, formadas principalmente en las interfaces árido-matriz, que se propagan a través de la matriz. Esta localización en bandas de cierta inclinación termina formando microfisuras continuas que dividen el volumen de hormigón en piezas que interaccionan entre sí por efectos de corte (Vonk, 1992; Van Mier, 1997).

2.4.3. Multiaxial

Los modos de fallo del hormigón están muy influenciados por el tipo y nivel de la tensión lateral. Con tensiones laterales de tracción, se reduce el valor del pico a compresión y el proceso de fisuración se acelera, y con tensiones laterales de compresión la resistencia se incrementa.

En la figura 2.9 se presenta la influencia de un estado de tensiones biaxiales en la resistencia del hormigón (Kupfer *et al.*, 1969). La presencia de una tensión lateral de tracción tiene una influencia significativa en la resistencia a compresión mientras que la presencia de una tensión lateral de compresión no tiene un efecto tan significativo (aunque causa un cierto aumento en la resistencia a compresión). Esto se puede explicar por el hecho de que en compresión biaxial el fallo se localiza en la tercera dimensión libre de cargas. Las compresiones laterales por un lado previenen el fallo en su propia dirección a la vez que potencian el fallo en la dirección lateral.

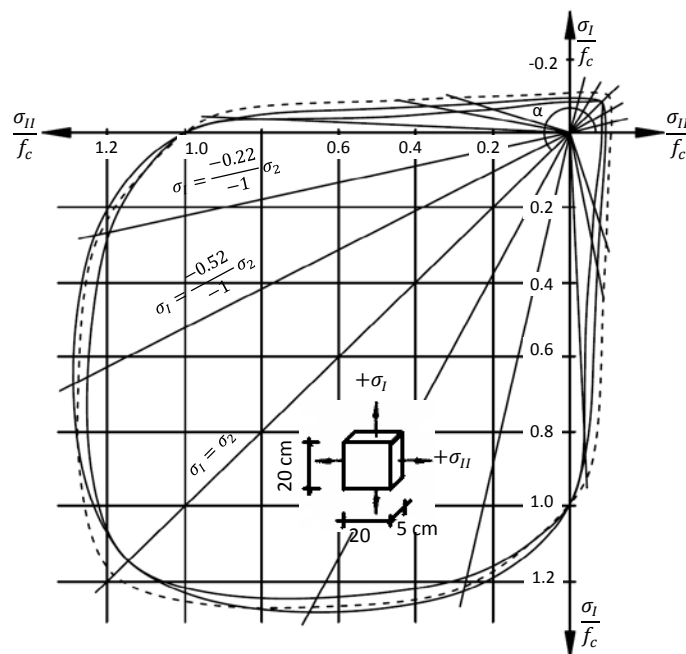


Figura 2.9 – Envolvente biaxial de resistencia para tres tipos diferentes de hormigones (Kupfer *et al.*, 1969).

En la figura 2.10 se presentan las curvas tensión-deformación obtenidas por Imran y Pantazopoulou (1996) en probetas cilíndricas con distintos niveles de confinamiento lateral (triaxial de compresión). El hormigón, para presiones de confinamiento aún en niveles bajos, presenta un rápido incremento de la resistencia, si bien sigue produciendo una respuesta de postpico con un apreciable comportamiento de “softening”. Para niveles altos de confinamiento se tiende a un comportamiento de tipo dúctil sin degradación de resistencia.

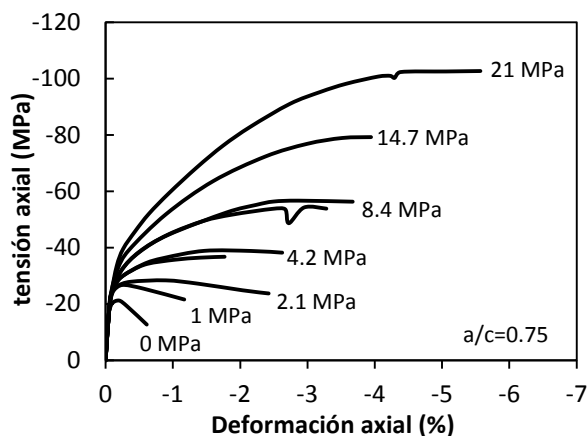


Figura 2.10 – Curvas tensión-deformación a compresión bajo distintos valores de confinamiento lateral (Imran y Pantazopoulou, 1996).

2.4.4. Hormigón de presa

En el hormigón de presa, los áridos utilizados suelen tener un tamaño muy superior al utilizado en los hormigones convencionales, con dimensiones máximas comprendidas entre 63 a 125 mm dependiendo del caso (Trunk y Wittmann, 1998). Esto implicaría que las dimensiones de las probetas necesarias para estudiar de forma más adecuada el comportamiento mecánico del hormigón, serían demasiado grandes, por ejemplo con cilindros de 45 x 90 cm, lo cual hace difícil la realización de ensayos experimentales en probetas de este tamaño (Tuthill *et al.*, 1970; Vilardell *et al.* 1998). Por ello es comúnmente aceptado que las dimensiones mínimas de un testigo o probeta deben ser no inferiores a tres veces la dimensión máxima del árido. En la figura 2.11 se presenta una comparación de la dimensión de los áridos con el volumen mínimo representativo del hormigón de presas.

Por esta razón se suele caracterizar las propiedades del hormigón de presas mediante resultados obtenidos con probetas de tamaño convencional elaboradas removiendo los áridos de mayor tamaño (“*wet-screened concrete*”). Los resultados de estos ensayos son corregidos utilizando ajustes analíticos y/o empíricos para obtener valores más representativos del hormigón real (Vilardell *et al.* 1998; Wang y Song, 2008).

El comportamiento a fractura del hormigón, como se ha visto en los apartados anteriores, depende en gran medida de la mesoestructura del material, o sea del tipo y tamaño de los áridos, lo que hace que la obtención de sus parámetros de fractura no puedan ser extrapolados de ensayos con probetas de tamaño convencional (Saouma *et al.*, 1991; Trunk y Wittmann, 1998).

Otra característica que diferencia el hormigón de presa del convencional es una mayor debilidad de la estructura interna del material (en especial las interfases árido-

pasta). Esto ocurre debido al proceso constructivo que suele favorecer el aumento de defectos y una mayor porosidad.

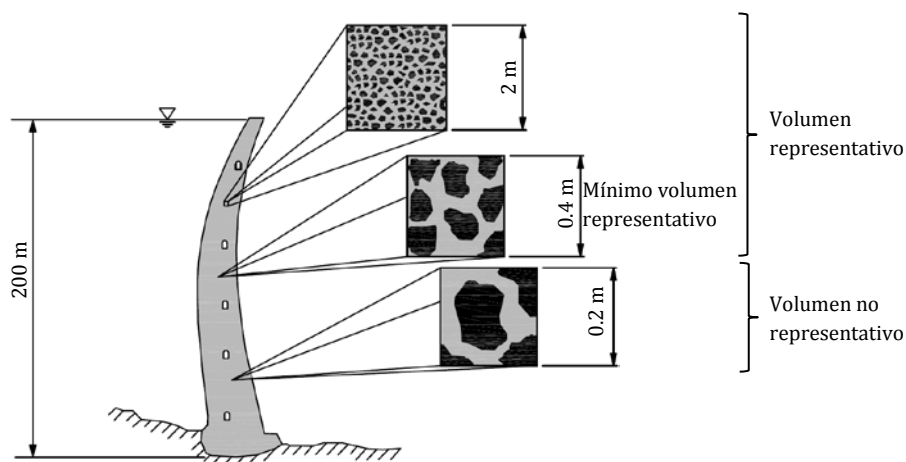


Figura 2.11 – Comparación de dimensiones con respecto al volumen mínimo representativo (Trunk y Wittmann, 1998).

2.5. EFECTOS DE LA EXPANSIÓN EN EL HORMIGÓN

En general, los procesos expansivos de origen interno suelen generar microfisuración en el hormigón, reduciendo sus propiedades mecánicas. En estructuras afectadas también puede causar la formación de macrofisuras.

2.5.1. Degradación de las propiedades mecánicas

En general, los procesos expansivos, independientemente del tipo de reacción química involucrada, generan estados crecientes de microfisuración que afecta las propiedades mecánicas del hormigón. Ensayos realizados por Jones y Clark (1998) en probetas afectadas por RAS han puesto de manifiesto la reducción de la resistencia a compresión y del módulo de Young con la evolución de la expansión. En la figura 2.12 se presenta un ejemplo obtenido experimentalmente de la variación del módulo de Young, la resistencia a tracción y a compresión en función del nivel de expansión para las RAA (Capra y Sellier, 2003). Como se puede observar hay una reducción significativa de estos parámetros con el aumento del nivel de expansión.

En lo referente al ASI, el efecto de la expansión debido a la formación tardía de etringita (DEF) ha sido estudiado por distintos autores. Zhang *et al.*, Olek y Diamond (2002a; 2002b) han estudiado la variación del módulo de Young dinámico en barras de mortero con DEF, constatando reducciones de hasta el 60% para expansiones del orden de 1,5%. Dicho efecto también ha sido observado por Brunetaud *et al.* (2008), cuyos

resultados en probetas de hormigón han registrado reducciones del módulo dinámico y de la resistencia a compresión del orden del 50% para expansiones de cerca del 1%.

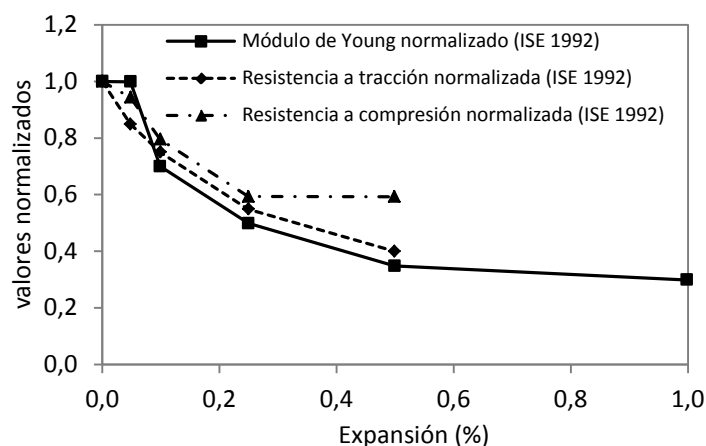


Figura 2.12 – Variación del módulo de Young, la resistencia a tracción y a compresión en función del nivel de expansión (adaptado de Capra y Sellier, 2003).

Rocco *et al.* (2004), han estudiado, además del módulo de Young, algunas propiedades de fractura del hormigón frente al DEF. Como resultado han constatado que la relación de disminución del módulo de Young dinámico es proporcional a la relación de incremento de expansión y que la energía de fractura no presenta cambios significativos con la expansión. En la figura 2.13 se muestra el efecto de la reducción del módulo de Young y de la resistencia a tracción en función de la expansión, obtenido por Rocco *et al.* (2004), en hormigones con diferentes tipos de cementos.

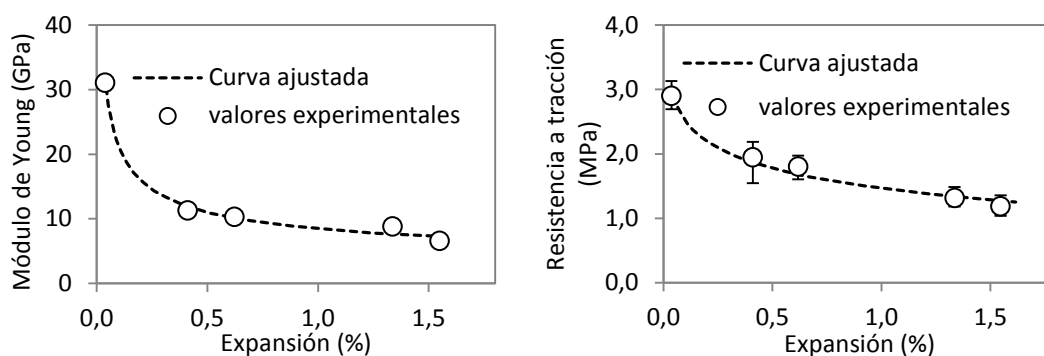


Figura 2.13 – Variación del módulo de Young y la resistencia a tracción en función del nivel de expansión (Rocco *et al.*, 2004).

Para el caso de hormigones de presa, no se han encontrado estudios de este tipo en la bibliografía. En el capítulo 4 se presentan estudios numéricos a nivel mesoestructural de la evolución de algunos parámetros mecánicos con el aumento del nivel de expansiones, tanto para un hormigón convencional como uno de presas.

2.5.2. Microfisuración

Las reacciones expansivas internas que tienen como consecuencia una expansión del árido y/o de la interfase árido-pasta, tienden a causar fisuras en la pasta de dirección aproximadamente radial a los áridos afectados.

En la figura 2.14 se muestra la fisuración observada al microscopio causada por la RAA, obtenidas por Scrivener y publicadas por Sauoma y Xi (2004). En ella se observan las fisuras en la interfase árido pasta (destacadas en azul), en la pasta (en amarillo) y en el interior del árido (en rojo).

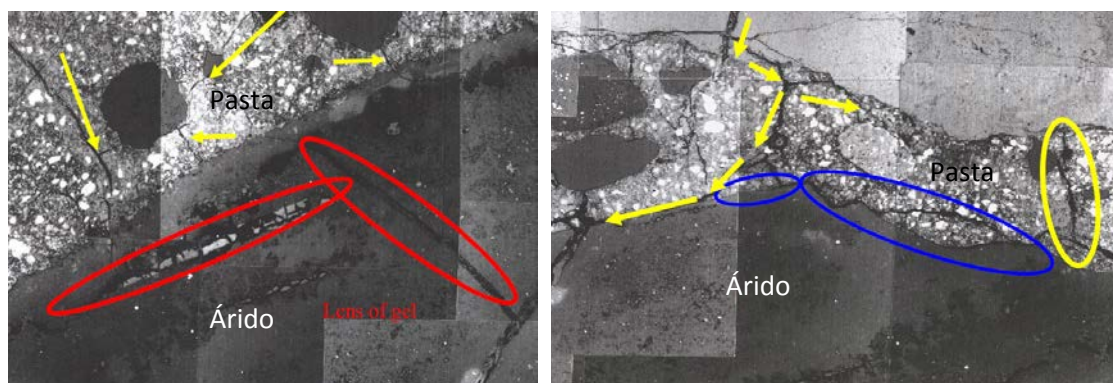


Figura 2.14 – Fisuración en la zona que rodea la interfase árido-pasta para RAA (Sauoma y Xi, 2004).

En el caso del ASI por oxidación de sulfuros de hierro, Gomides (2009) ha observado experimentalmente la formación de fisuras partiendo del árido fragmentado, y extendiéndose por la pasta, lo que según Tagnit-Hamou *et al.* (2005) es una característica típica que evidencia la expansión del árido (ver figura 2.15).

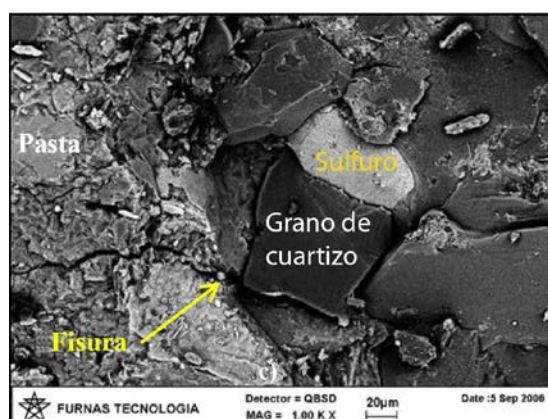


Figura 2.15 – Interfase pasta/árido con contenidos de sulfuros, que presentan fisuras y fragmentación debidas al ASI (Gomides, 2009).

2.5.3. Macrofisuración

El patrón de fisuración característico observado a nivel macro en estructuras afectadas por las RAA y las ASI es de tipo entramado o mapeado. En la figura 2.16 se presentan ejemplos de este tipo de fisuración, a la izquierda en una estructura auxiliar de la presa de Belesar afectada por la RAA (Herrador, 2002) y a la derecha en la presa de Tavàscan afectada por el ASI (Araújo, 2008).



Figura 2.16 – Fisuración mapeada en estructuras auxiliares de la presa de Belesar debido a la RAA (izquierda) y en la presa de Tavàscan debido al ASI (derecha).

La fisuración de tipo mapeada o entramada suele aparecer en elementos que no presentan restricciones a la expansión (expansión libre). En cuerpo de presa, que suele estar bajo algún tipo de confinamiento, no es tan común observar este tipo de fisuración, si bien pueden aparecer fisuras orientadas debido a efectos estructurales que restringen la expansión libre, como grados de hiperestaticidad e interacciones suelo-estructura, o gradientes de deformaciones expansivas en las secciones de presa, presencia de huecos como galerías y tuberías, efectos de torsión en un mismo bloque, entre otros.

En la figura 2.17 se muestran ejemplos de fisuración orientada observadas en las galerías ubicadas en zonas superiores de algunas presas afectadas por expansiones del hormigón.

En la figura 2.18 se presenta otro caso de fisuración en la galería superior de la presa de Paso Nuevo, con una dirección inclinada respecto al eje de la galería que indicaría efectos de torsión en el bloque afectado. El caso de esta presa se estudiará detalladamente en el capítulo 6 de esta tesis.

En la figura 2.19 se presenta otro ejemplo de fisuración orientada de poca inclinación ubicada en zonas superiores de paramentos, debido a una interacción suelo-estructura.

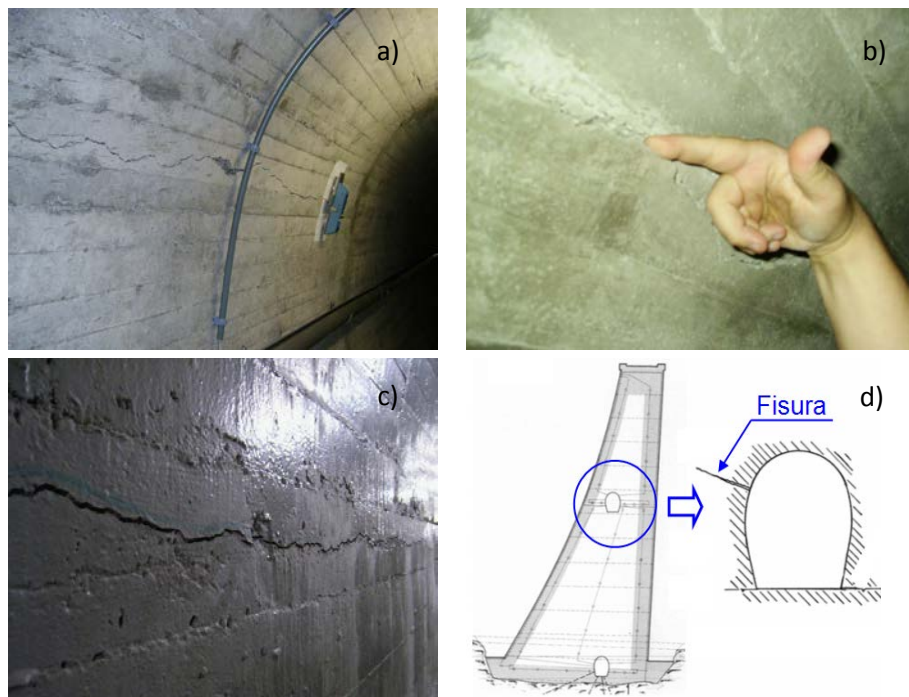


Figura 2.17 – Fisura en el hastial aguas abajo en la presa de Isola (a), Rumedo (b), Portodemouros (c) y esquema de la fisuración en la galería (d) (Araújo, 2008).



Figura 2.18 – Fisuras inclinadas en la galería superior de la presa de Paso Nuevo (Espinós et al., 2010).



Figura 2.19 – Fisuras en paramentos de las presas de Rumedo (a) y Torán (b) (Araújo, 2008).

2.5.4. Desplazamientos remanentes en las estructuras

La expansión del hormigón en estructuras como las presas suele generar desplazamientos no recuperables de la estructura. Estos movimientos son una consecuencia directa y una información muy útil para la identificación del problema. Dependiendo de la tipología de la presa y del tipo de reacción expansiva se pueden presentar movimientos de incremento de la cota de nivelación y/o desplazamientos horizontales hacia aguas arriba o aguas abajo.

Las presas tipo bóveda, dado que funcionan transmitiendo las cargas a los estribos, bajo acciones expansivas suelen presentar unos desplazamientos horizontales hacia aguas arriba debido a un efecto arco. Por su parte, las presas de gravedad pueden presentar desplazamientos hacia aguas arriba o aguas abajo dependiendo de la distribución de las deformaciones en el interior de los bloques (deformaciones de mayor magnitud en la zona de aguas abajo tienden a generar desplazamientos hacia aguas arriba mientras que mayores deformaciones cerca de paramento aguas arriba tienden a generar desplazamientos hacia aguas abajo).

A modo de ejemplo, en la figura 2.20 se presentan los desplazamientos horizontales medidos a lo largo del tiempo en cuatro presas distintas afectadas por expansiones de origen interno. Se pueden apreciar los desplazamientos recuperables debido a la variación térmica anual, además de desplazamientos remanentes en los cuatro ejemplos (con valores negativos indicando que son hacia aguas arriba).

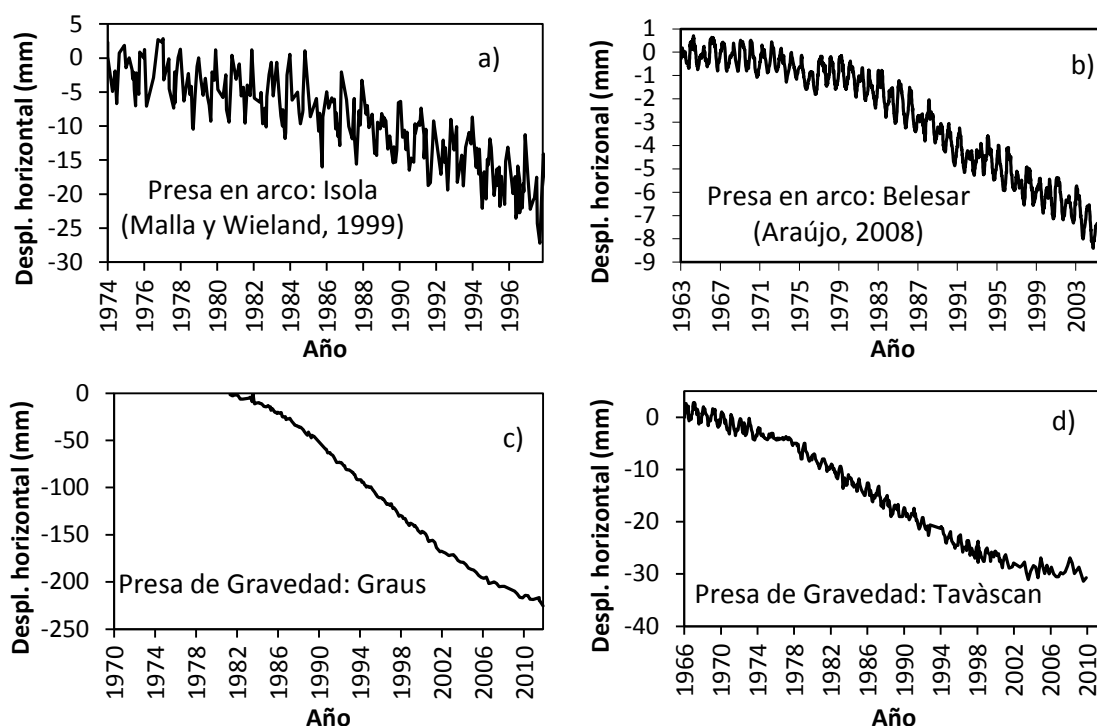


Figura 2.20 – Desplazamientos horizontales en coronación de distintas presas.

2.6. ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA FISURACIÓN

Una necesidad real del análisis de grandes estructuras de hormigón como las presas, es describir la formación y propagación de fisuras, frecuentemente presentes en este tipo de construcciones (García, 1995).

En general, la modelización constitutiva del comportamiento del hormigón (y también de otros materiales cuasifrágiles) ha seguido dos líneas teóricas básicas: La Mecánica de Medios Continuos y la Mecánica de Fractura.

La Mecánica de los Medios Continuos es la forma tradicional de representar el comportamiento del material y consiste en considerar unas leyes de tensión-deformación (σ - ε) denominadas ecuaciones constitutivas del material. En este tipo de formulación, el concepto de deformaciones continuas se extiende también a la rama de reblandecimiento independiente de que aparezcan macrofisuras y localizaciones.

La Mecánica de Fractura es la rama de la mecánica que estudia la propagación de grietas o defectos en un medio continuo. La teoría en principio se desarrolló para un material elástico lineal ("*Linear Elastic Fracture Mechanic*" - LEFM) y con posteridad se han desarrollado modelos de mecánica de fractura no lineal.

La Mecánica de Fractura considera tradicionalmente tres modos básicos de propagación de una fisura, presentados de forma esquemática en la figura 2.21. La apertura de la fisura en la dirección normal al plano de la misma es el modo I, el deslizamiento en el plano de la fisura según su dirección de propagación es el modo II y el deslizamiento en el plano de la fisura en dirección perpendicular a la propagación es el modo III. La propagación de una fisuración de tipo general puede ser expresada como una composición de los modos básicos. Se puede observar en el esquema de la figura 2.21 que una representación bidimensional de la fisuración sólo puede incluir los modos I y II, mientras que el modo III sólo se puede incluir en una representación tridimensional.

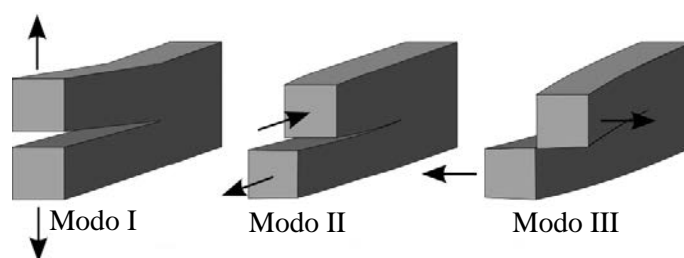


Figura 2.21 – Esquema de los modos básicos de fractura.

El método de los elementos finitos es la aproximación más utilizada en el estudio de la fisuración de estructuras de hormigón. Tradicionalmente, se ha seguido dos tipos de aproximaciones principales: modelos de fisuración distribuida (*smearred crack model*) que se basan en la Mecánica de los Medios Continuos y modelos de fisuración discreta (*discrete crack model*) que se basan sobre todo en la Mecánica de Fractura.

En los modelos de fisuración distribuida, introducidos por Rashid en 1968, se supone que las fisuras están distribuidas en el elemento finito. Esto inicialmente fue modelado reduciendo la rigidez y resistencia del material en la dirección normal a las fisuras después que se alcanza el pico de resistencia del material. En general, la evolución del proceso de fractura hasta la rotura se formula en términos de leyes tensión-deformación que describen una reducción gradual de las tensiones con el aumento de la deformación mediante modelos elastoplásticos, de daño, o combinaciones (Bazant y Planas, 1998). En la figura 2.22a se presenta un esquema de la fisuración distribuida, en que se observa en rojo los elementos con grandes deformaciones, marcando la ubicación que representaría la fisura.

En los modelos de fisuración discreta cada fisura es modelada explícitamente e incorpora una discontinuidad en la malla de elementos finitos. La simulación del comportamiento de la fisura se hace de forma directa, las fisuras son incluidas como discontinuidades en la malla. La evolución del proceso de fractura hasta rotura se describe en términos de las tensiones y los desplazamientos en las fisuras. En la figura 2.22b se presenta un ejemplo de fisuración discreta en que la fisura es representada por una discontinuidad en la malla.

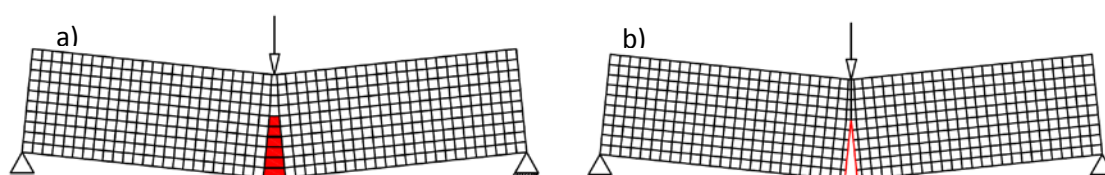


Figura 2.22 - Ejemplo de la fisuración distribuida (a) y discreta (b).

En esta línea de fisuración discreta, una manera conveniente de análisis es mediante elementos junta sin espesor, con una ley constitutiva no lineal que describe el comportamiento de las fisuras. Entre los diversos modelos de comportamiento de juntas propuestos en la bibliografía, cabe mencionar el modelo constitutivo de junta formulado en Carol *et al.* (1997), basado en la teoría de la elasto-plasticidad, y que incorpora conceptos de la Mecánica de Fractura. Este modelo ha sido ampliamente utilizado, sobre todo en estudios de mesoestructuras de hormigón y otros materiales cuasifrágiles, presentando una buena concordancia con ensayos mecánicos experimentales (Carol *et al.*, 2001; López, 1999; López *et al.*, 2008a; 2008b; Caballero, 2006; Caballero *et al.* 2006a; 2006b, 2007; Idiart *et al.*, 2011a; 2011b).

En los capítulos 4, 5 y 7 se emplean elementos junta sin espesor para simular la fisuración (fisuración discreta) en estudios a nivel mesoestructural (capítulo 4) y macroestructurales (capítulos 5 y 7). En el capítulo 6 se emplea un modelo de daño distribuido en el estudio del comportamiento de una presa afectada por expansiones internas.

2.7. MODELOS DE SIMULACIÓN DE LAS EXPANSIONES

Independientemente del tipo de reacción química que provoca la expansión, todas tienen en común el hecho de que generan acciones internas que, dependiendo de su magnitud pueden cambiar el comportamiento estructural con una nueva distribución de tensiones, generar la aparición de fisuras mapeadas y/o orientadas, y de movimientos no recuperables. La evaluación de la repercusión estructural de la expansión del hormigón se puede realizar mediante diferentes modelos de comportamiento basados en un conjunto de hipótesis que habitualmente simplifican el complejo fenómeno.

Los modelos existentes en la bibliografía varían desde las formulaciones más sencillas en la que las expansiones se aplican como deformaciones impuestas de la misma manera que las debidas a la temperatura, hasta modelos más elaborados que incluyen la dependencia de diversos factores como la cinética de la reacción expansiva, la variación de las propiedades del hormigón a medida que el fenómeno progresa, que incorporan ingredientes para tener en cuenta aspectos de fractura, etc.

Saouma and Xi (2004) presentan una clasificación de los modelos de tratamiento de las expansiones debido a las reacciones de álcali-árido (RAA), de acuerdo a la división propuesta por Wittmann (1983), que agrupan en tres niveles de análisis: modelos que simulan el fenómeno a una escala micro, modelos que lo hacen a una escala meso y modelos que simulan la expansión en toda una estructura (modelos macro).

A continuación se presentan resumidamente los principales modelos de simulación de expansiones disponibles en la bibliografía, la gran mayoría de ellos aplicados a la RAA. En el capítulo 3 se propone y desarrolla un modelo de simulación para el ASI.

2.7.1. Modelos a nivel microescala

Los modelos micro suelen ser muy importantes para entender el fenómeno expansivo, y pueden aportar datos importantes como la deformación unitaria máxima esperada y la sensibilidad de la reacción frente a distintos factores.

Aplicado a la RAA, Dormieux *et al.* (2004) explica la expansión del hormigón desde un punto de vista micromecánico, como el llenado de poros interconectados por el gel (producto de la RAA). El modelo determina una relación entre las tensiones macroscópicas y el tensor de deformaciones utilizando un modelo poro-elástico. Se establece que hay una relación lineal entre la formación del gel y la deformación, además de existir una tendencia de estabilización con una curva deformación-tiempo con la forma de la clásica "S" encontrada en los ensayos de laboratorio.

Un enfoque diferente aplicado a la RAA es el modelo de Xi y Swito (2002) que simula la expansión del hormigón combinando varias teorías de difusión. El proceso expansivo fue dividido en dos etapas: (1) la difusión de los iones hidróxido y álcali para el árido, seguido de la reacción con la sílice; (2) la expansión inducida de modo similar a la teoría de la dilatación. La primera etapa está gobernada por ecuaciones basadas en la ley de Fick (difusión) mientras que la segunda en ecuaciones basadas en la ley de Darcy (flujo viscoso). En la figura 2.23 se presenta de forma esquemática la primera etapa del modelo de Xi y Swito (2002) y en la figura 2.24 la segunda etapa.

Otro modelo similar al de Xi y Swito (2002) que considera la RAA en dos etapas es el de Multon *et al.* (2009). La primera es definida por la difusión de los álcalis en el árido reactivo, y la segunda la formación del gel, y su movimiento hacia los poros interconectados en la zona de interfase árido-mortero. La expansión es causada por la presión del gel en la pasta de cemento. El modelo está basado en una compleja formulación gobernada principalmente por fenómenos de difusión, y dependiente de 5 parámetros (coeficiente de difusión, ancho de los poros interconectados en la zona de interfase, volumen molar del gel, la concentración de álcalis y un coeficiente de fijación) obtenidos por análisis inverso a partir de la simulación numérica de ensayos experimentales ya existentes (Multon *et al.*, 2008). Una de las conclusiones obtenidas es que para áridos grandes, la expansión es mayor.

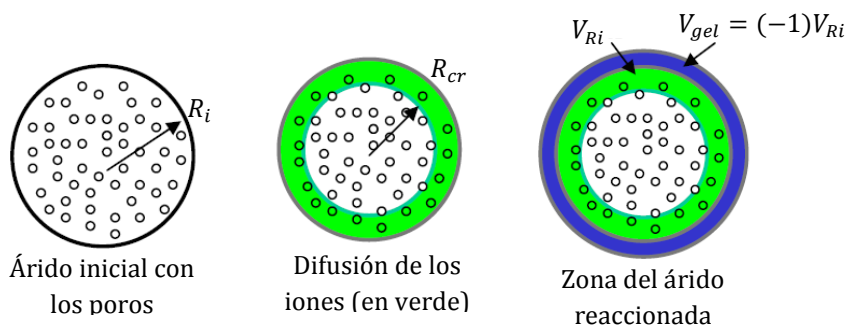


Figura 2.23 – Difusión de los iones hidróxido y álcali para el árido, seguido de la reacción con la sílice (Xi y Suwito, 2002).

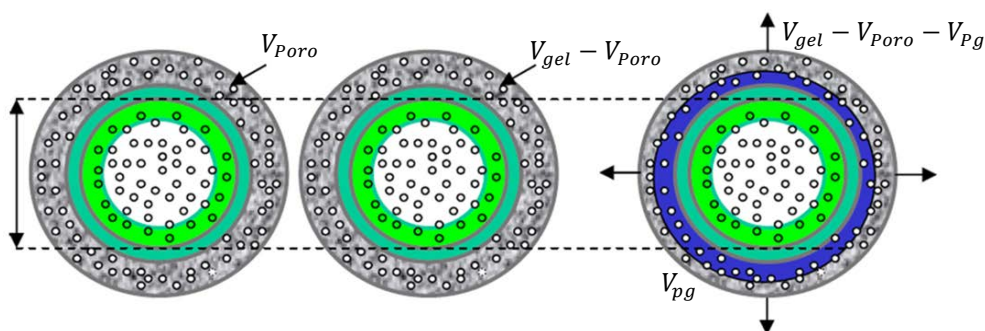


Figura 2.24 – Difusión del gel hacia la pasta (Xi y Suwito, 2002).

En el caso del ASI, Casanova *et al.* (1996,1997), han desarrollado un modelo que permite evaluar la cinética de oxidación de los sulfuros de hierro en los áridos utilizando una aplicación del modelo del núcleo no reaccionado (*unreacted core model*) de Levenspiel (1972). En este modelo se considera que la reacción ocurre primero en la superficie de la partícula de sulfuro, para con posterioridad, desplazar este frente de reacción hacia el interior de la misma, por la difusión del agente oxidante, dejando una capa de material reaccionado. El ataque sulfático que sigue se considera instantáneo si se compara al proceso de oxidación. Los incrementos de volumen se calculan a partir de la variación de volumen entre productos y reactivos de las reacciones implicadas, considerando que la expansión total es la suma de la sufrida por el árido (oxidación de los sulfuros de hierro) y la originada por la formación de etringita del ataque sulfático.

En Oliveira (2011) y Oliveira *et al.* (2012), se desarrolla una modificación del modelo anterior (Casanova *et al.*,1996; 1997), incorporando geometrías más complejas a las partículas de sulfuro de hierro y un coeficiente amortiguador en el cálculo de los incrementos de volumen para tener en cuenta la parte de los productos expansivos que se depositan en huecos de la porosidad del hormigón sin causar expansión.

Otro método existente para estimar la expansión máxima considerando el efecto de la porosidad, pero aplicado al ASE, es el propuesto por Tixier (2000) y Tixier y Monbasher (2003a) que calcula los incrementos de volumen en función de la diferencia entre los volúmenes de los productos y reactivos del ataque sulfático, deduciendo de éste una fracción de la porosidad capilar, que se llenaría de los productos sin causar expansión. Esta fracción se puede determinar por análisis inverso de ensayos del ASE, cuyos valores típicos estarían entre 5% y 45% de la porosidad del hormigón (Tixier y Mobasher., 2003b).

En lo expuesto se ha visto la importancia de los procesos de difusión en los modelos a nivel micro comentados. Menos frecuente es este tipo de análisis en los otros niveles. En la primera parte del capítulo 3 se presenta un modelo de difusión-reacción para las reacciones de oxidación de los sulfuros de hierro, propuesto en esta tesis, que permite determinar la cinética del ataque sulfático por ASI. También se presenta un estudio sobre los métodos para determinar el máximo incremento de volumen.

2.7.2. Modelos a nivel mesoescala

Los modelos a nivel *meso* suelen representar el hormigón considerando su heterogeneidad, generalmente mediante las dos fases principales: árido y mortero. En la bibliografía algunos modelos son aplicados con el objetivo de determinar el tamaño pésimo del árido, como los modelos de Furusawa *et al.* (1994) y el de Bazant y Steffens (2000) aplicados a la RAA, mientras que otros evalúan el daño causado al hormigón por la expansión. Entre estos últimos se pueden diferenciar dos grupos: los que utilizan una modelización de tipo reticulado (*lattice model*) o una modelización continua en el MEF.

En la modelización de tipo reticulada se discretiza el medio continuo mediante una retícula o malla de elementos barra que transmiten fuerzas normales, cortantes y momentos flectores. Las propiedades de los distintos elementos (que representarán áridos, mortero e interfases) se obtiene superponiendo la geometría de la meso-estructura que se quiere estudiar con la retícula. La fractura se simula removiendo los elementos que han alcanzado su máxima resistencia a tracción. Schlangen y Copuroglu (2007) utilizan este modelo para estudiar la RAA. Ellos han supuesto tres modos de introducir la acción expansiva: expansiones aplicadas a los elementos de interfase; expansiones en los elementos de interfase y en las fisuras formadas (no se eliminan las barras que han alcanzado su máxima resistencia a tracción, cambiando sus propiedades, en el siguiente paso, por las de la interfase) y expansión solamente en los áridos. Las tres formas de aplicación de la acción expansiva resultan en una fisuración importante de la malla con más fisuración en el caso en que se aplica expansión en las fisuras que se van formando.

En la modelización continua se representa mediante medio continuo la estructura interna del material: los áridos de mayor tamaño y una matriz que los rodea que representa el mortero y los áridos de menor tamaño. En esta línea se encuentra el trabajo de López (1999), que ha estudiado el efecto de la expansión debida al ASI. En su trabajo se incluye a priori, en una representación 2D de la mesoestructura del hormigón, una retícula de elementos junta sin espesor distribuidos a lo largo de todos los contactos entre elementos de árido y mortero (interfase), y entre algunos contactos de la matriz. Para los elementos junta se utiliza una ley constitutiva no lineal basada en la teoría de la elastoplasticidad y en conceptos de la mecánica de fractura (Carol *et al.*, 1997). En la figura 2.25 se presenta un ejemplo de una malla representativa de la mesoestructura de un hormigón de presa.

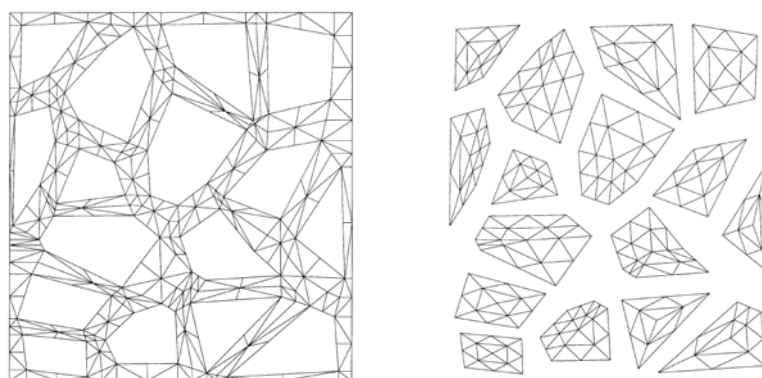


Figura 2.25 – Ejemplo de malla de elementos finitos representativa de una muestra de hormigón de presa: elementos de mortero a la izquierda y de áridos a la derecha (López, 1999).

El estudio de la expansión se ha realizado mediante la aplicación de deformaciones impuestas en los áridos (hipótesis que simplifica las dos etapas de la expansión debida al ASI que son: expansión del árido por oxidación de los sulfuros de hierro y el ataque sulfúrico en torno del árido). Los incrementos de volumen aplicados fueron determinados

en Casanova *et al.* (1996; 1997). En López (1999) y Aguado *et al.* (1998) se obtiene una tendencia de fisuración enramada en el caso de expansión libre, que disminuye hasta casi anularse cuando se incrementan las presiones de confinamiento, sin que ello incida de una manera considerable en la configuración deformada, que aún en confinamiento presentan un aumento de volumen.

Aplicado al ASE, en el trabajo de Idiart (Idiart, 2009; Idiart *et al.*, 2011b) se utiliza una modelización mesoestructural similar a la desarrollada por López (1999), teniendo en cuenta el proceso de transporte de los sulfatos. Para ello, ha simulado el proceso de difusión de los sulfatos desde el exterior hacia el interior del hormigón junto con las reacciones químicas con los compuestos de aluminato de la pasta (formulación de difusión-reacción), acoplado al proceso de fisuración obtenido en un análisis mecánico (vías preferenciales para el transporte de los sulfatos). Como resultado se ha obtenido una reproducción realista del ASE como se puede observar en la figura 2.26.

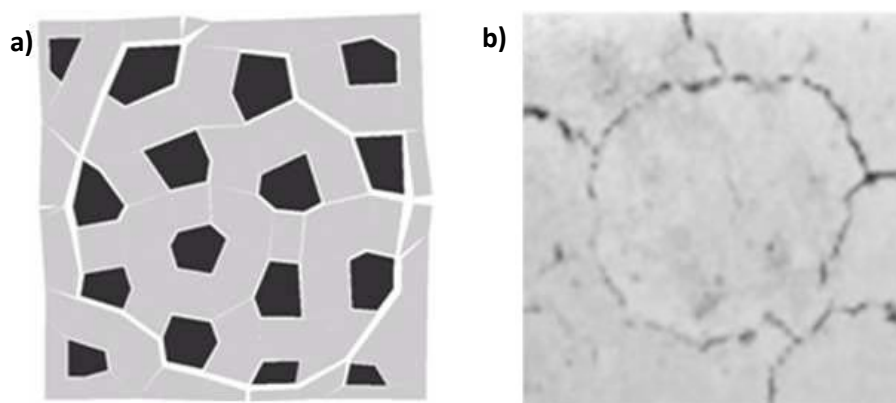


Figura 2.26 – Comparación entre resultado numérico (a) obtenido por Idiart (2009) con experimental (b) obtenido por Al-Amoudi (2002) para el ASE.

Como extensión de este tipo de modelización mesoestructural (López, 1999), en el capítulo 4 se presentarán nuevos estudios a nivel mesomecánico del ASI en muestras de hormigón convencional y de presas, en las cuales se analizan los efectos en las propiedades mecánicas macroscópicas y la influencia de la fisuración.

Como ejemplo del estudio de expansiones con un modelo mesoestructural 3D aplicado a la RAA, se puede mencionar el trabajo de Comby-Peyrot *et al.* (2009). El modelo consiste en la discretización de los áridos y del mortero. Se asume un comportamiento elástico-lineal para los áridos y no lineal (con un modelo de daño) en el mortero. El contacto entre los áridos y la pasta es de tipo rígido (no deslizante y sin descohesión), la fricción y disipación de energía no son considerados. En ensayos uniaxiales el modelo reproduce el módulo de Young y la resistencia de pico, pero tiene una caída frágil en el “softening” que no ocurre en los ensayos experimentales. El modelo se ha empleado para estudiar la fisuración y el deterioro del hormigón aplicando una expansión en la mitad de los áridos discretizados, seleccionados aleatoriamente como expansivos (ver figura 2.27).

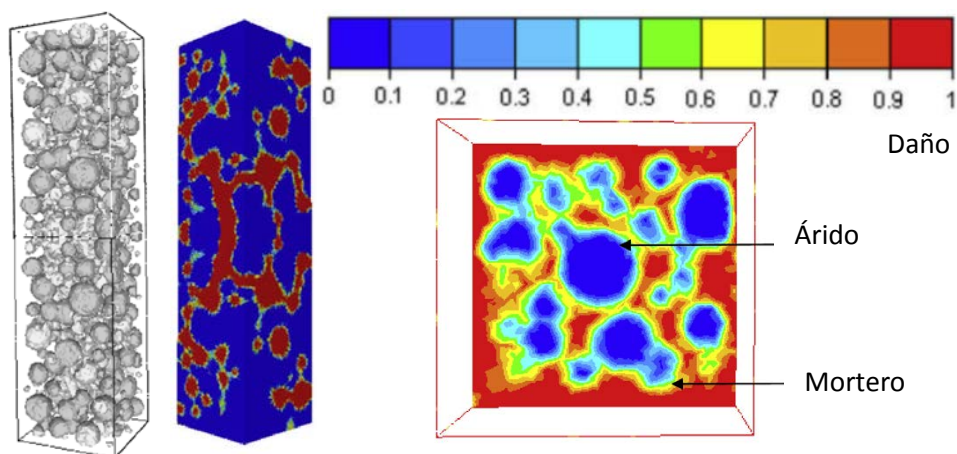


Figura 2.27 – Geometría de la muestra con los áridos, daño visto en la superficie y en una sección bajo la expansión (Comby-Peyrot, 2009).

2.7.3. Modelos a nivel macroescala

En la bibliografía hay varios modelos de simulación de expansiones aplicables al caso de presas, en su mayoría desarrollados para la RAA. A modo ilustrativo en la tabla 2.1 se presentan de forma resumida algunos de los principales modelos de simulación de expansiones en el hormigón con una descripción de sus principales características.

El mecanismo expansivo es complejo y es simulado por la mayoría de los autores desde un punto de vista fenomenológico basado en hipótesis que intentan simplificar el fenómeno. En general estos modelos presentan buena correlación con los desplazamientos observados, sin embargo esto no es suficiente. Lo más importante es la fiabilidad de las tensiones calculadas, para lo cual es de gran importancia que el modelo esté suficientemente contrastado antes de ser utilizado para hacer predicciones a largo plazo (Saouma y Perotti, 2005).

La elección del modelo más adecuado a un problema específico depende de su capacidad para simular de forma realista los procesos involucrados, así como de la disponibilidad de los medios para estimar todos los parámetros necesarios para alimentar dicho modelo.

En modelos con formulaciones más sencillas como el de la temperatura equivalente se pueden ajustar por un análisis inverso los desplazamientos medidos con diferentes distribuciones de deformaciones en el interior del cuerpo de una presa, lo que genera una gran incertidumbre con relación a la distribución real de deformaciones. A su vez, en modelos más sofisticados, que dependen de un número elevado de parámetros, algunos de ellos resultan de difícil determinación, tales como parámetros fenomenológicos que definen la evolución de las reacciones en el hormigón, propiedades del gel, constantes de difusión, de cinética, energías de activación, entre otros.

Modelo	Descripción
Temperatura equivalente	Modelo en el que la expansión en el hormigón se considera mediante una temperatura equivalente que genera los mismos desplazamientos medidos en la estructura real. Aplicado por Malla y Wieland (1999) en el estudio de una presa de tipo arco-gravedad con expansiones.
Thompson, <i>et al.</i> (1994) descrito por Curtis (1995; 2000)	Modelo fenomenológico que relaciona la velocidad de expansión de la RAA con las tensiones principales.
Léger <i>et al.</i> (1996)	Modelo fenomenológico de la RAA con la dependencia de cuatro factores: confinamiento, temperatura, humedad y reactividad. La expansión se calcula en función de cuatro coeficientes normalizados (referentes a cada factor) y uno de calibración que sirve para ajustar los desplazamientos medidos con los calculados. El modelo considera un daño del material en términos de una reducción del módulo de Young y de la resistencia a tracción.
Bournazel y Moranville (1997) y Capra y Bournazel (1998)	Modelo para RAA de base físico-química. Depende de la reactividad, humedad, temperatura y confinamiento. Determina la reactividad de la RAA con una cinética de primer orden como la ley de Arrhenius. La expansión se considera proporcional al volumen producido de gel. Simula la fisuración utilizando la Mecánica de fractura elástica lineal suponiendo fisuración solamente en modo I.
Huang y Pietruszczak (1999)	Modelo termo-mecánico del hormigón con RAS. Considera la velocidad de la reacción proporcional al contenido de álcalis solubles que depende de la temperatura. El modelo considera un daño del material (en términos de una reducción del módulo de Young y de la resistencia a compresión) proporcional a la expansión.
Capra y Sellier (2003)	Modelo para RAA de base físico-química. Depende de la reactividad, humedad, temperatura y confinamiento. Determina la reactividad de la RAA con una cinética de primer orden como la ley de Arrhenius. La expansión depende de la presión del gel en el interior del hormigón. Utiliza una descripción física de la probabilidad de apertura de fisuras para calcular el daño.
Ulm, <i>et al.</i> (2000)	Modelo de la RAA que combina la reacción química con un mecanismo elástico local producido por la expansión del gel. Relaciona la evolución de la reacción con una curva fenomenológica de cinética dependiente de la temperatura, basada en el trabajo experimental de Larive (1998).
Saouma <i>et al.</i> (2004; 2005; 2007)	Modelo basado en el modelo de Ulm (2000), que incorpora el efecto de reducción de la expansión con el confinamiento y la anisotropía inducida por confinamiento.
Grimal <i>et al.</i> (2008a, 2008b)	Modelo aplicado a la RAA de base fenomenológica. La expansión es ocasionada por la presión del gel formado. Se utiliza un modelo reológico para controlar el comportamiento a largo plazo del hormigón incluyendo fluencia básica y retracción. Tiene en cuenta la anisotropía inducida por confinamiento

Tabla 2 1 – Modelos de simulación de expansiones.

Entre los modelos presentados en la tabla 2.1, uno que conviene destacar es el propuesto por Ulm *et al.* (2000), en que los parámetros necesarios pueden ser determinados por ensayos acelerados de la RAA, como los llevados a cabo por Larive (1998), lo que permite extrapolar algo medido en un laboratorio para estudiar el comportamiento de una estructura.

Como se ha comentado anteriormente, existe un vacío apreciable en la bibliografía en cuanto a modelos de simulación del ASI. En el capítulo 3 se propone y desarrolla un modelo de simulación para esta problemática, que se aplicará posteriormente en el capítulo 7 al caso real de una presa afectada a la vez por el ASI junto con la RAA (para el análisis de la evolución de la RAA se empleará el modelo de Ulm *et al.* (2000).

CAPÍTULO 3

MODELO CINÉTICO DEL ATAQUE SULFÁTICO INTERNO EN PRESAS

3.1. INTRODUCCIÓN

Como es sabido, resulta muy difícil determinar la distribución real de las expansiones en el interior del cuerpo de presa y sobre todo la evolución seguida a lo largo del tiempo. Esto ha llevado a que en los análisis estructurales, habitualmente, la distribución y evolución de las deformaciones se plantee con criterios fenomenológicos basados en hipótesis aproximadas y simplificativas. Ante la escasa bibliografía existente, sobre todo en lo referente a la modelización del ASI en presas, en este capítulo se presenta un modelo de difusión-reacción propuesto para el ámbito del ASI en presas, que permite simular la difusión de oxígeno hacia el interior del hormigón y su consumo en la oxidación de los sulfuros de hierro presentes en los áridos, y con ello calcular la evolución de los incrementos de volumen a lo largo del tiempo que pueden producir las reacciones involucradas en el proceso.

En primer lugar, en el §3.2 se comentan algunos modelos que combinan la simulación de reacciones químicas y los procesos de transporte de los reactantes, que han servido de referencia a la formulación que se propone luego. En el §3.3 se desarrolla en detalle el modelo cinético de la oxidación de los sulfuros de hierro, que incluye una

descripción de las reacciones de oxidación, la formulación de la ecuación de difusión-reacción y de las cinéticas de las reacciones, el análisis de los parámetros y algunos resultados iniciales del modelo. En el §3.4 se presentan las principales reacciones involucradas en el ataque sulfático y luego en el §3.5 se plantea el tratamiento de la cinética global del ASI (la oxidación de los sulfuros y el ataque sulfático). En el §3.6 se analizan métodos para estimar las deformaciones volumétricas máximas debidas a las reacciones químicas, y, finalmente, en el §3.7 se aplica el modelo cinético propuesto a tres secciones transversales ficticias de presas. Por último, en el §3.8 se resumen los principales aspectos del modelo propuesto y de los resultados obtenidos en su aplicación.

3.2. ANTECEDENTES

La simulación de reacciones químicas, en general, suele necesitar la consideración de los procesos de transporte de los reactantes. El transporte de componentes químicos en materiales porosos generalmente es considerado un proceso de difusión, que puede ser descrito por la ley de Fick (Cerný y Rovnaníková, 2002).

La consideración de procesos de transporte en conjunto con las reacciones químicas da lugar a un sistema de difusión-reacción. Se formulan modelos matemáticos que determinan cómo la concentración de una o más sustancias distribuidas en el espacio cambian bajo la influencia de dos procesos: las reacciones químicas que transforman localmente las sustancias en otras y la difusión que transporta las sustancias en el espacio (Crank, 1979).

Modelos de difusión-reacción se han empleado para estudiar diferentes procesos físico-químicos en el hormigón, tales como la carbonatación (Liang y Lin 2003; Park 2008), fenómenos expansivos como las reacciones álcali-árido (Suwito *et al.*, 2002; Multon *et al.*, 2009) y el ataque sulfático externo (Tixier y Mobasher, 2003a; Idiart, 2009; Idiart *et al.*, 2011b), entre otros. La solución de estos modelos, en general, involucra un sistema de ecuaciones diferenciales a derivadas parciales que debe ser solucionado simultáneamente para el análisis químico y el problema del transporte. (Samson *et al.*, 2000; Samson y Marchand, 2007).

En el caso del estudio de las reacciones álcali-áridos los modelos de Suwito *et al.* (2002) y Multon *et al.* (2009) tienen en cuenta el transporte de los álcalis de la pasta hacia los áridos, el proceso de formación de un gel y luego su movimiento hacia los poros interconectados en la zona de interfase árido-mortero. La expansión es causada por la presión del gel en la pasta de cemento.

En cuanto al ataque sulfático externo, Tixier (2000) ha planteado el problema en función de la difusión de los sulfatos desde el exterior del hormigón, y su proceso de reacción con los compuestos de aluminato de la pasta formando productos como la

etringita secundaria La expansión es causada por la diferencia de volumen entre los reactantes y los productos generados.

En el trabajo de Idiart (2009) e Idiart *et al.* (2011b), se ha aplicado un modelo de difusión-reacción de sulfatos acoplado con un cálculo mecánico (análisis a nivel mesoestructural), en el que se ha estudiado la degradación de una muestra de hormigón en la que se representa de forma explícita su estructura interna de primer nivel (áridos de mayor tamaño, rodeados por una matriz de mortero) y se incluyen elementos junta de espesor nulo para representar la fisuración (que actúa también como vía preferencial en el transporte de los sulfatos).

En el estudio del ASI por oxidación de sulfuros de hierro presentes en los áridos, las reacciones de oxidación dependen principalmente del transporte del oxígeno desde el exterior hacia el interior del hormigón. En la bibliografía consultada no se han encontrado precedentes de la aplicación de un modelo de este tipo a la problemática del ASI.

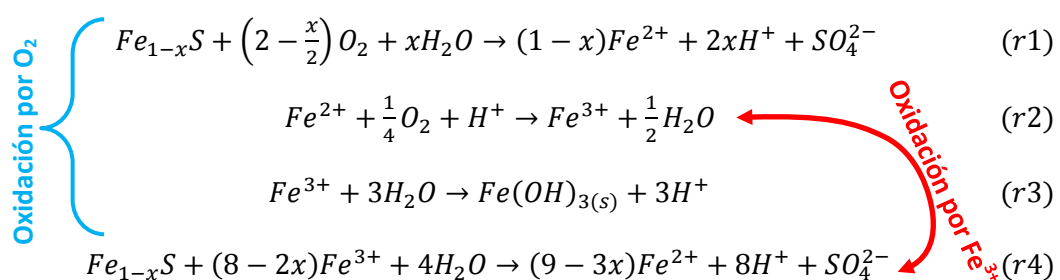
3.3. MODELO CINÉTICO DE LA OXIDACIÓN DE LOS SULFUROS DE HIERRO

En el hormigón, el ASI se produce en dos etapas: una reacción primaria por la oxidación de los sulfuros de hierro (pirita o pirrotina) presentes en los áridos, y una reacción secundaria debida al ataque sulfático de los productos de la oxidación sobre la pasta de cemento. En este apartado se propone y desarrolla un modelo que tiene en cuenta la difusión del oxígeno en el hormigón y las reacciones de oxidación de los sulfuros de hierro.

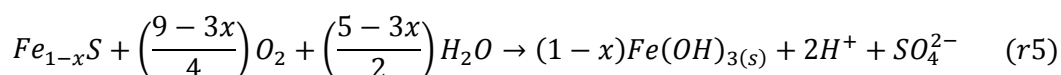
3.3.1. La oxidación de los sulfuros de hierro

Los sulfuros de hierro se oxidan al estar expuestos al oxígeno y en presencia de humedad dando lugar a la formación de sulfatos e hidróxidos de hierro, además de una disminución de la alcalinidad del sistema (Divet, 2001). La oxidación de estos sulfuros puede ser iniciada por el oxígeno atmosférico o por iones de hierro (Sullivan *et al.*, 1988).

Se presentan las cuatro reacciones que producen ácido según los dos modos de oxidación señalados, para el caso de la pirrotina (con x variando entre 0 y 0,125):



Las reacciones r1, r2 y r3 gobiernan el proceso en el caso del oxígeno actuando como oxidante principal. Esto ocurre para un pH superior a 4 (Belzile *et al.*, 2004). La reacción r1 produce ácido sulfúrico e iones Fe^{2+} , que se convierten en iones Fe^{3+} por la reacción r2, y luego en hidróxido de hierro (que es sólido) por la reacción r3. Este proceso también puede ser representado por una sola reacción global (r5), resultado de la suma de las reacciones r1, r2 y r3.



Las reacciones r2 y r4 gobiernan el proceso en el caso del ion Fe^{3+} actuando como oxidante principal. Esto ocurre para un pH menor que 4 (Belzile *et al.*, 2004). Estas dos reacciones ocurren manteniendo un ciclo. La reacción r4 consume Fe^{3+} y produce en mayor medida Fe^{2+} mientras que la reacción r2 transforma el Fe^{2+} en Fe^{3+} que sigue oxidando los sulfuros de hierro por la reacción r4. Este proceso requiere una cantidad inicial de Fe^{3+} o Fe^{2+} para iniciarse, además de oxígeno en la reacción r2. En la figura 3.1 se presenta un esquema de los procesos de oxidación descritos.

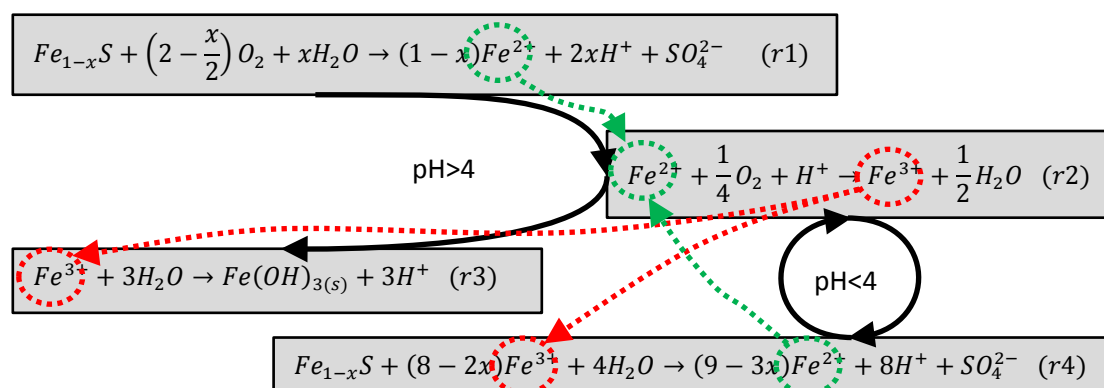


Figura 3.1 - Esquema de los procesos de oxidación de la pirrotina.

Ambos procesos de oxidación consumen oxígeno (r1 y r2), pudiendo ocurrir uno u otro dependiendo del pH. En este sentido, es bien sabido que la pasta de cemento presente en el hormigón suele tener un pH muy alcalino, pero el pH que definirá que agente oxidante es el principal no será el de la pasta sino el de la solución acuosa presente en la zona en que ocurre la oxidación, que en el caso estudiado es el árido. Dado que la oxidación produce ácido sulfúrico, aunque el pH inicial en el interior del árido fuera alcalino, la oxidación tenderá a reducirlo, pudiendo entonces transformarlo en ácido.

3.3.2. Ecuación de difusión-reacción y cinética de las reacciones

Los reactantes presentes en las reacciones de oxidación, como se ha dicho, son: los sulfuros de hierro, agua, iones Fe^{2+} y Fe^{3+} , además de oxígeno. El origen de cada uno de ellos proviene de:

- El sulfuro de hierro está presente en los áridos;
- El agua del flujo del embalse hacia el paramento aguas abajo, predominantemente por las juntas de hormigonado, además de la infiltración del agua de lluvia en paramento aguas abajo;
- Los iones Fe^{2+} y Fe^{3+} son producidos por las reacciones r1, r2 y r4;
- El oxígeno proviene principalmente del aire atmosférico, transportado por difusión desde el exterior (superficies expuestas al aire) hacia el interior.

Para evaluar la cinética del proceso de oxidación de los sulfuros de hierro en el hormigón, se requiere entonces tener en cuenta el proceso de transporte del mismo dentro del hormigón. La primera ley de Fick establece que el flujo (F) de un compuesto i es proporcional al gradiente de su concentración.

$$F = -\nabla(D[i]) \quad (3.1)$$

donde: D [m^2/s] es el coeficiente de difusión característico del material en difusión por el medio que atraviesa, $[i]$ designa la concentración del compuesto i . El signo menos indica que la difusión se produce en la dirección de disminución de la concentración.

Para la difusión del O_2 , aplicando la ley de conservación y teniendo en cuenta la expresión 3.1:

$$\frac{\partial[O_2]}{\partial t} + \nabla F = 0 \quad \frac{\partial[O_2]}{\partial t} - \nabla^2(D[O_2]) = 0 \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial[O_2]}{\partial t} = \nabla^2(D[O_2]) = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial[O_2]}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \frac{\partial[O_2]}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial[O_2]}{\partial z} \right) \quad (3.3)$$

En el caso de que en el elemento diferencial se produzcan reacciones químicas que consumen parte del elemento en difusión, se introduce un nuevo término en la ecuación 3.2, quedando entonces:

$$\frac{\partial[O_2]}{\partial t} = \nabla^2(D[O_2]) - \frac{\partial[O_2]_{ri}}{\partial t} \quad (3.4)$$

donde: $\frac{\partial[O_2]_{ri}}{\partial t}$ (término sumidero), es el consumo por la reacción i del elemento en difusión por unidad de tiempo.

La cinética de una reacción química puede expresarse utilizando una ley donde la velocidad se considera proporcional a la concentración de los reactantes. Tomando como ejemplo la reacción: $A + B \rightarrow C$, la ecuación de cinética podría ser escrita en función de la concentración de los reactantes mediante la ecuación 3.5:

$$\frac{\partial[A]}{\partial t} = -k[A]^n[B]^m \quad (3.5)$$

donde: k , n y m son parámetros que se determinan de forma empírica. Los exponentes n y m (que no necesitan ser números enteros) se denominan órdenes parciales de la reacción con respecto a los componentes asociados, el orden de la reacción se define como $n+m$, y k es un coeficiente de cinética de la reacción (Sposito, 1994).

En el apartado 3.3.1 se han presentado las reacciones de oxidación para los casos del oxígeno y el ion Fe^{3+} como oxidantes principales. En base a los pocos datos experimentales disponibles, no se puede determinar adecuadamente los parámetros k , n y m para todas las reacciones involucradas en la oxidación. Se adopta entonces por simplificación n y m iguales a 1.0, quedando solamente el coeficiente de cinética k por determinar para cada reacción. En lo que sigue, se desarrollan las ecuaciones de cinética correspondientes a los dos casos.

Oxígeno como oxidante principal

Cuando el pH en el entorno de la partícula de sulfuro de hierro es mayor que 4, tienen lugar las reacciones r1, r2 y r3 de forma secuencial, pudiéndose utilizar la reacción r5 (que es la suma de las tres reacciones) para expresar la cinética global. La cinética de la reacción r5 puede expresarse en función de los reactantes: oxígeno y sulfuro de hierro. La ecuación de cinética de la reacción r5, en términos de la concentración de sulfuros de hierro, puede ser expresada como:

$$\frac{\partial[Fe_{1-x}S]_{r5}}{\partial t} = -k_5[O_2][Fe_{1-x}S] \quad (3.6)$$

y en términos de la concentración de oxígeno como:

$$\frac{\partial[O_2]_{r5}}{\partial t} = -qk_5[O_2][Fe_{1-x}S] \quad (3.7)$$

donde: $q = \frac{9-3x}{4}$, es el coeficiente estequiométrico que acompaña al O_2 en la reacción r5 y k_5 es el coeficiente de cinética de la reacción r5.

Substituyendo la expresión de consumo de oxígeno de ecuación 3.7 en la ecuación 3.4 obtenemos:

$$\frac{\partial[O_2]}{\partial t} = \nabla^2(D[O_2]) - qk_5[O_2][Fe_{1-x}S] \quad (3.8)$$

Las concentraciones de sulfuro de hierro y oxígeno para cualquier punto del volumen de hormigón para un tiempo dado, vienen dadas por la solución del sistema de ecuaciones 3.6 y 3.8, presentado de forma conjunta en 3.9.

$$\begin{cases} \frac{\partial [O_2]}{\partial t} = \nabla^2(D[O_2]) - qk_5[O_2][Fe_{1-x}S] \\ \frac{\partial [Fe_{1-x}S]}{\partial t} = -k_5[O_2][Fe_{1-x}S] \end{cases} \quad (3.9)$$

Ion Fe^{3+} como oxidante principal

Como se ha comentado, este caso tiene lugar cuando el pH en el entorno de la partícula de sulfuro de hierro es menor que 4, lo que da lugar al ciclo entre las reacciones r2 y r4.

Las ecuaciones de continuidad para los iones Fe^{2+} y Fe^{3+} vienen dadas mediante las expresiones 3.10 y 3.11. La ecuación 3.10 expresa que la variación de la concentración de Fe^{3+} en el tiempo será igual al que ha producido la reacción r2 menos lo que ha consumido la reacción r4. De forma análoga se obtiene la ecuación 3.11 para la concentración de Fe^{2+} .

$$\frac{\partial [Fe^{3+}]}{\partial t} = \frac{\partial [Fe^{3+}]_{r2}}{\partial t} - \frac{\partial [Fe^{3+}]_{r4}}{\partial t} \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial [Fe^{2+}]}{\partial t} = \frac{\partial [Fe^{2+}]_{r4}}{\partial t} - \frac{\partial [Fe^{2+}]_{r2}}{\partial t} \quad (3.11)$$

Las cinéticas de la reacción r2 se definen en función los reactante: Fe^{2+} y el O_2 . Las expresiones 3.12, 3.13 y 3.14 representan la cinética de la reacción r2 en términos de las concentraciones de Fe^{2+} , O_2 y Fe^{3+} , respectivamente.

$$\frac{\partial [Fe^{2+}]_{r2}}{\partial t} = -k_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial [O_2]_{r2}}{\partial t} = -g \cdot k_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (3.13)$$

$$\frac{\partial [Fe^{3+}]_{r2}}{\partial t} = +k_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (3.14)$$

donde: $g = 1/4$, es el coeficiente estequiométrico que acompaña al O_2 en la reacción r2 y k_2 es el coeficiente de cinética de la reacción r2.

Del mismo modo se obtiene la cinética de la reacción r4, dada por las expresiones 3.15, 3.16 y 3.17 en términos de las concentraciones de sulfuro de hierro, Fe^{3+} y Fe^{2+} , respectivamente.

$$\frac{\partial[Fe_{1-x}S]_{r4}}{\partial t} = -k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial[Fe^{3+}]_{r4}}{\partial t} = -\rho k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial[Fe^{2+}]_{r4}}{\partial t} = +\delta k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \quad (3.17)$$

donde: $\rho = 8 - 2x$ y $\delta = 9 - 3x$ son los coeficientes estequiométricos que acompañan al Fe^{3+} y al Fe^{2+} en la reacción r4, respectivamente, y k_4 es el coeficiente de cinética de la reacción r4.

Substituyendo la expresión de consumo de oxígeno de la ecuación 3.13 en la ecuación 3.4 obtenemos:

$$\frac{\partial[O_2]}{\partial t} = \nabla^2(D[O_2]) - gk_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (3.18)$$

y substituyendo las ecuaciones 3.12 y 3.17 en la ecuación 3.11 se obtiene:

$$\frac{\partial[Fe^{2+}]}{\partial t} = \delta k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] - k_2[O_2][Fe^{2+}] \quad (3.19)$$

Por otro lado, substituyendo las ecuaciones 3.14 y 3.16 en la ecuación 3.10 se obtiene:

$$\frac{\partial[Fe^{3+}]}{\partial t} = k_2[O_2][Fe^{2+}] - \rho k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \quad (3.20)$$

Las concentraciones de sulfuro de hierro, oxígeno, Fe^{2+} y Fe^{3+} para cualquier punto del volumen de hormigón para un tiempo dado, vienen dadas por la solución del sistema de ecuaciones 3.15, 3.18, 3.19 y 3.20, presentado de forma conjunta en 3.21.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial[O_2]}{\partial t} = \nabla^2(D[O_2]) - gk_2[O_2][Fe^{2+}] \\ \frac{\partial[Fe_{1-x}S]}{\partial t} = -k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \\ \frac{\partial[Fe^{2+}]}{\partial t} = \delta k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] - k_2[O_2][Fe^{2+}] \\ \frac{\partial[Fe^{3+}]}{\partial t} = k_2[O_2][Fe^{2+}] - \rho k_4[Fe_{1-x}S][Fe^{3+}] \end{array} \right. \quad (3.21)$$

3.3.3. Solución numérica para el caso unidimensional

Los diferentes ejemplos de aplicación del modelo cinético se han llevado a cabo de forma unidimensional, lo cual resulta suficientemente adecuado para los análisis de perfiles transversales de presas que se presentan en apartados posteriores. La obtención de las ecuaciones algebraicas en una dimensión se ha realizado mediante diferencias finitas.

En el caso del sistema de ecuaciones 3.9, la solución unidimensional puede ser obtenida considerando que la integración se hará para pasos pequeños de ∂x y ∂t .

$$\begin{aligned}\Delta x &= \partial x \text{ en el intervalo de } i \text{ a } i+1 \\ \Delta t &= \partial t \text{ en el intervalo de } j \text{ a } j+1\end{aligned}\quad (3.22)$$

La ecuación 3.6 puede ser integrada analíticamente en un intervalo de tiempo que va desde j a $j+1$, de modo que:

$$\int_{[Fe_{1-x}S]_j}^{[Fe_{1-x}S]_{j+1}} \frac{\partial [Fe_{1-x}S]}{[Fe_{1-x}S]} = -k_5([O_2] + \alpha\Delta[O_2]) \int_{t_j}^{t_{j+1}} \partial t \quad (3.23)$$

$$[Fe_{1-x}S]_{j+1} = [Fe_{1-x}S]_j \cdot e^{-k_5([O_2] + \alpha\Delta[O_2])\Delta t} \quad (3.24)$$

en la cual α ($\alpha \in [0; 1]$) es el coeficiente para la integración en el tiempo.

La solución numérica se obtiene con las ecuaciones 3.25 (mediante un proceso incremental e iterativo).

$$\left\{ \begin{aligned} [O_2]_{i,j+1} &= \frac{[O_2]_{i,j} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \left(D_{i+\frac{1}{2}}([O_2]_{i+1,j} - [O_2]_{i,j}) - D_{i-\frac{1}{2}}([O_2]_{i,j} - [O_2]_{i-1,j}) \right)}{1 + q\Delta t k_5 [Fe_{1-x}S]_{i,j+1}} \\ [Fe_{1-x}S]_{i,j+1} &= [Fe_{1-x}S]_{i,j} e^{-k_5([O_2]_{i,j} + \alpha\Delta[O_2]_{i,j})\Delta t} \end{aligned} \right. \quad (3.25)$$

En el caso del ión Fe^{3+} como oxidante principal (sistema de ecuaciones 3.21), la ecuación 3.15 puede ser integrada analíticamente en un intervalo que va desde j a $j+1$, de modo que:

$$\int_{[Fe_{1-x}S]_j}^{[Fe_{1-x}S]_{j+1}} \frac{\partial [Fe_{1-x}S]}{[Fe_{1-x}S]} = -k_4 [Fe^{3+}]_{i,j} \int_{t_j}^{t_{j+1}} \partial t \quad (3.26)$$

$$[Fe_{1-x}S]_{i,j+1} = [Fe_{1-x}S]_{i,j} e^{-k_4[Fe^{3+}]_{i,j}\Delta t} \quad (3.27)$$

La solución numérica se obtiene con el sistema algebraico 3.28, llevado a cabo mediante un proceso incremental, cuya adecuada aproximación requiere incrementos de Δx y Δt suficientemente pequeños (una alternativa más consistente para solucionar este sistema es mediante la resolución de un proceso iterativo dentro de cada incremento que incluya un Jacobiano, si bien en este trabajo por simplicidad y siempre controlando la bondad de los resultados, se ha optado por la solución incremental comentada).

$$\left\{ \begin{array}{l} [O_2]_{i,j+1} = \frac{[O_2]_{i,j} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \left(D_{i+\frac{1}{2}}([O_2]_{i+1,j} - [O_2]_{i,j}) - D_{i-\frac{1}{2}}([O_2]_{i,j} - [O_2]_{i-1,j}) \right)}{1 + g\Delta t k_2 [Fe^{2+}]_{i,j}} \\ [Fe_{1-x}S]_{i,j+1} = [Fe_{1-x}S]_{i,j} e^{-k_4[Fe^{3+}]_{i,j}\Delta t} \\ [Fe^{2+}]_{i,j+1} = [Fe^{2+}]_{i,j} + \{ \delta k_4 [Fe_{1-x}S]_{i,j} [Fe^{3+}]_{i,j} - k_2 [O_2]_{i,j} [Fe^{2+}]_{i,j} \} \Delta t \\ [Fe^{3+}]_{i,j+1} = [Fe^{3+}]_{i,j} + \{ k_2 [O_2]_{i,j} [Fe^{2+}]_{i,j} - \rho k_4 [Fe_{1-x}S]_{i,j} [Fe^{3+}]_{i,j} \} \Delta t \end{array} \right. \quad (3.28)$$

Para verificar parcialmente la solución numérica obtenida, se ha utilizado un ejemplo calculado a partir de una expresión simplificada de 3.8 o 3.18, que sólo considera el consumo de oxígeno (sin el término $[Fe_{1-x}S]$ o $[Fe^{2+}]$, es decir suponiendo una disponibilidad ilimitada de sulfuros de hierro o iones Fe^{2+} para reaccionar) y suponiendo el coeficiente de difusión constante:

$$\frac{\partial [O_2]}{\partial t} = D \nabla^2 [O_2] - k [O_2] \quad (3.29)$$

Para el caso unidimensional de una pieza de longitud infinita y espesor L expuesta a una concentración inicial de oxígeno $[O_2]_0$ en ambos lados, se cuenta con una solución analítica (Crank, 1979):

$$\frac{[O_2]}{[O_2]_0} = 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{n(k+v)} \text{sen} \left(\frac{n\pi x}{L} \right) \{ k + v \cdot \exp[-t(k+v)] \}$$

$$n = 2m + 1; \quad v = D \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \quad (3.30)$$

En la figura 3.2 se comparan los resultados numéricos y analíticos para unos valores de $D = 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, $L = 2,5 \text{ m}$ y $k = 10^{-9} \text{ s}^{-1}$. Se ha utilizado una discretización de $\Delta x = 0,1 \text{ m}$ y $\Delta t = 0,005 \text{ años}$. En dicha figura, en la que se muestran las curvas de la cantidad

disponible de oxígeno a lo largo del semi-espesor para tres diferentes tiempos, se puede apreciar la concordancia obtenida con la solución numérica. Se observa que para una determinada distancia del borde, la concentración de oxígeno crece con el tiempo, si bien la concentración resulta menor que en el caso sólo de difusión (Ley de Fick, con $k = 0$), debido lógicamente al término de la reacción.

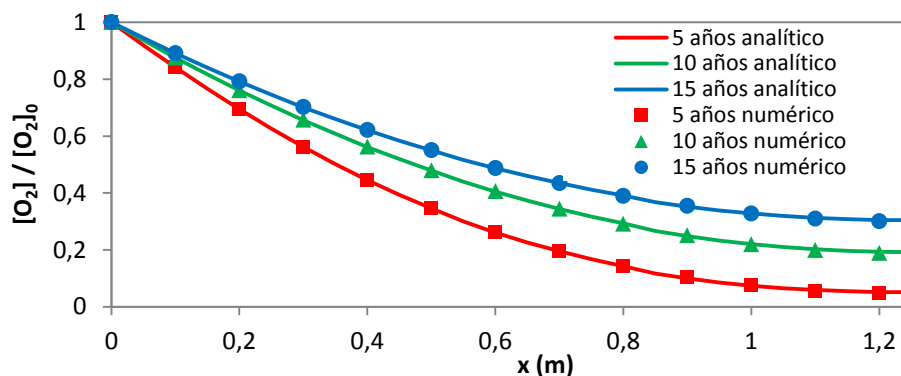


Figura 3.2 – Ejemplo de verificación unidimensional de la formulación de primer orden de la oxidación de sulfuros de hierro.

3.3.4. Análisis y determinación de los parámetros del modelo

El modelo cinético propuesto presenta diversos parámetros: las constantes de cinética de las reacciones, el coeficiente de difusión del oxígeno en el hormigón, la cantidad de sulfuros de hierro, la concentración de oxígeno y las concentraciones de los iones hierro. Algunos de ellos pueden ser afectados por otros parámetros como el contenido de agua del hormigón y la temperatura.

En este apartado se hace un análisis de los principales parámetros del modelo, evaluando los rangos razonables de variación que pueden adoptar y los efectos que puede tener el contenido de agua y la temperatura del hormigón.

Efecto del contenido de agua en el hormigón

El agua es esencial para el desarrollo de las reacciones de oxidación en el interior del hormigón. En caso de existir escasa cantidad de agua en el entorno de las partículas de sulfuro de hierro, la oxidación no tendrá lugar, ya que ésta tiene que estar presente en cantidad suficiente no sólo para el consumo de las reacciones sino también para que los reactantes estén en solución acuosa.

Si suponemos, por el contrario, un volumen de hormigón saturado conteniendo sulfuros de hierro, gran parte de las partículas de sulfuro estarán en contacto con el agua, teniendo condiciones óptimas para el desarrollo de las reacciones de oxidación, siempre que haya oxígeno para las mismas. Suponiendo ahora que en este volumen hay un

contenido de agua inferior al 100%, es razonable pensar que una parte de las partículas de sulfuros no estarán en contacto con el agua necesaria para que la oxidación ocurra. De este modo, si es menor el contenido de agua del hormigón se reduce también la cantidad de moles de sulfuros oxidados por unidad de tiempo, reduciendo la velocidad con la que el proceso ocurre.

El contenido de agua del hormigón también afectará la difusión de gases como el oxígeno, esencial en la oxidación. Los gases son transportados más rápidamente por el medio de poros secos que por los que contienen agua, de modo que la velocidad de la difusión del oxígeno en el hormigón será mayor cuanto menor sea el contenido de agua.

Por todo ello, es importante tener en cuenta en el modelo la variación del contenido de agua en el hormigón, además de la forma en que este parámetro afectará la velocidad de las reacciones y el transporte del oxígeno en el hormigón.

La variación del contenido de agua en el interior de una estructura como las presas depende de muchos factores como la infiltración del agua del embalse, el efecto de la existencia o no de pantallas de drenaje, los ciclos de secado-mojado del hormigón en los paramentos expuestos al sol y la lluvia, el contenido inicial de agua que tenía el hormigón, entre otros, lo que torna su determinación una tarea difícil.

Una simplificación razonable que puede aplicarse al caso de presas consiste en suponer que casi todo el hormigón está saturado debido al contacto continuo con el agua del embalse, con excepción de la zona cercana a paramento aguas abajo, en que el contenido de agua decrece hasta la humedad atmosférica. Según Bazant y Wittman (1982), la zona parcialmente saturada es relativamente pequeña, de alrededor de 1 metro de ancho.

Para obtener el contenido de agua en función de la distancia a la que un punto cualquiera se encuentra de la superficie expuesta al aire, se propone la siguiente expresión:

$$\theta_{(x)} = \theta_{(0)} + (1 - \theta_{(0)}) \cdot (1 - e^{-\alpha x}) \quad (3.31)$$

donde: $\theta_{(0)}$ es el contenido de agua de la superficie del hormigón expuesta al aire, x es la distancia del punto a la superficie del hormigón, y α un parámetro que controla la forma de la variación del contenido de agua (θ) con x .

En la figura 3.3 se muestran los resultados de la expresión 3.31 para diferentes valores de α . Se puede apreciar que para $\alpha=0$ se obtiene un valor constante de θ , y a medida que se incrementa su valor se va reduciendo la zona parcialmente saturada de hormigón.

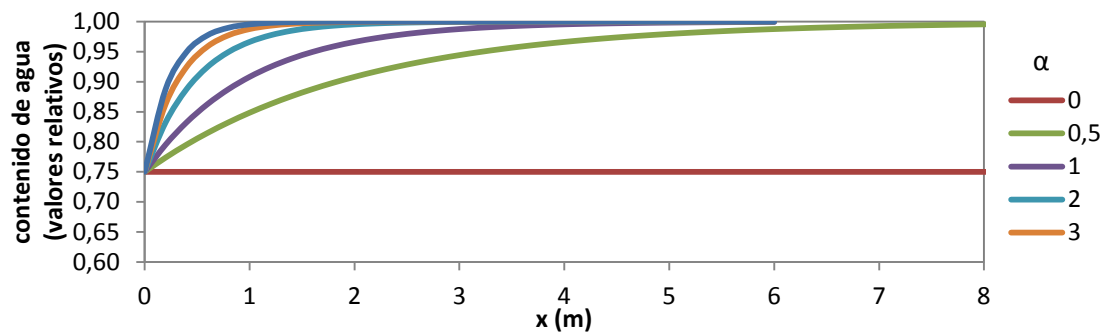


Figura 3.3 – Variación del contenido de agua con la distancia a la superficie expuesta al aire.

Para tener en cuenta el efecto del contenido de agua sobre la velocidad de las reacciones de oxidación, se propone una manera indirecta, relacionando los coeficientes de cinética de las mismas (parámetro que afecta directamente la cinética de la reacción) con el contenido de agua mediante la expresión 3.32.

$$k_{i(\theta)} = k_{i(1)} \left[\frac{\theta \cdot e^{\beta}}{1 + \theta(e^{\beta} - 1)} \right] \quad (3.32)$$

donde: $k_{i(1)}$ es el coeficiente de cinética de la reacción i en el hormigón saturado y β es un parámetro que controla la forma de la curva, permitiendo obtener desde una variación lineal entre el coeficiente de cinética y el contenido de agua, a variaciones con diferentes curvaturas dependiendo del valor y del signo del coeficiente β , tal como se muestra en la figura 3.4.

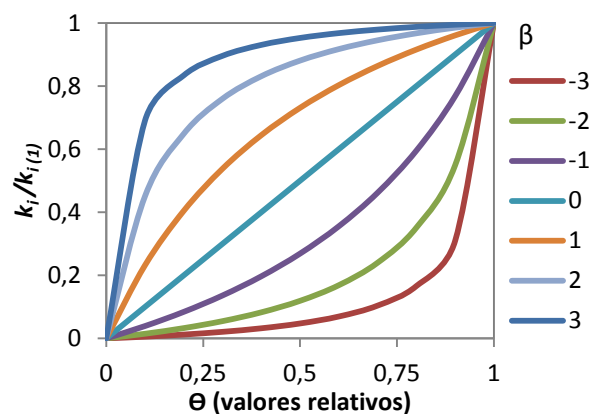


Figura 3.4 – Curvas de variación de los coeficientes de cinética de las reacciones con el contenido de agua del hormigón.

Si bien no se disponen de datos reales para evaluar la oxidación de los sulfuros de hierro en el hormigón con el contenido de agua, existen datos experimentales correspondientes a las reacciones álcali-árido. Estudios experimentales de Poole (1992)

ponen de manifiesto que las expansiones debido a las RAA no ocurren significativamente con contenidos de agua entre 60-70%, siendo más significativas para contenidos superiores al 85%. En base a ello se estima que los valores más razonables de β sean los que permiten obtener coeficientes de cinéticas con valores más significativos para contenidos de agua elevados, una vez que se necesita no solo de la cantidad a ser consumida por las reacciones pero sí de agua suficiente para que estos estén en solución acuosa.

Otro parámetro que depende fuertemente del contenido de agua en el hormigón es el coeficiente de difusión del oxígeno. Estudios experimentales demuestran que el valor del coeficiente es máximo en el hormigón seco, tendiendo a un valor muy bajo (próximo de cero) en el hormigón saturado (Papadakis *et al.*, 1991; Bentur *et al.*, 1997; Takewaka *et al.*, 2003). En la figura 3.5a se presenta la variación del coeficiente de difusión en el hormigón para dos relaciones diferentes de a/c .

Para tener en cuenta este efecto se propone la expresión 3.33, que relaciona la variación del coeficiente de difusión del oxígeno con el contenido de agua:

$$D_{(\theta)} = D_{(0)} \left[1 - \frac{\theta \cdot e^{\gamma}}{1 + \theta(e^{\gamma} - 1)} \right] \quad (3.33)$$

donde: γ es un parámetro que controla la forma de la curva, y $D_{(0)}$ es el coeficiente de difusión del hormigón seco.

En la figura 3.5b se presenta en línea continua el valor experimental obtenido para una relación $a/c=0,67$, mientras que en línea discontinua se muestra el calculado con la ecuación 3.33 para un valor de $\gamma=0,3$, que ajusta muy adecuadamente la curva experimental. Para el caso de un 0% de contenido de agua (hormigón seco) el valor que se obtiene del coeficiente de difusión es $10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ mientras que para el caso saturado (100%) se supone un coeficiente de difusión igual a cero (impermeable al oxígeno).

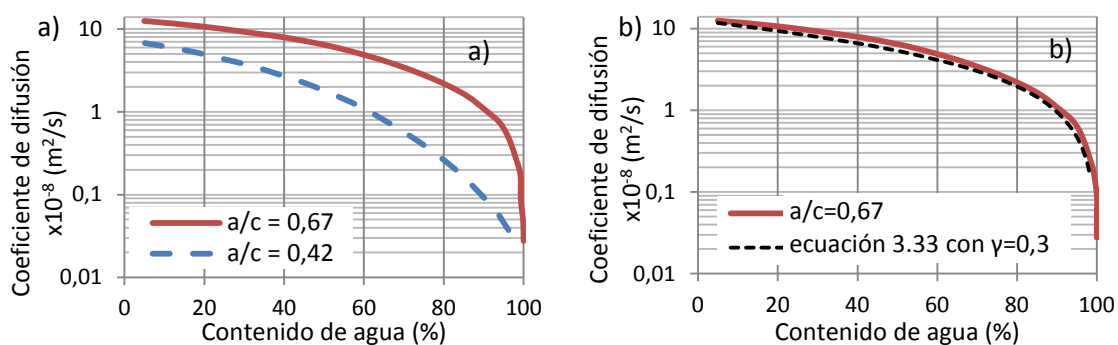


Figura 3.5 – Efecto del contenido de agua en el coeficiente de difusión del oxígeno (Bentur *et al.*, 1997).

Cantidad de sulfuros de hierro

La cantidad de sulfuros de hierro se puede estimar conociendo el porcentaje de sulfuros de hierro en los áridos y la cantidad de áridos por metro cúbico de hormigón. El contenido de sulfuros de hierro en los áridos se puede estimar, a modo de ejemplo, utilizando el porcentaje de sulfatos obtenido del análisis químico de la roca madre de dos presas afectadas por el ASI (Graus y Tavàscan) que tenían un contenido de SO_3 igual al 1,98% (Aguado et al., 1998).

Para expresar el porcentaje de sulfatos en azufre elemental (%S):

$$\begin{aligned} 1 \text{ mol}_{(SO_3)} &\rightarrow 80,06g \rightarrow 1,98\% \\ 1 \text{ mol}_{(S)} &\rightarrow 32,06g \rightarrow \%S \\ \%S &= 0,79\% \end{aligned} \quad (3.34)$$

Para expresar esta concentración en forma de moles de sulfuros de hierro / Kg de árido:

$$\begin{aligned} 1 \text{ Kg}_{(\text{árido})} &\rightarrow 0,0079 \text{ Kg}_{(S)} \rightarrow X \text{ moles}_{(Fe_{1-x}S)} \\ 0,32 \text{ Kg}_{(S)} &\rightarrow 1 \text{ mol}_{(Fe_{1-x}S)} \\ X &= 0,25 \text{ moles}_{(Fe_{1-x}S)} / \text{Kg}_{(\text{árido})} \end{aligned} \quad (3.35)$$

Dado que no hay datos de la dosificación del hormigón de Graus o Tavàscan, se estima un valor de 2000 Kg de árido/m³ de hormigón. Antes de estimar la cantidad de sulfuros en el hormigón hay que tener en cuenta que los sulfuros de hierro pueden no estar distribuidos en las mismas proporciones en todas las franjas granulométricas de los áridos.

En la granulometría más fina de los áridos, debido a la gran superficie específica y la disponibilidad de oxígeno (antes de la inmersión en el hormigón), parte de los sulfuros de hierro pueden oxidarse durante el proceso de producción y transporte de los áridos. Un ejemplo de lo comentado ocurrió con áridos extraídos de una zona cercana a la presa de Graus (España) que presentaron indicios de la oxidación al cabo del periodo de tiempo de extracción, machaqueo y transporte hasta la Universidad Politécnica de Cataluña en 1992. En el trabajo de Gomides (2009) se observó algo similar con áridos conteniendo sulfuros de hierro extraídos del macizo rocoso de Itapé (Brasil), donde durante el periodo de almacenaje de 2 años aproximadamente, se constató una reducción de cerca del 86% en el contenido de sulfuros de hierro.

Por lo expuesto, se considera que la cantidad de áridos de mayor tamaño, que conserva la mayor parte de su cantidad inicial de sulfuros sea de 1500 Kg/m³ de hormigón. Por lo tanto la cantidad estimada de sulfuros de hierro será: $0,25 \times 1500 = 375$ moles/m³ de hormigón, valor que será empleado en los ejemplos posteriores.

Concentraciones de oxígeno

La concentración de oxígeno en paramentos expuestos al aire se adoptará igual a la atmosférica, de 9,26 moles/m³. Por otro lado, parece razonable pensar que la concentración inicial de oxígeno en el interior de la presa no es nula, aunque sí de un valor reducido, muy inferior a la concentración atmosférica.

Concentración inicial de [Fe²⁺]

En el apartado 3.3.1 se ha comentado que el ciclo de las reacciones r2 y r4 necesita una concentración inicial de Fe²⁺ o Fe³⁺ para iniciarse. En el modelo se ha adoptado una concentración inicial de Fe²⁺ (la elección de utilizar la concentración inicial de uno u otro no afecta significativamente los resultados), la cual puede ser resultante de una oxidación iniciada por el oxígeno en la reacción r1. Como el objetivo es estudiar la cinética del ciclo entre las reacciones r2 y r4, se estima una concentración inicial de Fe²⁺ pequeña (al compararse a la concentración inicial de sulfuros de hierro) de 10 moles/m³.

Contenido de agua en la superficie del hormigón, y parámetro α

El contenido de agua en la superficie del hormigón, así como la variación de este hacia el interior del hormigón (controlada por el coeficiente α) dependerá de la humedad ambiente, la temperatura, el régimen de lluvias y consecuentes ciclos de secado-mojado. Valores razonables de este contenido estarían entre 50 y 90%. Con relación al parámetro α se estima que sus valores razonables estarán entre 0,5 a 2,0, lo que implica una zona no saturada de hormigón comprendida entre 1 y 3 m aproximadamente (ver figura 3.3).

Coefficiente de difusión del oxígeno y parámetro γ

El coeficiente de difusión del oxígeno en el hormigón presenta una gran variabilidad en función de la porosidad y del contenido de agua del material. En la bibliografía, los valores del coeficiente de difusión del oxígeno en el hormigón, varían desde 10⁻⁸ hasta 10⁻⁹ m²/s para una humedad media de $\theta=80\%$ (Papadakis *et al.*, 1991; Bentur *et al.*, 1997; Takewaka *et al.*, 2003).

Coefficientes de cinética (k_5 , k_2 y k_4) y parámetro β

Los coeficientes de cinética de las reacciones involucradas, dados en m³/(mol.s) están afectados por diversos factores como la temperatura y el área superficial de las partículas.

La temperatura del hormigón depende de la variación de la temperatura ambiente y del agua del embalse, de las dimensiones y condiciones de contorno de la estructura, además de las propiedades de conducción de calor del material. En el caso de presas de hormigón, debido a sus grandes dimensiones, estas suelen ser sensibles, principalmente, a

variaciones térmicas anuales. La variación de las constantes de cinética en función de la temperatura puede determinarse utilizando la ecuación de Arrhenius:

$$k_i(T) = A_i \cdot e^{-\frac{Ea_i}{RT}} \quad (3.36)$$

donde: T es la temperatura absoluta (en Kelvin), k_i es la constante de cinética de la reacción i , A_i es el factor de frecuencia de la reacción i , Ea_i es la energía de activación de la reacción i , y R es la constante universal de los gases.

Debido a la escasez de datos experimentales, la estimación de la frecuencia de la reacción y de la energía de activación de las reacciones involucradas es una tarea difícil, además, las variaciones térmicas en estructuras masivas como presas no suelen ser muy significativas, con un rango de variación pequeño del orden de algunos grados centígrados (Agulló, 1991). Por todo ello en este trabajo no se tendrá en cuenta el efecto de la variación de la temperatura en la cinética de las reacciones.

Con relación al área superficial, como los sulfuros de hierro están distribuidos en forma de partículas, la reacción queda limitada a la superficie expuesta al agente oxidante, que tiene que avanzar hacia el interior de la misma por un proceso de difusión en la partícula de sulfuro de hierro. Este proceso es tenido en cuenta indirectamente en el valor del coeficiente de cinética de la reacción. En otras palabras, cuanto menores sean las partículas, mayor será la superficie expuesta y, por lo tanto, más rápida será la reacción (mayor coeficiente de cinética). Para el caso de la piritita, en estudios experimentales realizados por Nicholson (1994) se ha verificado que el índice de oxidación de la misma es proporcional a la superficie de reacción disponible.

En general, la velocidad de la reacción de oxidación en condiciones ideales (gran contenido de agua y de oxígeno) suele ser rápida en comparación al interior del cuerpo de presa. Por ejemplo en rocas dejadas a la intemperie, cerca de una estructura afectada, se ha observado en cuestión de meses la presencia de productos de la oxidación, deteriorando completamente las vetas de sulfuro en pocos años. En la figura 3.6, a modo ilustrativo, se presenta el aspecto de una roca cerca de la presa de Graus con la veta de sulfuros oxidados, apreciada por el color ocre.

En el trabajo de Oliveira (2011) se estima que con el oxígeno como oxidante principal, bajo una concentración constante de oxígeno igual a la atmosférica, y condiciones ideales de humedad, el tiempo de oxidación de la pirrotina en áridos de las dimensiones de los utilizados en presas será entre 30-90 meses aproximadamente. En base a estos tiempos se estima la constante de cinética k_5 , con valores entre $5,71 \cdot 10^{-9}$ y $1,90 \cdot 10^{-9}$ $\text{m}^3/(\text{mol} \cdot \text{s})$, que para la concentración de sulfuros estimada de $375 \text{ moles}/\text{m}^3$, repercute en reacciones que ocurren en tiempos totales de 30 y 90 meses, respectivamente (suponiendo condiciones ideales de humedad y una concentración de oxígeno constante e igual a la atmosférica, tal como en el trabajo de Oliveira (2011)). En consecuencia se estima $k_5 = 5,71 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/(\text{mol} \cdot \text{s})$.



Figura 3.6 – Roca cerca de la presa de Graus con veta de sulfuros oxidados.

Para los coeficientes de cinética k_2 y k_4 de las reacciones r_2 y r_4 , en el caso del ion Fe^{3+} como oxidante principal, a diferencia del caso anterior con el oxígeno como oxidante principal, no se dispone de estudios que permitan estimar los valores de los coeficientes de cinética k_2 y k_4 . La reacción r_2 transforma Fe^{2+} en Fe^{3+} consumiendo oxígeno mientras que la reacción r_4 es la oxidación de los sulfuros de hierro por el ion Fe^{3+} liberando ácido sulfúrico. Como en la reacción r_2 , los reactantes están disueltos en el agua, se supone que esta reacción sea más rápida que la reacción r_4 , que depende de la superficie expuesta de las partículas.

En un estudio de sensibilidad hecho por Aguado *et al.* (1998) de la cinética de la reacción r_2 basado en el trabajo experimental de Singer y Stumm (1970), se observó que la reacción r_2 es muy rápida en un pH ácido. Para la estimación de estos dos coeficientes se ha planteado la hipótesis de obtener una reacción, para la concentración de sulfuros de hierro estimada de 375 moles/ m^3 , con un tiempo dentro del rango comentado para la reacción con el oxígeno como oxidante principal, suponiendo que ambos procesos tengan tiempos totales del mismo orden de magnitud.

Como resultado, se estiman los valores de $k_2=1,6 \cdot 10^{-7}$ y $k_4=1,6 \cdot 10^{-10}$ $m^3/(mol \cdot s)$, que permiten obtener un tiempo de reacción de aproximadamente 60 meses (dentro del rango de 30 a 90 meses). Como se puede observar se ha considerado la reacción r_2 con un coeficiente de cinética 1000 veces mayor que el de la reacción r_4 , fundamentado en lo comentado en los párrafos anteriores.

Con relación al coeficiente β , que define la forma de la curva que relaciona la constante de cinética con el contenido de agua del hormigón, todas las reacciones involucradas dependen de la presencia de agua para su desarrollo. Debido a la ausencia de datos para acotar este parámetro para cada reacción se estima un coeficiente β de -3 para todas las reacciones, lo que supone que estas ocurren principalmente con contenidos de agua elevados en el hormigón.

3.3.5. Resultados del modelo cinético de oxidación

En primer lugar, a fines ilustrativos, se muestra la cinética de la oxidación en un único punto bajo una concentración constante de oxígeno igual a la atmosférica y condiciones ideales de humedad. En la figura 3.7 se presenta la cinética obtenida para los dos casos con O_2 y el Fe^{3+} como oxidantes en función de la cantidad de sulfuros de hierro oxidados.

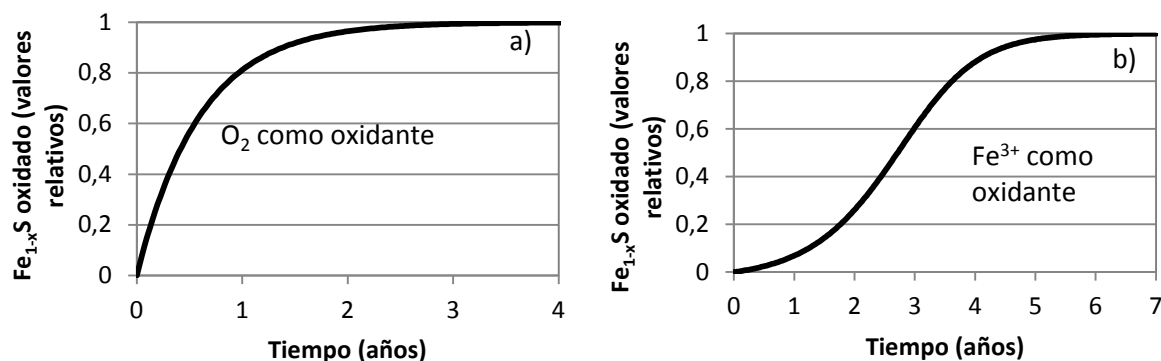


Figura 3.7 - Cinética de la reacción con el O_2 y el Fe^{3+} como oxidantes.

Se puede apreciar que la oxidación por el oxígeno tiene una evolución en el tiempo de tipo exponencial. La reacción empieza inmediatamente, reduciendo su velocidad a medida que se va reduciendo la concentración de los sulfuros de hierro hasta que se termina el proceso.

Por su parte, en cambio, la oxidación por el Fe^{3+} tiene una evolución en el tiempo en forma de "S". La oxidación empieza muy lenta debido a la baja concentración de los reactantes de la reacción r2 (que convierte Fe^{2+} en Fe^{3+}), luego a medida que aumenta la concentración de Fe^{2+} y Fe^{3+} la velocidad de la oxidación se incrementa hasta que se produce un punto de inflexión y vuelve a disminuir a medida que se va reduciendo la concentración de sulfuros de hierro, hasta que se termina el proceso.

En la figura 3.8 se presenta la variación de la concentración de los iones Fe^{2+} y Fe^{3+} en el tiempo para la oxidación con el Fe^{3+} . Se puede apreciar en la curva correspondiente a Fe^{2+} , que luego de una rápida reducción de su concentración inicial se inicia el proceso de oxidación con un aumento progresivo de la concentración de Fe^{2+} hasta un máximo (punto de inflexión de la curva de la figura 3.7b) decreciendo hasta cero al final del proceso.

La variación en el tiempo de la concentración de Fe^{2+} es debido a que, al principio, la reacción r4 produce más Fe^{2+} que la reacción r2 es capaz de convertir en Fe^{3+} (incluso con un coeficiente de cinética mucho mayor, la reacción r2 es lenta al principio debido a la baja concentración de sus reactantes). A medida que la concentración de Fe^{2+} va aumentando, la reacción r2 se vuelve más rápida, superando la velocidad de producción

de Fe^{2+} de la reacción r4, lo que hace que la concentración de este llegue a un pico y luego disminuya hasta cero, cuando la reacción r4 ya ha finalizado. Al final del proceso todo el Fe^{2+} proveniente de la oxidación de los sulfuros de hierro se habrá convertido en Fe^{3+} .

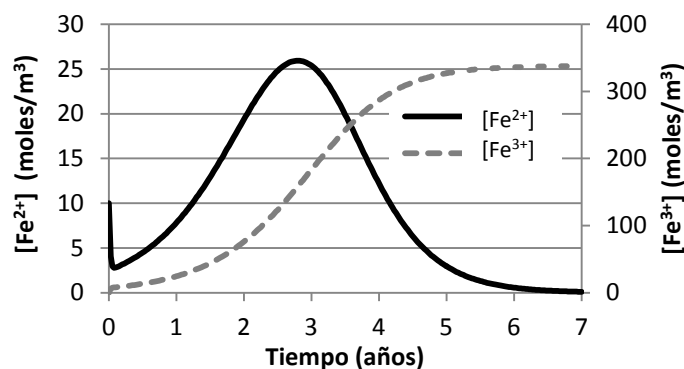


Figura 3.8 – Variación de la concentración de los iones Fe^{2+} y Fe^{3+} en el tiempo (Fe^{3+} como oxidante).

La concentración resultante de Fe^{3+} sólo es estable en esta forma mientras esté en un medio ácido, una vez que entre en contacto con el medio alcalino (en la interfase árido-pasta o en la pasta), entonces se convertirá en hidróxido de hierro por la reacción r3.

En el modelo para la oxidación con el Fe^{3+} , no se ha considerado la disminución de la concentración de Fe^{3+} debido a su difusión hacia la zona de la pasta (zona alcalina) y posterior conversión en hidróxido de hierro. Despreciar este efecto no debe afectar de forma significativa los resultados, ya que el Fe^{3+} es producido en la zona en que está ocurriendo la oxidación, no necesitando ningún proceso de transporte para seguir oxidando el sulfuro de hierro, mientras que para convertirse en hidróxido de hierro depende de un proceso de transporte de la zona de oxidación hasta el medio alcalino cerca de la interfase árido-pasta.

En los ejemplos que siguen se aplica el modelo cinético desarrollado, en un caso genérico unidireccional, con un punto que representa la superficie del hormigón expuesta al aire ($x=0$), y en función de la distancia a éste (o penetración) se determina la evolución en el tiempo de las reacciones de oxidación.

En primer lugar, a fines ilustrativos, en la figura 3.9 se presenta la evolución de la concentración de oxígeno para distintos tiempos en los tres primeros metros de la sección en contacto con el aire, en el caso de no existir reacción de oxidación (utilizando los parámetros presentados en la tabla 3.1). Como se puede observar, al no considerar una reacción que consuma el oxígeno, su concentración crece de forma acentuada en el tiempo, tendiendo a concentraciones próximas a la atmosférica.

Como el modelo propuesto no considera el cambio de pH durante el proceso de oxidación, se estudiará separadamente la oxidación de los sulfuros con un pH alcalino (con

el O₂ como oxidante) y luego en un entorno ácido (con el Fe³⁺ como oxidante). En ambos casos se supone un $\chi=0,125$ para las reacciones r1, r2, r3 y r4.

moles/m ³		m ² /s	θ_0	α	γ
[O ₂] _{atm}	[O ₂] ₀	D ₍₀₎			
9,26	0,00	10 ⁻⁷	0,75	0,5	0,3

Tabla 3.1 - Parámetros adoptados en el modelo cinético.

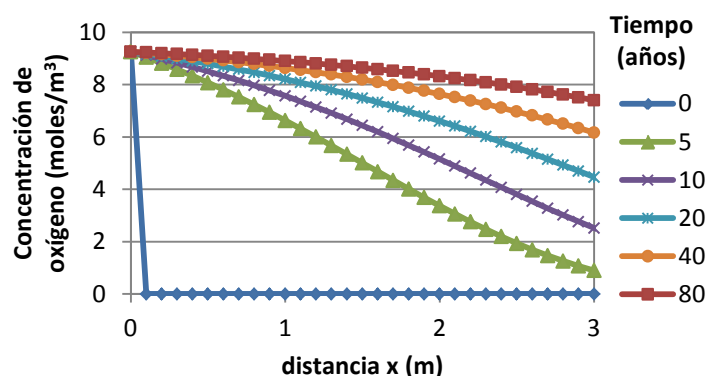


Figura 3.9 – Concentración de oxígeno para distintos tiempos en el caso sin consideración de la reacción.

Resultados para oxidación con el O₂ como oxidante

En este apartado se presentan los resultados del modelo con el O₂ como oxidante principal. En la tabla 3.2 se presentan los valores adoptados para los distintos parámetros y en la figura 3.10 se presenta la concentración de oxígeno y de sulfuros de hierro oxidados para distintos tiempos

moles/m ³			m ³ /(mol.s)	m ² /s	θ_0	α	β	γ
[O ₂] _{atm}	[O ₂] ₀	[Fe _{1-x} S] ₀	K ₅	D ₍₀₎				
9,26	0,00	375,00	5,71.10 ⁻⁹	10 ⁻⁷	0,75	0,5	-3,0	0,3

Tabla 3.2 - Parámetros adoptados en el modelo cinético (O₂ como oxidante).

En la figura 3.10a se puede apreciar claramente la diferencia con el caso anterior, mostrado en la figura 3.9. Esto pone de manifiesto que gran parte del O₂ que penetra en el hormigón es rápidamente consumido, por lo tanto se reduce considerablemente su avance en el tiempo. Esto es lógico dado que para oxidar un mol de pirrotina se necesita más del doble de moles de oxígeno, y sobre todo porque la concentración inicial de pirrotina utilizada en el cálculo es muy superior a la de oxígeno atmosférico y la reacción es rápida comparada con la difusión.

En la figura 3.10b se puede observar que la reacción química se localiza en una zona reducida cerca de la fuente de oxígeno. Estas curvas se correlacionarían de forma aproximadamente proporcional con la distribución de las deformaciones generadas.

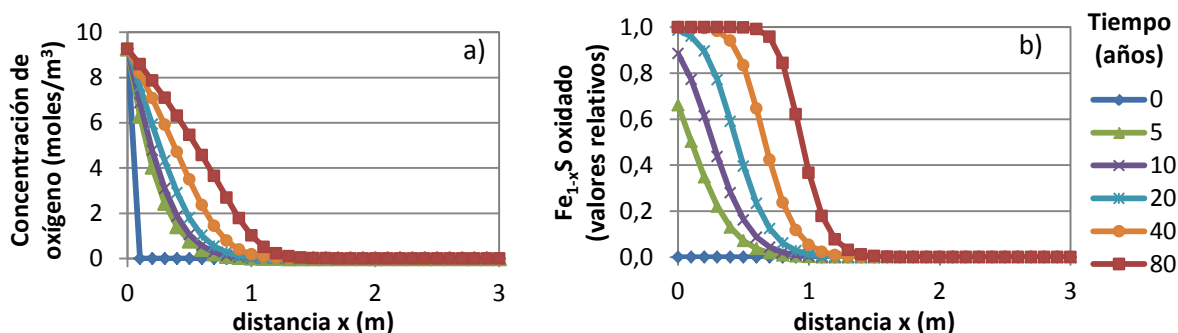


Figura 3.10 – Concentración de oxígeno y de sulfuros de hierro oxidados para distintos tiempos (O_2 como oxidante).

Una forma diferente de representar este fenómeno es mediante las curvas de cinética a diferentes distancias (profundidades), tal como se muestra en la figura 3.11. Se puede apreciar que a medida que aumenta la distancia a la fuente de oxígeno el proceso se retarda y va tomando forma de “S”. Este comportamiento es debido a que el proceso está gobernado sobre todo por la difusión, mucho más que por la velocidad de reacción, cuya influencia se puede ver en la curva más a la izquierda correspondiente a un punto del borde en contacto con el aire ($x=0$).

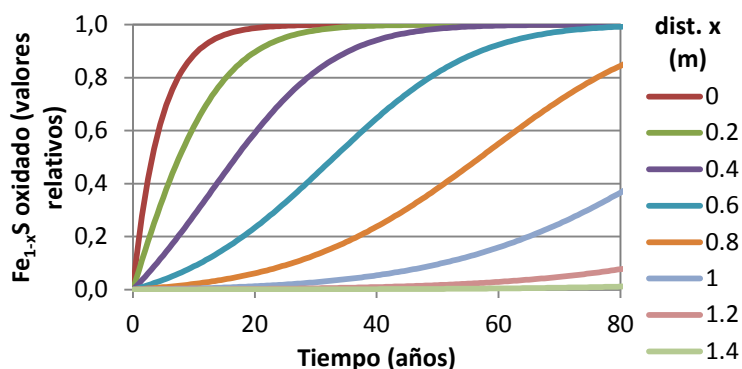


Figura 3.11 – Cinética de la oxidación para distintas profundidades (O_2 como oxidante).

Resultados para oxidación con el Fe^{3+} como oxidante

En este apartado se presentan los resultados del modelo con el Fe^{3+} como oxidante principal. En la tabla 3.3 se presentan los valores adoptados para los distintos parámetros y en la figura 3.12 se presenta la concentración de oxígeno y de sulfuros de hierro oxidados para distintos tiempos

En la figura 3.12a se puede apreciar que la concentración de oxígeno a los 5 años es superior que a 10, 20 y 40 años. Esto ocurre porque como la cinética en este caso tiene una forma de “S”, al principio no hay consumo de oxígeno por parte de la oxidación de modo que la difusión avanza rápidamente, pero luego cuando la oxidación alcanza una velocidad más significativa, la concentración de oxígeno baja debido al consumo del mismo por la reacción r2.

moles/m ³				m ³ /(mol.s)		m ² /s	θ ₀	α	β	γ
[O ₂] _{atm}	[O ₂] ₀	[Fe _{1-x} S] ₀	[F ²⁺] ₀	k ₂	k ₄	D ₍₀₎				
9,26	0,00	375,00	10,00	1,6.10 ⁻⁷	1,6.10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁷	0,75	0,5	-3,0	0,3

Tabla 3.3 - Parámetros adoptados en el modelo cinético (Fe³⁺ como oxidante).

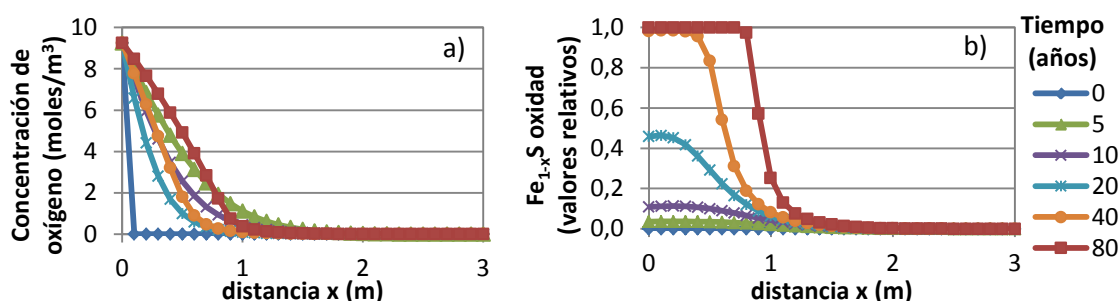


Figura 3.12 - Concentración de oxígeno y de sulfuros de hierro oxidados para distintos tiempos (Fe³⁺ como oxidante).

En la figura 3.12b puede observarse que durante los 10 primeros años hay un avance menos acentuado de la reacción, cuya cinética crece de forma significativa en años posteriores. Este efecto se puede observar más claramente en la figura 3.13, en la que se presenta la cinética de la oxidación a distintas profundidades. De manera similar al caso del oxígeno como oxidante la zona donde se producen las reacciones se localiza principalmente en una extensión de alrededor de 1m.

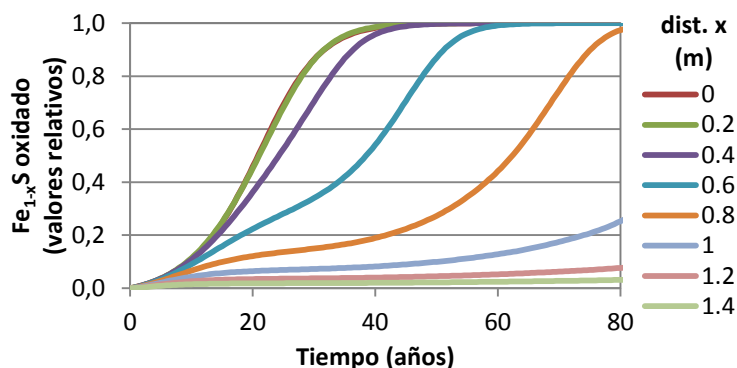


Figura 3.13 - Cinética de la oxidación para distintas profundidades (Fe³⁺ como oxidante).

Influencia de los principales parámetros

Como se ha visto anteriormente algunos de los parámetros del modelo presentan una gran variabilidad en la bibliografía, mientras que para otros no se disponen de datos experimentales que permitan estimar sus valores con una mejor precisión. Por ello se ha llevado a cabo un estudio de la influencia de la variación de los principales parámetros, cuyos resultados se presentan en detalle en el anejo 1. Se ha estudiado la influencia de los siguientes parámetros: la concentración inicial de sulfuros de hierro, la concentración inicial de oxígeno, la concentración inicial de Fe^{2+} , el contenido de agua en la superficie, el coeficiente de difusión del oxígeno, los coeficientes de cinética, además de los coeficientes α , β y γ . Para ello se han llevado a cabo 32 simulaciones en que se han variados dichos parámetros dentro de un rango razonable.

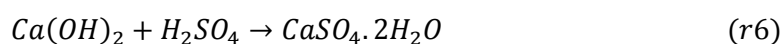
En base a los resultados obtenidos se pueden destacar sintéticamente los siguientes aspectos: una reducción en la concentración inicial de sulfuros de hierro tiende a aumentar la penetración de la oxidación reduciendo la velocidad con que ésta ocurre, la concentración inicial de oxígeno presenta una escasa influencia en el proceso y una variación en la concentración inicial de Fe^{2+} (en el caso de la oxidación por el Fe^{3+}) tiende a variar el tiempo de activación (periodo inicial de tiempo en que las reacciones se retrasan). Asimismo, se ha constatado también la gran influencia que tienen el coeficiente de difusión y las constantes de cinética. Los resultados completos, así como un análisis más detallado pueden consultarse en el anejo 1.

3.4. ATAQUE SULFÁTICO

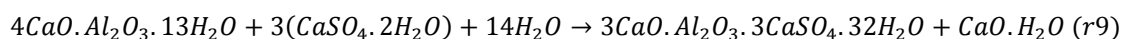
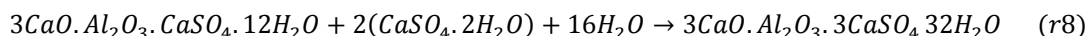
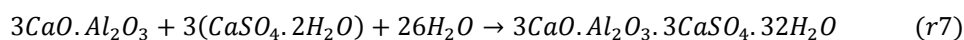
El ácido sulfúrico, proveniente de la oxidación de los sulfuros de hierro contenidos en los áridos, inicia un ataque ácido cuando entra en contacto con la pasta de cemento. Evidencias de este tipo de ataque se han observado en ensayos realizados en testigos del hormigón de las presas de Graus y Tavàscan entre otras (en que los áridos utilizados en el hormigón contienen pirrotina). En estos testigos se ha constatado que el pH en el entorno a los áridos es inferior al de la mayor parte de la pasta, lo que evidencia el ataque ácido proveniente de los áridos (Martínez *et al.*, 1991).

Las reacciones químicas más relevantes que se originan, han sido ampliamente estudiadas en el caso del ataque sulfático externo (Neville, 2002; Skalny *et al.*, 2002; Tixier, 2000, Tixier y Mobasher, 2003a; Mehta y Monteiro, 2006).

El ácido sulfúrico, se desplaza por difusión desde el interior del árido hacia la pasta iniciando el ataque sulfático. El yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) es el producto primario de este ataque, resultado de la reacción del ácido sulfúrico con el hidróxido de calcio (portlandita) de la pasta:



Este yeso formado, puede reaccionar con las diferentes fases de aluminatos de calcio no difusivos presentes en la pasta de cemento hidratada, dando lugar a la etringita secundaria ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$). A continuación se presentan las reacciones de formación de etringita secundaria debido a la reacción del yeso con el aluminato tricálcico no reaccionado (r7), con el monosulfoaluminato (r8) y con el aluminato de calcio hidratado (r9).



3.5. CINÉTICA GLOBAL: OXIDACIÓN + ATAQUE SULFÁTICO

En los apartados anteriores se ha estudiado separadamente la oxidación de los sulfuros de hierro y el ataque sulfático. En este apartado se analizará la forma de considerar ambos procesos de forma conjunta.

A fines ilustrativos, en la figura 3.14 se presenta un esquema de la oxidación de una partícula de sulfuro de hierro en un árido inmerso en la pasta de cemento. La aureola roja alrededor de la franja de sulfuro de hierro sería la zona en que estaría ocurriendo la oxidación, liberando ácido sulfúrico e iones de hierro excedentes por difusión hacia la pasta. La aureola blanca alrededor del árido es la zona en la que el ácido sulfúrico entra en contacto con los compuestos de la pasta formando yeso y posteriormente etringita secundaria.

Si el pH no es muy ácido, los iones de hierro (Fe^{2+} y Fe^{3+}) precipitan formando el hidróxido de hierro (potencialmente expansivo) (Belzile *et al.*, 2004). En el caso de la oxidación por el O_2 , la formación de hidróxido de hierro sería inmediata y en la misma zona donde ocurre la oxidación (contorno rojo en la figura 3.16) ya que el pH en esta zona es alcalino. En el caso de la oxidación por el Fe^{3+} , como el entorno de la oxidación es muy ácido, el hidróxido de hierro se formará cuando los iones Fe^{3+} excedentes de la oxidación y transportados por difusión desde el interior del árido hacia la pasta, encuentren un medio alcalino (en algún punto entre la zona roja y la zona blanca marcada en la figura 3.14).

Algunos autores señalan también la formación de sulfuro de hierro hidratado que, asimismo es potencialmente expansivo (Martínez *et al.*, 1991). En este trabajo se supone sólo la formación de hidróxido de hierro, que es lo que mas comunmente se reporta en la bibliografía (Sullivan *et al.*, 1988; Belzile *et al.*, 2004; Gomides, 2009).

La formación de etringita depende entonces de un proceso de transporte de sulfatos desde el interior de los áridos hacia la pasta en una distancia del orden de

centímetros (como se ilustra en la figura 3.14), siendo un proceso mucho más rápido que la oxidación de sulfuros de hierro, que depende de la difusión de oxígeno en el hormigón en una distancia de la orden de metros.

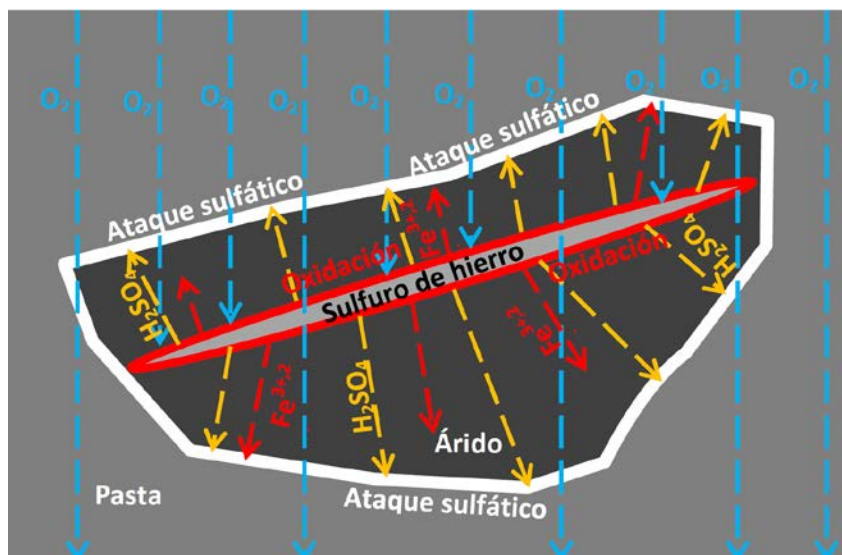


Figura 3.14 – Esquema de la oxidación de una partícula de sulfuro de hierro en un árido inmerso en la pasta de cemento.

Por todo lo expuesto, desde un punto de vista práctico el ataque de los sulfatos desde los áridos puede considerarse instantáneo comparado con la oxidación de los sulfuros de hierro, de manera que no sería necesario un tratamiento cinético adicional.

La cinética de las expansiones puede expresarse simplificada en función del proceso de oxidación de los sulfuros de hierro de la siguiente forma:

$$\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_{max} \cdot \left(\frac{[Fe_{1-x}S]_{(0)} - [Fe_{1-x}S]_{(t)}}{[Fe_{1-x}S]_{(0)}} \right) \quad (3.37)$$

donde: $\varepsilon_{(t)}$ es la expansión en función del tiempo, ε_{max} es la expansión máxima, $[Fe_{1-x}S]_{(0)}$ la concentración de sulfuros de hierro inicial y $[Fe_{1-x}S]_{(t)}$ la concentración de sulfuros de hierro en el tiempo t obtenida a partir de la solución del sistema de ecuaciones 3.9 o 3.21 dependiendo del oxidante principal.

3.6. ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA

La expansión del hormigón debida al ataque sulfático generalmente está relacionada a la formación de etringita secundaria, sin embargo el mecanismo por el que la

formación de etringita genera la expansión todavía es un tema en discusión (Mehta y Monteiro, 2006).

La estimación de la deformación resultante se ha abordado en la bibliografía de dos modos diferentes: de forma fenomenológica analizando la deformación necesaria para reproducir los desplazamientos medidos en estructuras reales o en testigos en laboratorio; o utilizando un modelo analítico en el que se obtiene la deformación resultante en función de la cantidad de productos expansivos formados.

Un planteamiento analítico posible consiste en obtener el volumen expansivo como diferencia entre el volumen de los productos de reacción y el de los reactantes (Clifton y Pommersheim, 1994; Tixier y Mobasher, 2003a; Idiart 2009, Idiart *et al.* 2011b). Para ello es necesario conocer el volumen molar de los compuestos involucrados en las reacciones, que para el caso del ASI se presentan en la tabla 3.4.

Compuesto	Volumen Molar (<i>m</i>) en cm ³ / mol
$3CaO \cdot Al_2O_3$	88,8
$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$	313,0
$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 13H_2O$	276,2
$x3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$	725,1
$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	74,2
$CaO \cdot H_2O$	33,1
H_2O	18,0
$Fe(OH)_3$	26,99
$Fe_{(1-x)}S$ para $x = 0,125$	17,58

Tabla 3.4 - Volúmenes molares de algunos compuestos (adaptado de Aguado *et al.*, 1998; Tixier, 2000; Brouwers, 2007).

A modo de ejemplo, en la tabla 3.5 se presenta la variación volumétrica resultante (diferencia del volumen molar de los productos y de los reactantes) de la oxidación debida a la formación de hidróxido de hierro (reacciones r1, r2, r3 y r4), y debida a la formación de etringita secundaria (por las reacciones r7, r8 y r9). Como se puede apreciar, la variación volumétrica debido a la formación de hidróxido de hierro es mucho menor en comparación con la resultante de la formación de etringita que llega a ser hasta 23 veces más grande. También se puede apreciar que la variación volumétrica debido a la formación de etringita depende de la reacción química que la origina, presentando un incremento de volumen en las reacciones r7 y r8 de casi el doble del producido por la reacción r9.

Para el ataque sulfático interno, la deformación volumétrica del hormigón ($\Delta V/V$) se obtiene como suma de la deformación debida a la formación del hidróxido de hierro y de la formación de etringita, de modo que:

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_0 = \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{Fe(OH)_3} + \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{etringita} \quad (3.38)$$

Producto expansivo	reacción	ΔV (cm ³ /mol _{Fe(1-x)S})
Formación de hidróxido de hierro (Fe(OH) ₃)	r1, r2, r3 y r4	6,04
Formación de etringita (3CaO·Al ₂ O ₃ ·3CaSO ₄ ·32H ₂ O)	r7	137,9
	r8	131,85
	r9	75,43

Tabla 3.5 - Variación volumétrica resultante de las reacciones.

La deformación volumétrica debido a la formación de hidróxido de hierro se obtiene en función de la concentración de sulfuros de hierro, y del volumen molar (m) del Fe(OH)₃ y del Fe_{(1-x)S}:

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{Fe(OH)_3} = [Fe_{(1-x)S}] \left\{ (1-x)m_{Fe(OH)_3} - m_{Fe_{(1-x)S}} \right\} \quad (3.39)$$

La deformación volumétrica por la formación de etringita se obtiene de la suma de la deformación volumétrica generada por las reacciones r7, r8 y r9, en función de la concentración del compuesto de aluminato presente en cada reacción, tal como muestra la ecuación 3.40:

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{etringita} = \sum_{i=r7}^{r9} [CA_i] \{ m_{CA_i} + w_i m_{yeso} - m_{etringita} \} \quad (3.40)$$

donde: $[CA_i]$ es la concentración del compuesto de aluminato de la reacción i , w_i es el coeficiente estequiométrico que acompaña al yeso en la reacción i e i designa la reacción (r7, r8 o r9).

La deformación volumétrica calculada con la ecuación 3.38 no representa la deformación real que presentará el hormigón ya que parte de los productos expansivos van a rellenar vacíos, lo que reduciría la expansión final. Una forma de tener en cuenta este efecto fue propuesta por Tixier y Mobasher (2003a), que considera que el volumen de vacíos que pueden rellenarse con los productos expansivos corresponde a una fracción de la porosidad del hormigón definida como fracción de la porosidad capilar (f). La deformación final puede entonces ser calculada como:

$$\frac{\Delta V}{V} = \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_0 - f \cdot \phi \quad (3.41)$$

donde: $\Delta V/V$ es la expansión volumétrica final, f es la fracción de la porosidad capilar y ϕ es la porosidad del hormigón.

Los valores típicos de la fracción de la porosidad capilar encontrados por análisis inversos están entre 0,05 y 0,45 (Tixier y Mobasher 2003b). Suponiendo un hormigón con una porosidad de 7 a 10% (porosidad considerada normal en hormigones de presas), esto implica volúmenes de vacío a rellenar con los productos expansivos de entre 0,0035 y 0,04 m³/m³ de hormigón, de modo que dependiendo de la fracción de porosidad capilar, se puede acomodar muchísimos productos expansivos sin causar una expansión o acomodar muy poco de estos productos causando una gran expansión.

Por ejemplo, si suponemos un hormigón con 375 moles de sulfuro de hierro por m³ de hormigón (tal como se ha estimado en el ejemplo del apartado 3.3.4) y considerando que todo el sulfuro de hierro se ha oxidado y que todo el sulfato liberado ha reaccionado formando etringita, se puede estimar, aplicando las ecuaciones 3.38, 3.39 y 3.40, que el $(\Delta V/V)_0$ estará comprendido entre 0,03 y 0,05 (dependiendo si el yeso reacciona totalmente con el hidrato de aluminato tetracálcico (r9) o con el aluminato tricálcico (r7), respectivamente).

Para el valor máximo de $(\Delta V/V)_0$ obtenido de 0,05, aplicando la ecuación 3.41 con valores de porosidad capilar de 0,05 y 0,45, y una porosidad de 7%, se obtiene una deformación volumétrica final comprendida entre 0,047 y 0,018, respectivamente. Distribuyendo esta deformación en cada dirección (x, y, z) de forma isótropa, corresponden a unos valores ubicados entre 15,6 y 6 mm/m. Haciendo lo mismo para el valor mínimo de $(\Delta V/V)_0$ de 0,03 se obtienen valores entre 8,8 y 0,5 mm/m. Esto abarcará un rango de deformaciones comprendido entre 0,5 y 15,6 mm/m dependiendo de la cantidad de cada compuesto de aluminato y principalmente de la fracción de la porosidad capilar.

Los valores de deformación final pueden, por lo tanto estar en un rango bastante amplio, desde un valor relativamente bajo hasta uno muy alto. En un caso más realista, hay que tener en cuenta que puede que se haya oxidado sólo una parte del sulfuro de hierro, y que una vez liberados los sulfatos en la pasta, la concentración de los compuestos de aluminato no sea suficiente para que todo el sulfato liberado resulte en la formación de etringita secundaria.

La forma de estimar la cantidad de sulfuros de hierro oxidados en cada punto del hormigón se ha presentado en el apartado 3.3. Por otro lado, en Tixier (2000) se puede encontrar una forma simplificada de determinar la cantidad de cada una de las principales fases de aluminato de calcio en el hormigón endurecido (si se calcula la variación volumétrica debido a la formación de etringita con la ecuación 3.41), sin embargo, serían necesarios más datos experimentales para determinar, con mayor exactitud los valores típicos de la porosidad capilar (en especial para hormigones de presa), que como se ha visto tiene gran influencia en la deformación final.

Por todo lo expuesto, dadas las dificultades y amplitud de rango señaladas, en los estudios que siguen se adoptarán valores de deformación volumétrica final, estimados a partir del análisis específico de presas afectadas por este tipo de expansiones.

3.7. APLICACIÓN DEL MODELO CINÉTICO A SECCIONES TRASVERSALES DE PRESAS

En presas de hormigón afectadas por problemas expansivos, una forma habitual de detectar el comportamiento anómalo es a través de distintas medidas llevadas a cabo en la estructura (nivelaciones, colimaciones, entre otras). El seguimiento de la evolución de la problemática, en general, se hace por medio de la evolución de los desplazamientos medidos, sobretodo en coronación, que suelen presentar un incremento en los desplazamientos remanentes en el transcurso del tiempo.

En este apartado se aplicará el modelo cinético del ASI a secciones transversales hipotéticas de presas, con el objetivo de analizar y comparar en términos de los desplazamientos, la evolución del fenómeno en los dos casos desarrollados en los apartados anteriores: con el O_2 y el Fe^{3+} como oxidantes principales.

3.7.1. Características del cálculo realizado

Para la simulación se proponen tres secciones ficticias de presa tipo gravedad. Todas tienen una altura de 25 m, un ancho de coronación de 2 m y un nivel de embalse de 20 m, pero con bases de 25 m ($h/b=1,0$), 16,67m ($h/b=1,5$) y 12,5 m ($h/b=2,0$), tal como se muestra en la figura 3.15.

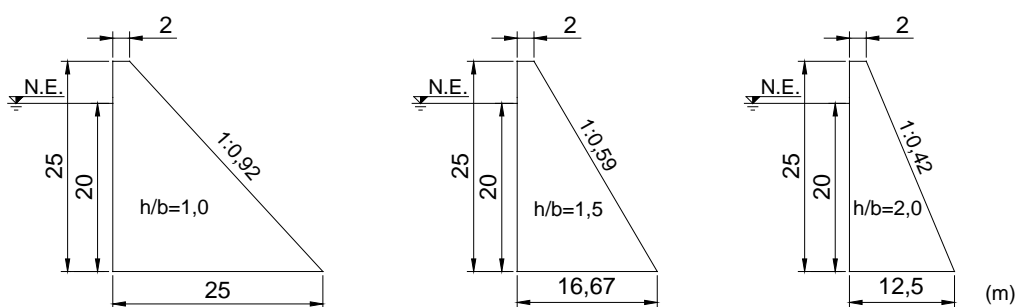


Figura 3.15 – Secciones de presa utilizadas en los cálculos.

Para cada una de las secciones se han generado mallas de elementos finitos con distinta densidad de elementos en función de la zona. Así, en las zonas cercanas a las superficies expuestas al aire (zona en que está concentrado el proceso expansivo debido al ASI), el tamaño máximo de los elementos de la malla es de 0,1 m, mientras que en la zona restante el tamaño máximo es de 0,5 m. En la figura 3.16 se muestran las mallas de

elementos finitos utilizadas, donde se observa la mayor densidad de elementos en la zona cercana a paramento aguas abajo, coronación y parte por encima del nivel del embalse de paramento aguas arriba.

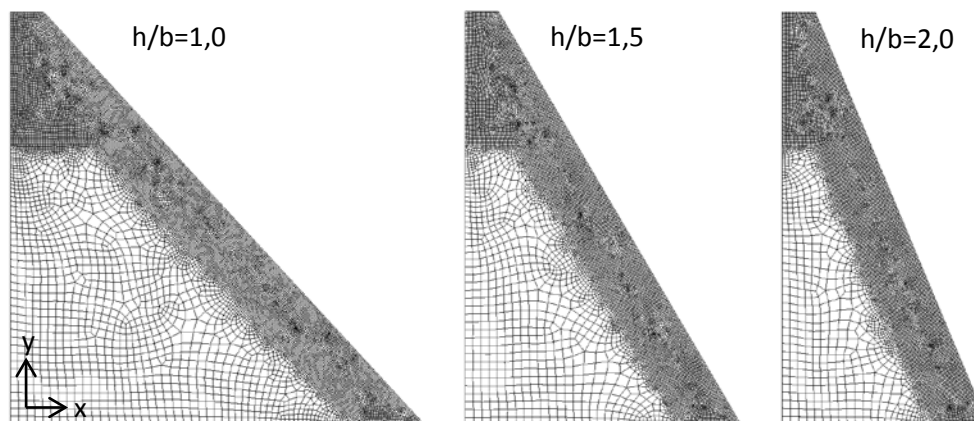


Figura 3.16 – Mallas de elementos finitos de las secciones de presa.

Las condiciones de humedad en la superficie del hormigón expuesta al aire de una presa pueden variar en función de la altura del bloque debido a la distribución de las líneas de flujo del agua que proviene del embalse, de una incidencia solar diferenciada entre paramentos, o por una mayor proximidad del hormigón al agua del embalse. En la simulación, por simplificación, se supone que toda la superficie de la presa en contacto con el aire (paramento aguas arriba por encima de la cota del embalse y paramento aguas abajo) tiene un contenido de agua similar.

Se han realizado cálculos lineales en condición de deformación plana, habiéndose coaccionado los nodos de la base, en las direcciones x e y . En primer lugar se incluye en el cálculo las acciones del peso propio y del empuje hidrostático, y posteriormente los incrementos de volumen a lo largo del tiempo, como deformaciones impuestas en los nodos de la malla. Se ha adoptado una deformación máxima de 5 mm/m. Los parámetros mecánicos empleados han sido: módulo de Young de 20 GPa y coeficiente de Poisson de 0,2.

Para la realización de los cálculos, primero se soluciona el sistema de ecuaciones 3.9 o 3.21 (dependiendo del oxidante principal), para una sección unidireccional, obteniendo el contenido oxidado de sulfuros de hierro en función de la distancia a la superficie expuesta al aire. A partir de estos resultados, utilizando la ecuación 3.37, se elabora una serie de ficheros con los incrementos de deformación en cada nodo de la malla, cada uno referente a una edad de la presa. Posteriormente se procede con el cálculo mecánico. Para los parámetros del modelo cinético se han utilizado los mismos valores que en el apartado 3.3.5.

Los desplazamientos calculados por la acción del empuje hidrostático, lógicamente han resultado reducidos en comparación a los debidos a la expansión, por ejemplo, en el

caso de la sección más esbelta ($h/b=2,0$), el desplazamiento horizontal debido al empuje hidrostático es de 1,3 mm hacia aguas abajo y en vertical de 0,1 mm.

3.7.2. Resultados obtenidos con el O_2 como oxidante principal

En la figura 3.17 se presenta la distribución del contenido de sulfuros de hierro oxidados a tres edades (5, 20 y 80 años) para la oxidación con el O_2 como oxidante en la sección con $h/b=1,5$. Esta distribución se correlaciona directamente con la distribución de las expansiones en el bloque (por la ecuación 3.37).

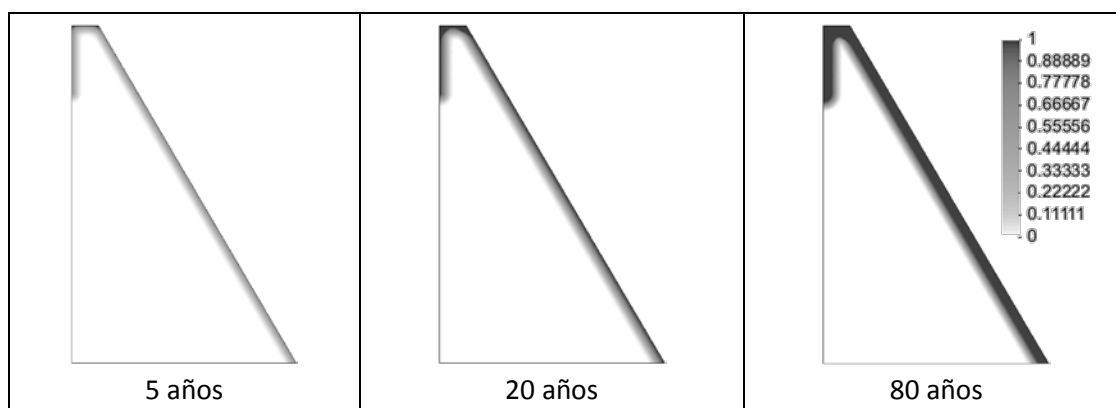


Figura 3.17 – Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos para la sección con $h/b=1,5$.

En la figura 3.18 se presenta la evolución en el tiempo de los desplazamientos horizontales y verticales calculados para el punto central de la coronación de las tres secciones transversales. Se puede observar en la figura 3.18a que cuanto más robusta es la sección (mayor proporción de la base con relación a la altura), menores son los desplazamientos obtenidos, como era de esperar dado que el bloque presenta mayor rigidez a efectos de flexión.

En la figura 3.18b se puede observar que la magnitud de los desplazamientos verticales es muy inferior a la de los horizontales (también es mucho menor en este caso la incidencia de la rigidez de bloque). Como cabía esperar, la acción del ASI al estar localizada principalmente en una zona cercana a paramento aguas abajo, tiende a generar desplazamientos horizontales de magnitud varias veces superiores a los desplazamientos verticales.

Con relación a la cinética de la evolución de los desplazamientos, en este caso es muy rápida al principio tendiendo a estabilizarse con el paso del tiempo. Este comportamiento es diferente del normalmente observado en presas reales, que suelen presentar una cinética de evolución de los desplazamientos en forma de “S”.

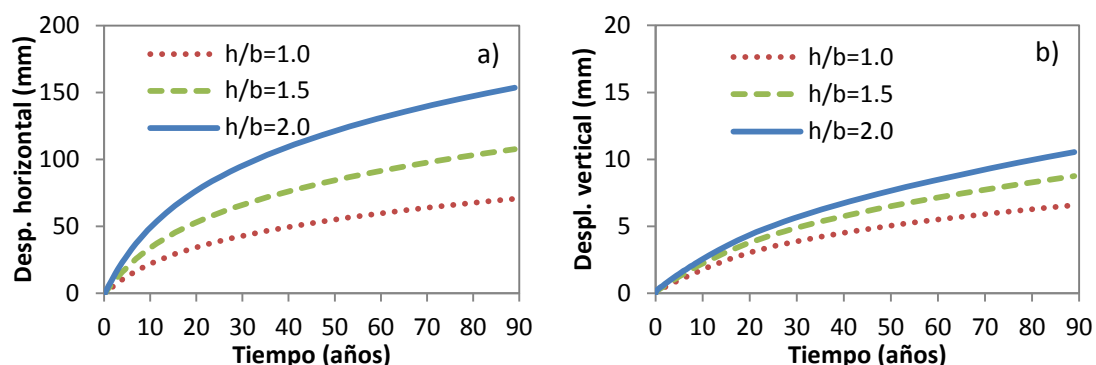


Figura 3.18 - Evolución de los desplazamientos en coronación para las distintas secciones (O_2 como oxidante).

3.7.3. Resultados obtenidos con el Fe^{3+} como oxidante principal

En la figura 3.19 se presenta la distribución del contenido de sulfuros de hierro oxidados a tres edades (5, 20 y 80 años) para la oxidación con el Fe^{3+} como oxidante, en la sección con $h/b=1,5$.

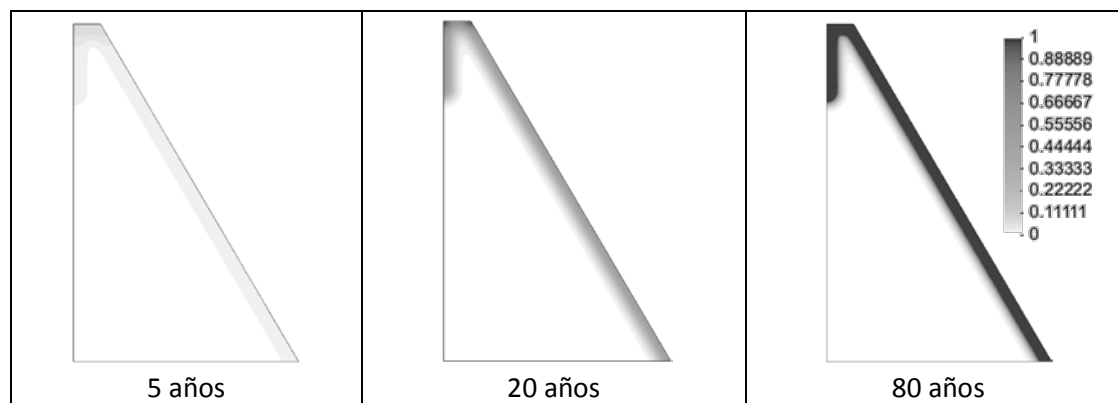


Figura 3.19 - Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos para la sección con $h/b=1,5$.

En la figura 3.20 se presenta la evolución en el tiempo de los desplazamientos horizontales y verticales calculados para el punto central de la coronación de las tres secciones transversales. Se puede apreciar que los desplazamientos finales del cálculo son aproximadamente los mismos que en el apartado anterior. Esto ocurre porque el tamaño de la zona en que se presentan las reacciones cerca de la superficie expuesta al aire es muy similar en ambos casos (de aproximadamente 1,5 m), tendiendo a valores similares de desplazamientos cuando el proceso se aproxima a su finalización.

En este caso se observa una cinética de evolución de los desplazamientos horizontales más lenta al principio, acelerándose a partir de los 10 años con un punto de

inflexión aproximadamente a los 20 años (típica evolución en forma de “S”). Con relación a los desplazamientos verticales estos se aceleran aproximadamente a partir de los 2 años manteniendo una evolución aproximadamente lineal hasta aproximadamente los 30 años en que la evolución de los mismo se hace más lenta. Este comportamiento, cualitativamente más parecido al que habitualmente se observada en obra, parecería indicar que en el caso de presas, el Fe^{3+} sería el oxidante principal de los sulfuros de hierro.

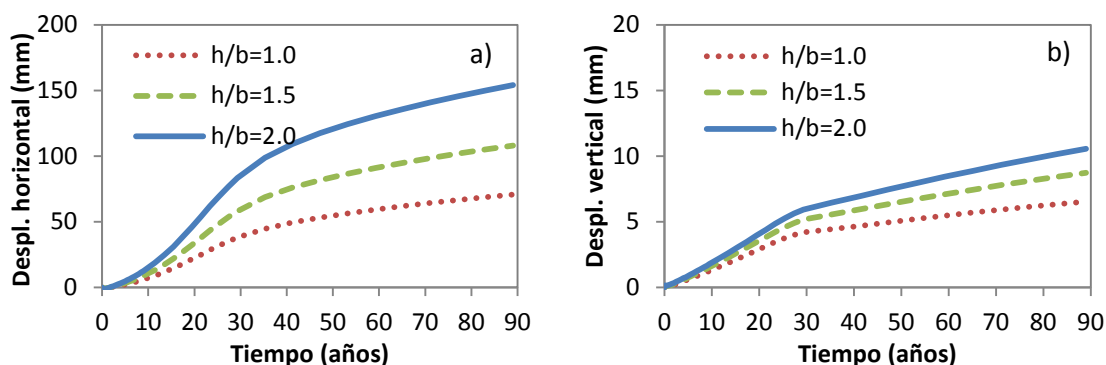


Figura 3.20 – Evolución de los desplazamientos en coronación para las distintas secciones (Fe^{3+} como oxidante).

3.7.4. Influencia de los principales parámetros en los desplazamientos

Si bien no se descarta un aporte de la oxidación por el O_2 , como los resultados obtenidos indican que la evolución en el tiempo más razonable en presas se obtiene con la oxidación por el Fe^{3+} , se ha estudiado únicamente la influencia de los parámetros en la oxidación por el Fe^{3+} .

Un estudio más detallado de la influencia de los principales parámetros del modelo cinético en los desplazamientos se presenta en el anejo 1, donde se han analizado los siguientes parámetros: la concentración inicial de sulfuros de hierro, la concentración inicial de Fe^{2+} , el contenido de agua en la superficie, el coeficiente de difusión del oxígeno, los coeficientes de cinética y los coeficientes α , β y γ . Los cálculos se llevaron a cabo en la malla de elementos finitos con la base intermedia (16,67 m).

Entre los resultados más destacables cabe comentar: se ha observado que al reducirse el contenido inicial de sulfuros de hierro se reducen los desplazamientos obtenidos, que el contenido inicial de Fe^{2+} afecta el tiempo en que el proceso tarda en activarse y la gran influencia que tienen el coeficiente de difusión y los coeficientes de cinética en la magnitud y velocidad con que evolucionan los desplazamientos. Sobretudo se ha verificado la gran influencia que tiene el contenido superficial de agua que afecta tanto a los coeficientes de cinética como al coeficiente de difusión incidiendo

significativamente en la magnitud y la velocidad de evolución de los desplazamientos como se puede apreciar en la figura 3.21.

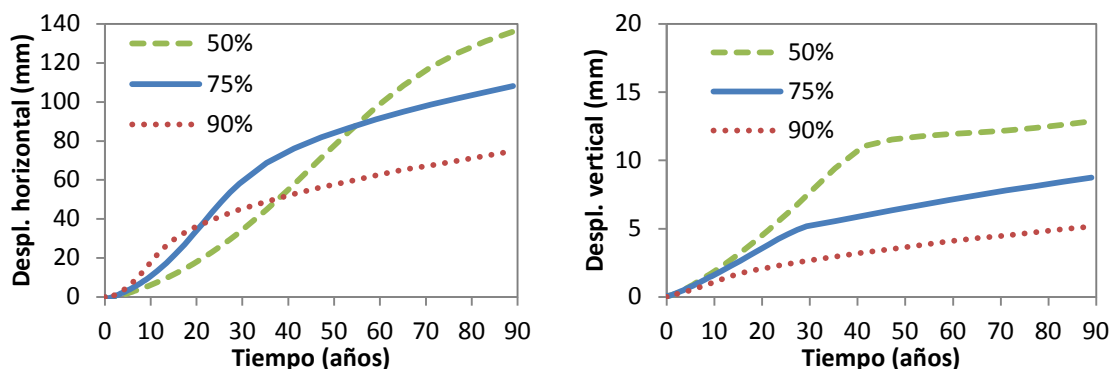


Figura 3.21 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos contenidos superficiales de agua.

3.8. CONSIDERACIONES FINALES

En este capítulo se ha propuesto y desarrollado en detalle un modelo de la evolución en el tiempo del ataque sulfático interno por oxidación de sulfuros de hierro contenidos en los áridos de presas. Se ha puesto claramente de manifiesto la importancia del proceso de difusión del oxígeno en la cinética de la oxidación, quedando limitada la zona en que principalmente tienen lugar las reacciones (cercana a superficies expuestas al aire que es la principal fuente de oxígeno).

Los resultados del modelo han permitido comprobar un aspecto importante del fenómeno, ya apreciado en ensayos experimentales: el ataque sulfático suele ser un proceso más rápido que el de la oxidación de los sulfuros de hierro. Por lo tanto, la velocidad de formación de etringita se puede considerar instantánea con respecto a la de oxidación de sulfuros, por lo cual la modelización global del ataque sulfático interno (ASI) no ha requerido un tratamiento cinético adicional.

Se ha estudiado con el modelo la influencia de los principales parámetros en el proceso. Se ha podido constatar sobre todo la importancia de las condiciones del medio, en especial el contenido de agua del hormigón, que afecta tanto la cinética de las reacciones involucradas como la difusión del oxígeno.

Se ha aplicado el modelo cinético del ASI a geometrías diferentes de presas, estudiando la forma de evolución de los desplazamientos en el caso del O_2 y del Fe^{3+} como oxidantes principales de los sulfuros de hierro. Es razonable pensar que ambos agentes oxidantes actúan en el hormigón, si bien la cinética de los desplazamientos obtenida con el Fe^{3+} se parece más a la típica evolución en "S" observada en algunas presas afectadas por

el ASI tales como Graus y Tavàscan. Esto parece indicar que el oxidante principal en el caso del hormigón de presa es el Fe^{3+} .

En el capítulo 7 de esta tesis, se estudiará el comportamiento de una presa real afectada por el ASI, aplicando para ello el modelo cinético desarrollado en este capítulo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS MESOESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN BAJO ACCIONES EXPANSIVAS INTERNAS

4.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo 2 se ha visto que el hormigón bajo la acción de expansiones (como las debidas a la RAA o el ASI) puede presentar, a nivel estructural, grados de fisuración considerables, sobretodo en elementos libres, como las estructuras auxiliares. En algunos procesos reactivos de origen interno, los productos generados (como el gel de las reacciones álcali-árido, la etringita secundaria en ataques sulfáticos, entre otros) provocan cambios de volumen diferencial en la estructura interna del material, lo cual da lugar a un estado de tensiones internas que puede ser causa de microfisuración, degradación de las propiedades mecánicas macroscópicas, e incluso en estados avanzados del proceso puede generar un grado de fisuración considerable. Para comprender adecuadamente el efecto del ASI en el hormigón es importante analizar como éste puede afectar las propiedades del material.

Frente a la escasez de ensayos experimentales en la bibliografía que evalúen los efectos del ASI en las propiedades del hormigón, en este capítulo se emplea un modelo

mesoestructural del hormigón para estudiar estos efectos. En primer lugar, se analizan expansiones debidas a formación tardía de etringita y se contrastan los resultados numéricos obtenidos con experimentales existentes en la bibliografía. Luego, se analizan los efectos del ASI, en primer lugar, en un hormigón convencional y posteriormente, en un hormigón de presa. Asimismo, se estudia la evolución de las propiedades mecánicas (resistencia a tracción y módulo de Young) y de algunas propiedades de fractura con la expansión, además de los efectos de la existencia de tensiones de confinamiento en la fisuración del hormigón. En todos los casos, también se muestran aspectos de la fisuración y de la energía de fractura disipada, que se correlacionan con el grado de expansión y la evolución de los parámetros mecánicos.

En primer término, se comentan brevemente los antecedentes de algunos trabajos previos de la simulación a nivel mesomecánica aplicada a expansiones en los áridos (§4.2), y se describe la modelización mesoestructural empleada (§4.3). Posteriormente, en el §4.4 se presentan simulaciones numéricas de dos tipos de expansiones en muestras de hormigón convencional, actuando por un lado en el mortero y, por otro lado, en los áridos. En el §4.5 se desarrolla la modelización de las expansiones en una mesoestructura representativa de un hormigón de presas, que incluye un estudio sobre la influencia del nivel de confinamiento. Finalmente, en el §4.5 se resumen las principales conclusiones del estudio realizado en este capítulo.

4.2. ANTECEDENTES

La determinación de las propiedades mecánicas de hormigones, generalmente se realiza mediante ensayos en probetas o en testigos (usualmente cilíndricos de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura). Sin embargo, cuando se trata de un hormigón masivo con grandes tamaños de áridos, como es el caso de las presas (tamaño máximo entre 63 y 125 mm), la dimensión necesaria de las muestras suficientemente representativas se vuelve demasiado grande (generalmente los testigos deben tener como mínimo una dimensión tres veces superior a la dimensión máxima del árido). Normalmente se considera que el volumen mínimo de la probeta para el hormigón de una presa con un diámetro máximo de árido de 125 mm es de 400 mm de lado, lo cual hace dificultosa la realización de ensayos mecánicos en probetas de este tamaño.

Por lo cual, como se ha comentado en el capítulo 2, se suelen caracterizar las propiedades del hormigón de presas mediante resultados obtenidos sobre probetas de tamaño convencional, elaboradas con los mismos materiales pero con un tamaño de árido muy inferior al de la estructura real. Aunque estos resultados se corrijan para evaluar unos parámetros más realistas, siempre hay un grado de incertidumbre en la determinación.

Como es sabido, los modelos y las simulaciones numéricas son una herramienta de utilidad para complementar los ensayos experimentales por su repetitividad y menores

costos asociados, y en algunos casos para remplazar con ventajas los experimentos de difícil o imposible materialización. Un tipo de simulación numérica extendida en los últimos años, en gran medida gracias al avance en las posibilidades de cálculo a gran escala, es mediante modelos mesoestructurales donde se representa la estructura interna heterogénea del material.

En el marco de esta temática, desde hace varios años se viene empleando un modelo numérico mesoestructural para estudiar la influencia de una expansión diferencial actuando en los áridos (representativa del ASI), junto con diferentes niveles de confinamiento (López, 1999; Aguado *et al.* 1998). Los resultados obtenidos permitieron explicar el comportamiento y tipo de fisuración observado en distintas zonas de las presas afectadas, tales como elementos auxiliares en los que la acción expansiva actúa libre y en zonas visibles del cuerpo de presa con función resistente. Sin embargo, dada la ausencia de ensayos de laboratorio para el ASI (poco frecuentes y de lento desarrollo en el tiempo), el modelo no se pudo contrastar cuantitativamente con resultados experimentales que registren por ejemplo la degradación de parámetros mecánicos con el nivel de expansión, datos que sí se disponen para expansiones debidas a otros tipos de reacciones químicas.

Cabe recordar, tal como se ha comentado en el capítulo 2, que otro tipo de ASI es el causado por un elevado contenido de sulfatos en el cemento y la acción de una alta temperatura que puede provenir de una fuente externa (como sucede durante un curado en caliente), o una fuente interna (calor de hidratación en un hormigón masivo). En estos casos, la etringita primaria (“early ettringite formation”) no es estable a elevadas temperaturas, por lo que durante el curado en caliente se descompone en monosulfato y yeso, pero se recompone y con efectos expansivos al bajar la temperatura en el hormigón endurecido, dando lugar a la denominada en este caso formación tardía de etringita (“delayed ettringite formation”, DEF), (Glasser, 2002; Brunetaud *et al.*, 2008). En Rocco *et al.* (2004) se ha ensayado experimentalmente un hormigón afectado de DEF, y se han determinado propiedades mecánicas como el módulo de Young, la resistencia a tracción y la energía de fractura para diferentes niveles de expansión.

4.3. MODELIZACIÓN MESOESTRUCTURAL

Un planteamiento bastante completo y potente para abordar el estudio de materiales heterogéneos como el hormigón consiste en representar explícitamente la estructura interna de primer nivel (meso-estructura), y reproducir el comportamiento “macro” del material como resultado del análisis mecánico a nivel “meso”. Desde hace aproximadamente unos 15 años, dentro del grupo de investigación del Departamento de Ingeniería del Terreno de la ETSECCPB-UPC, se viene desarrollando una metodología inicialmente en 2D y más recientemente en 3D, para el análisis mesomecánico de materiales heterogéneos, en especial para hormigón.

El modelo consiste en la representación explícita en una discretización por el método de los elementos finitos (MEF), de las tres fases componentes principales de la estructura interna del hormigón a un nivel de observación a mesoescala. Por un lado, los áridos de mayor tamaño (aproximadamente el tercio mayor de la granulometría), cuya distribución y forma se genera de forma aleatoria mediante un procedimiento basado en la teoría de Voronoi-Delaunay. Rodeando a la fase granular se discretiza una matriz homogénea, que representa al mortero más los áridos de menor tamaño. Finalmente, se incluye en la malla una retícula de elementos junta sin espesor, distribuidos a lo largo de todos los contactos entre elementos de áridos y mortero (interfase) y entre algunos contactos de la matriz. Estos elementos junta se insertan *a priori* entre los elementos estándar del medio continuo, de modo que puedan quedar representadas las principales potenciales trayectorias de fisuración.

Para la representación gráfica de las mallas utilizadas y de los resultados de los cálculos, (además de la generación de las mallas utilizadas en capítulos 5, 6 y 7), se ha utilizado el programa GID desarrollado en el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, de la Universidad Politécnica de Cataluña (GID, 2010). Por su parte, los cálculos se han llevado a cabo con el código de elementos finitos denominado DRAC, desarrollado en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, ETSECCPB-UPC (Prat *et al.*, 1993)

En la figura 4.1 se muestra una representación en 2D para un hormigón convencional donde se presenta la geometría de la muestra (figura 4.1a), la retícula de elementos junta (figura 4.1b) y la malla de elementos finitos (figura 4.1c). Para el comportamiento de los elementos junta se utiliza una ley constitutiva no lineal basada en la teoría de la elastoplasticidad y en conceptos de la mecánica de fractura, formulada en términos de las componentes normal y tangencial de las tensiones en el plano medio de la junta y los desplazamientos relativos correspondientes. En el anejo 2 se presenta una descripción básica de las principales características de esta ley de junta, pudiéndose encontrar, una descripción más detallada, en Carol *et al.* (1997, 2001), López (1999) y López *et al.* (2008a).

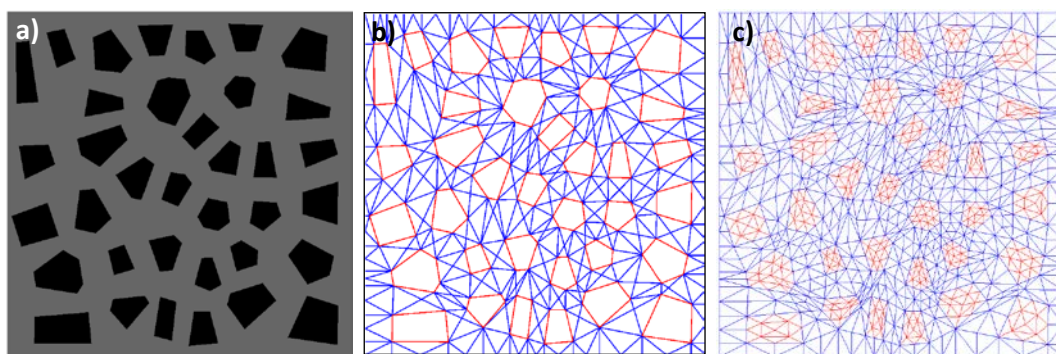


Figura 4.1 – Representación en 2D para hormigón convencional: geometría de la muestra (a), retícula de elementos junta (b) y malla de elementos finitos (c).

4.4. MODELIZACIÓN DE EXPANSIONES EN MUESTRAS DE HORMIGÓN CONVENCIONAL

Para la simulación numérica de expansiones en hormigón convencional, se analiza una muestra de 10 x 10 cm, con un arreglo de 6 x 6 áridos de 20 mm de tamaño máximo que representan un 27% en volumen (figura 4.1). Los parámetros del hormigón para los elementos de medio continuo son: $E = 60000 \text{ MPa}$ (áridos), $E = 27000 \text{ MPa}$ (mortero) y $\nu = 0.2$ (ambos); para las juntas de interfase: $K_N = K_T = 100000 \text{ MPa/mm}$, $\tan\phi_0 = 0.70$, $\chi_0 = 2 \text{ MPa}$, $c_0 = 7 \text{ MPa}$, $G_F^l = 0.12 \text{ N/mm}$, $G_F^{la} = 10 G_F^l$, $\sigma^{dil} = 5 \text{ MPa}$ y demás parámetros igual a cero; para las juntas de mortero-mortero, los mismos parámetros excepto para $\chi_0 = 4 \text{ MPa}$, $c_0 = 14 \text{ MPa}$, $G_F^l = 0.24 \text{ N/mm}$, $\alpha_d = -2$, $\alpha_\phi = 2$. Los principales parámetros se han adoptado de modo de ajustar adecuadamente las propiedades del hormigón sin expansión ensayado en Rocco *et al* (2004).

El cálculo, en condiciones de tensión plana, se realizó aplicando primero de forma progresiva unas deformaciones impuestas hasta un determinado nivel de expansión, y luego una tracción uniaxial en control de desplazamientos. Para cada ensayo numérico correspondiente a un nivel de expansión seguido de una tracción uniaxial, se ha obtenido su curva completa tensión-deformación, y en particular el módulo de Young y la resistencia a tracción (valor de pico). Se han analizado dos escenarios de expansión, que se origine en el mortero o bien en los propios áridos.

4.4.1. Expansión en el mortero

Una expansión en el mortero puede considerarse representativa del ASI debido a un exceso de contenido de sulfatos en el cemento con curado en caliente (DEF). La acción expansiva se ha aplicado mediante deformaciones impuestas en cada nodo de la matriz, de manera equivalente al caso de incrementos de temperatura. En esta modelización mesoestructural la matriz representa una fase en realidad heterogénea constituida por la pasta de cemento (donde se producirían las expansiones), arena y los áridos de menor tamaño, distribuidos de forma aleatoria, por lo cual cabría esperar una distribución no uniforme de la expansión en un medio homogéneo equivalente. En primer término se efectuaron cálculos con una evolución de deformaciones constantes en la matriz, y posteriormente se ha obtenido una distribución no uniforme mediante una variación aleatoria en cada nodo, a partir de un rango establecido de distorsión alrededor del valor uniforme.

Evolución del módulo de Young y de la resistencia a tracción

En la figura 4.2a y 4.2b se muestran los resultados numéricos de la variación del módulo de Young y la resistencia a tracción, respectivamente, para el caso de deformaciones variables en la matriz. También se incluyen los resultados experimentales de Rocco *et al.* (2004), en los que se han utilizado cinco cementos distintos con diferentes contenidos de sulfatos a fin de obtener los distintos niveles de expansión. Si bien los

ensayos experimentales y los numéricos se han realizado de distinta manera, los resultados son comparables (en los experimentos la resistencia a tracción se obtuvo mediante el ensayo brasileño y el módulo de Young a partir de una viga de tres puntos).

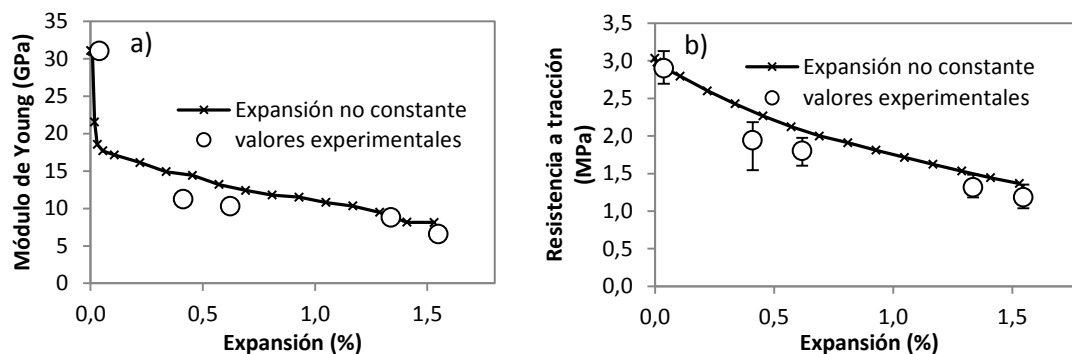


Figura 4.2 – Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción en función del nivel de expansión, en valores relativos

Como se puede apreciar en ambas figuras, los resultados del modelo concuerdan en un alto grado con los experimentales. Se puede observar que en los resultados numéricos la reducción del módulo de Young presenta una caída brusca en los primeros niveles de expansión, seguida de una evolución más atenuada, aspecto que no puede constatarse en los experimentos dada la ausencia de datos en ese rango de expansiones.

Análisis de la fisuración

La figura 4.3 muestra el estado de fisuración de la malla con 1,53% de expansión (no uniforme), en términos de la energía disipada en el proceso de fractura, representada por el espesor de línea en cada punto de las juntas, en color rojo si la fisura está activa y en azul si se encuentra en descarga elástica. Se puede observar en la figura 4.3a que la degradación se localiza principalmente en las juntas de interfase, y en menor medida en la matriz cuya distribución se muestra a una escala mayor en la figura 4.3b.

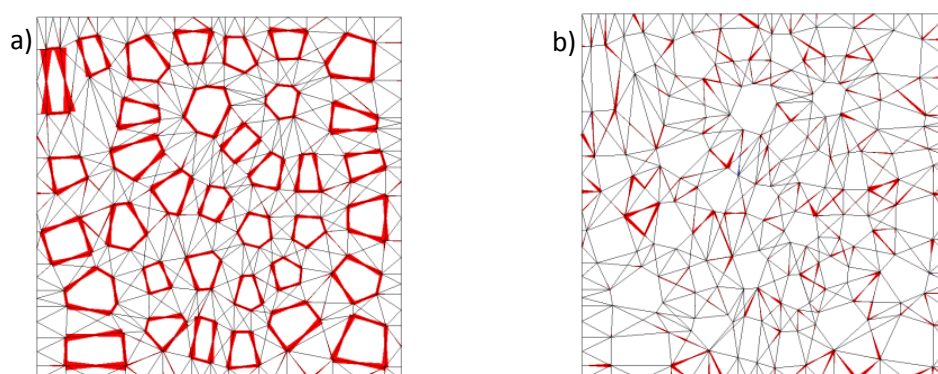


Figura 4.3 – Estado de fisuración al 1,53% de expansión (a) y sólo para la matriz a una escala mayor (b).

La figura 4.4 muestra las curvas tensión-desplazamiento (σ - δ) en tracción uniaxial para distintos niveles de expansión no uniforme. Se puede apreciar que con el aumento de la expansión disminuyen progresivamente el módulo de Young y el valor máximo de tensión (con aumento de la deformación de pico), si bien no se aprecian diferencias significativas en las ramas de reblandecimiento ("softening"), que resultan bastante similares en todas las curvas.

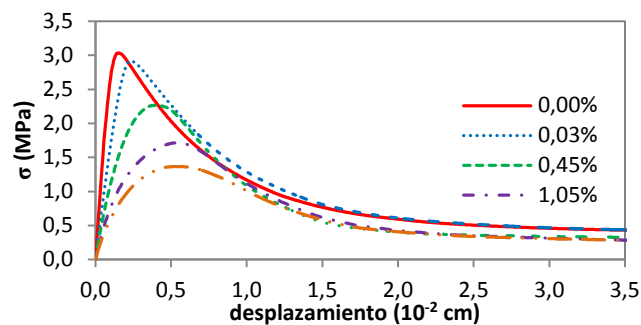


Figura 4.4 – Curvas σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión

Esto es indicativo de un similar gasto de energía en el proceso de nucleación y localización de la fractura en cada uno de los casos, tal como puede observarse en la figura 4.5. En los gráficos superiores se aprecia que la energía disipada en la macrofisura para el caso sin expansión, se mantiene aunque superpuesta con un aumento creciente de la degradación en las interfases (que mayoritariamente entran en descarga con la localización), a medida que aumenta el nivel de expansión. Como en los gráficos en términos de la energía disipada influye considerablemente el modo de fractura actuante (diferentes valores de G_F^I y G_F^{IIa}), el efecto de localización se puede apreciar más claramente en los gráficos de la malla deformada (figura 4.5 inferior). Este aspecto concuerda cualitativamente con los resultados de Rocco *et al.* (2004) que han registrado similares valores de la energía de fractura con la variación del nivel de la expansión.

Desde el punto de vista de los resultados del modelo numérico, resulta interesante reflejar la influencia diferenciada de la degradación de las juntas de interfase y las de la matriz. Una deformación uniforme impuesta en la matriz sólo afecta a las juntas de interfase árido-matriz. En la figura 4.6 se presenta la variación en función del nivel de expansión, del módulo de Young y la resistencia a tracción en valores normalizados con respecto al caso sin expansión, para los dos ejemplos numéricos (expansión uniforme y no uniforme), junto con los resultados experimentales.

En la figura 4.6a se puede apreciar que los dos casos numéricos prácticamente coinciden hasta una expansión de aproximadamente el 0,03%, en que ambas tendencias cambian, y mientras que en el caso no uniforme sigue una degradación más atenuada, en el caso uniforme el módulo permanece constante con el aumento de la expansión, incluso para valores muy elevados. Por su parte, en la figura 4.6b se observa que en los dos casos numéricos hay una degradación progresiva de la resistencia a tracción con la expansión, lógicamente de mayor magnitud para la deformación impuesta variable.

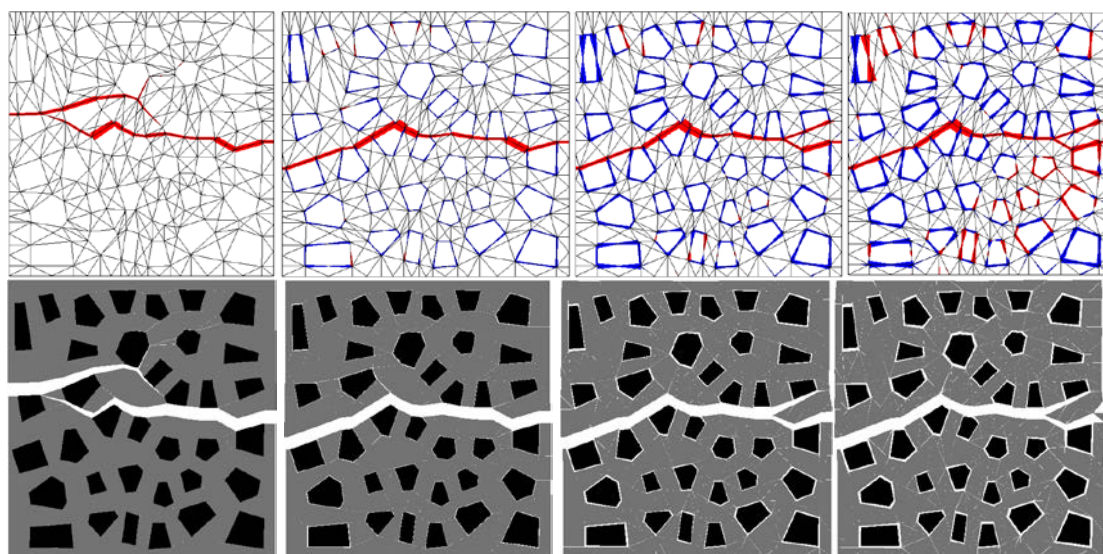


Figura 4.5 – Estado de fisuración (arriba) y malla deformada ($\times 10$) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0.45, 1.05 y 1.53%, de izquierda a derecha.

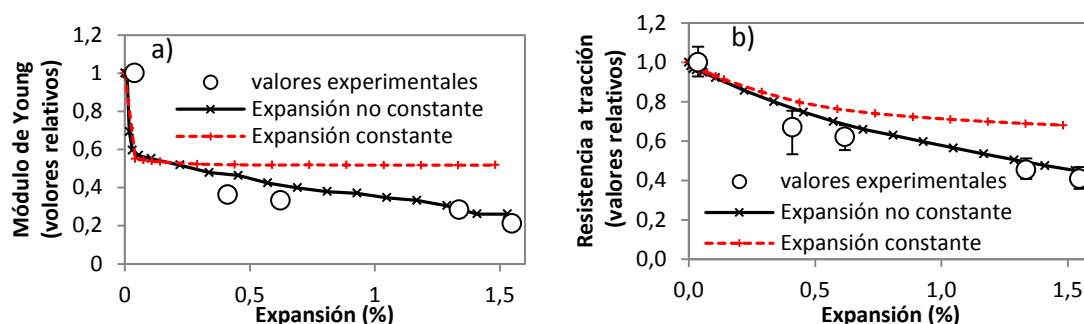


Figura 4.6 – Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción en función del nivel de expansión, en valores relativos

Relación entre el nivel de expansión y parámetros de fractura

Los resultados anteriores parecen indicar que la evolución del módulo de Young depende de la extensión de la degradación, mientras que la reducción de resistencia se ve afectada también por la intensidad del deterioro. A fin de evaluar estos factores, para cada nivel de expansión se ha calculado la longitud total de fisuración, obtenida como la suma de la longitud de todas las juntas abiertas en la malla, y el total de energía disipada, resultado de integrar la energía a lo largo de las juntas abiertas (expresada en: energía disipada [N/mm] \times longitud [mm]).

En la figura 4.7 se presenta la relación entre el grado de expansión y la longitud total de fisuración (en valor relativo con respecto a la longitud total de juntas de la malla). Se puede observar que inicialmente se activan las juntas de interfase hasta completar toda su longitud en un rango relativamente bajo de expansión, y posteriormente, en el caso no

uniforme, se van abriendo progresivamente juntas de la matriz de una forma mucho más atenuada con respecto al aumento del nivel de expansión.

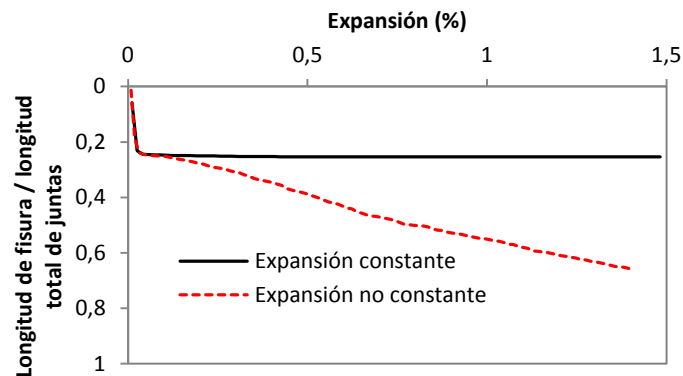


Figura 4.7 – Variación de la longitud total de fisuración con la expansión.

En la figura 4.8 se presenta la relación entre el nivel de la expansión y la energía disipada total. Para cada caso, se incluye también la energía disipada sólo por las juntas de interfase. Se puede apreciar en el gráfico una relación aproximadamente proporcional entre la energía disipada total del caso no uniforme y la expansión. También se observa que prácticamente coincide la evolución de la energía total disipada en las juntas de interfase para ambos casos de expansión.

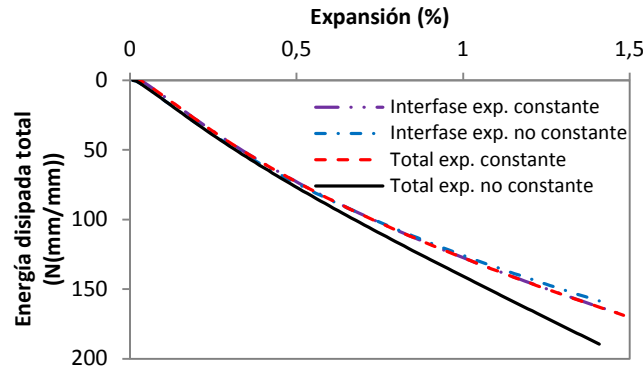


Figura 4.8 – Variación de la energía disipada total con la expansión.

Las figuras 4.7 y 4.8 muestran que el comportamiento de las juntas de interfase es muy similar en ambos casos, deformaciones uniformes y variables en la matriz, y por lo tanto su diferencia se debe a la degradación de las juntas de mortero en el caso no uniforme.

En el modelo numérico, en primer lugar se abren todas las juntas de interfase, debido a las propiedades resistentes más débiles que las de mortero que se han adoptado (a fin de reflejar las características de un hormigón convencional) y al efecto diferenciado de unas deformaciones impuestas sólo en la matriz. El caso de deformaciones uniformes pone de manifiesto que una vez abiertas todas las interfases, al continuar el deterioro

(aumento de la energía disipada en estas juntas) con el aumento del nivel de expansión, se afecta lógicamente la resistencia a tracción de la muestra, pero no el módulo de Young.

Las similares características entre las figuras 4.6a y 4.7 indican una relación directa entre la degradación del módulo de Young y el aumento de la longitud total de fisuración, tal como se refleja en la figura 4.9a. En ella se puede apreciar una tendencia aproximadamente lineal, con una reducción de la pendiente al comenzar la degradación de las juntas de mortero. De manera similar, las figuras 4.6b y 4.8 permiten relacionar la resistencia a tracción y la energía disipada total, cuya evolución se muestra en la figura 4.9b.

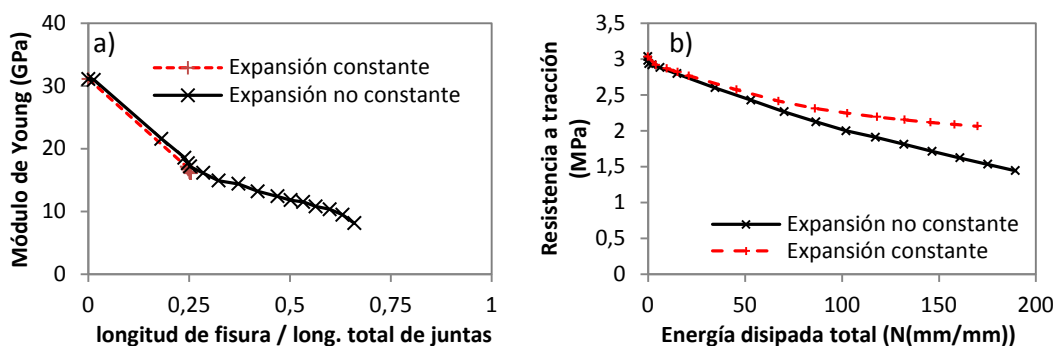


Figura 4.9 – Variación del módulo de Young con la longitud de fisuración (a) y de la resistencia a tracción con la energía disipada total (b).

4.4.2. Expansión en los áridos

Este segundo caso es representativo de una expansión tipo ASI originada por la presencia de sulfuros contenidos en los áridos. Los parámetros adoptados son los mismos del caso anterior. Dado que este tipo de expansión tiene como causa las reacciones entre componentes de los áridos y de la pasta, los productos de reacción se depositan principalmente en la interfase árido-mortero. Experimentalmente se ha observado que para este tipo de expansión las fisuras tienden a formarse principalmente en el mortero, partiendo del árido, con una dirección radial a la interfase árido-pasta (Gomides, 2009). Esta característica es una evidencia típica de expansión en los áridos (Tagit-Hamou *et al.*, 2005).

Para tener en cuenta la característica de la fisuración en este tipo de expansión, se han adicionado algunos caminos más de fisuración en el mortero, con elementos junta partiendo también de la mitad de las aristas que definen la geometría de los áridos, de manera similar a la seguida en Rodríguez *et al.* (2011, 2011b). En la figura 4.10 se presenta la malla de elementos finitos con la nueva retícula de elementos junta (figura 4.10b).

La magnitud de la acción expansiva se ha considerado de forma diferenciada en los áridos y en la matriz. Se supone que las deformaciones se concentran principalmente en

los áridos, pero como la matriz discretizada también contiene áridos de menor tamaño, a esta se aplican deformaciones de valor igual a $1/3$ de la deformación de los áridos (proporcional a la cantidad de áridos que contiene) con una distribución no uniforme mediante una variación aleatoria en cada nodo a partir de un rango establecido de distorsión alrededor del valor uniforme.

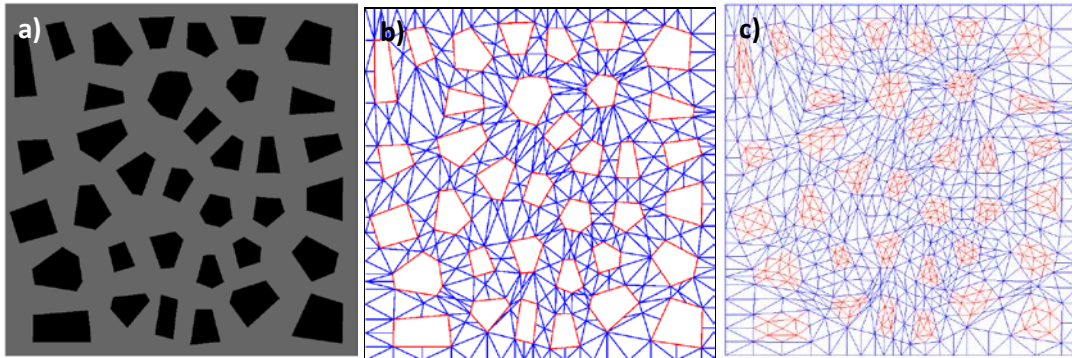


Figura 4.10 – Geometría de la muestra de hormigón convencional (a), nueva retícula de elementos junta (b) y malla de elementos finitos (c).

Evolución del módulo de Young y de la resistencia a tracción

En la figura 4.11 se muestran los resultados numéricos de la variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción. Como se puede apreciar en ambas figuras, los resultados para ASI por oxidación de sulfuros de hierro en los áridos (ASI^{oxi}) son de características similares al caso anterior.

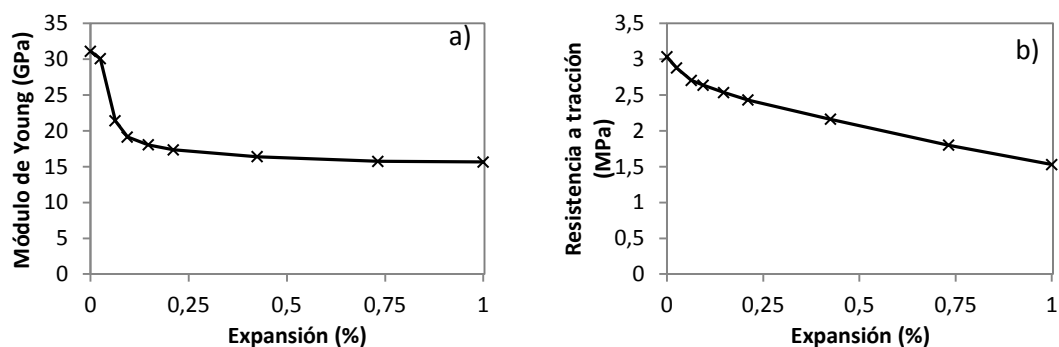


Figura 4.11 – Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción con la expansión.

Se puede observar también en dicha figura que la reducción del módulo presenta una caída brusca en los primeros niveles de expansión (aunque no tanto como en el caso tipo DEF), seguida de una evolución más atenuada. Un comportamiento similar, tanto para el módulo de Young como para la resistencia a tracción, ha sido observado experimentalmente para la reacción álcali-árido (Capra *et al.* 2003; Larive; 1997; Smaoui *et al.*, 2004), tal como puede apreciarse en la figura 2.12 del capítulo 2.

Análisis de la fisuración

La figura 4.12 muestra el estado de fisuración de la malla para 0,50% y 1,00% de expansión, en términos de la energía disipada en el proceso de fractura, y la deformada a 1,00% de expansión. Se puede observar que, además del daño en las juntas de interfase, la matriz a diferencia del caso anterior está muy degradada. Este estado de expansión genera compresión en los áridos y unas tensiones de tracción en la matriz de dirección circunferencial alrededor de cada árido. Por ello, las interfases se fisuran en compresión/corte y aparece un importante deterioro en la matriz.

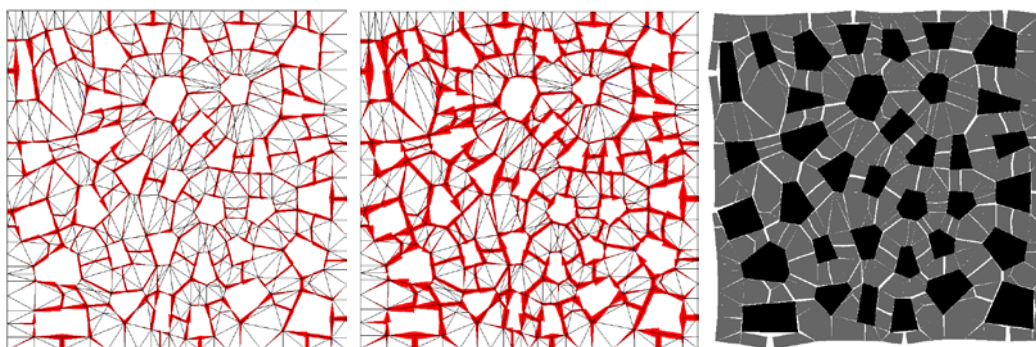


Figura 4.12 – Estado de fisuración al 0,50% de expansión (izquierda) y 1,00% (centro), y malla deformada ($\times 10$) a 1,00% de expansión (derecha).

La figura 4.13 muestra las curvas tensión (σ)-desplazamiento (δ) en tracción uniaxial para distintos niveles de expansión. Se puede apreciar que, de modo similar al caso anterior, con el aumento de la expansión disminuyen progresivamente el módulo de Young y el valor máximo de tensión (con aumento de la deformación de pico), si bien no se aprecian diferencias significativas en las ramas de reblandecimiento (“softening”), que resultan bastante similares en todas las curvas. En la figura 4.14 se presenta el estado de fisuración arriba y la malla deformada abajo, para diferentes niveles de expansiones (0, 0.06, 0.42 y 1.00%), pudiéndose observar, la similar localización para los distintos niveles de expansión.

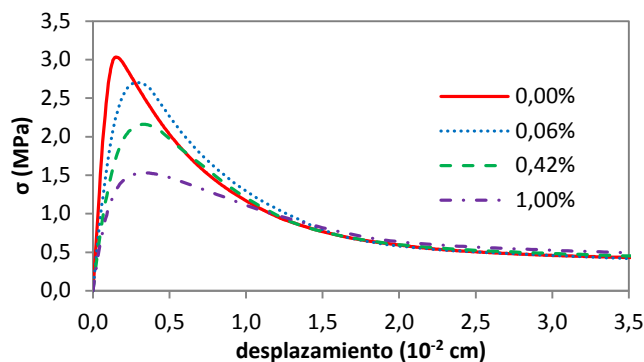


Figura 4.13 – Curvas de σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión.

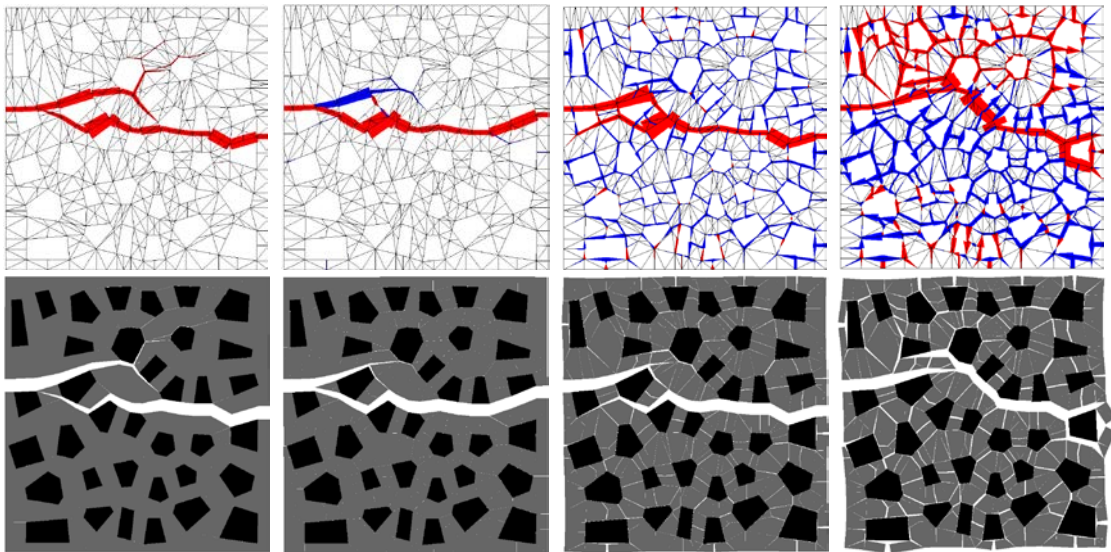


Figura 4.14 – Estado de fisuración (arriba) y malla deformada ($\times 10$) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,06, 0,42 y 1,00%, de izquierda a derecha.

Relación entre el nivel de expansión y parámetros de fractura

Los resultados para el caso anterior de expansión en la matriz, indicaron que la evolución del módulo de Young depende de la extensión de la degradación mientras que la reducción de la resistencia se ve afectada también por la intensidad del deterioro. A fin de evaluar estos factores para el caso actual, se ha calculado la longitud total de fisuración y el total de energía disipada. En la figura 4.15 se presenta la relación entre el grado de expansión y la longitud total de fisuración (en términos relativos). Se observa que inicialmente se activan muchas juntas, tendiendo a un valor aproximadamente constante para niveles más altos de expansión.

En la figura 4.16 se presenta la relación entre el nivel de la expansión y la energía disipada total. Se puede apreciar en el gráfico que, similar al caso anterior, hay una relación aproximadamente proporcional entre la energía disipada total y la expansión.

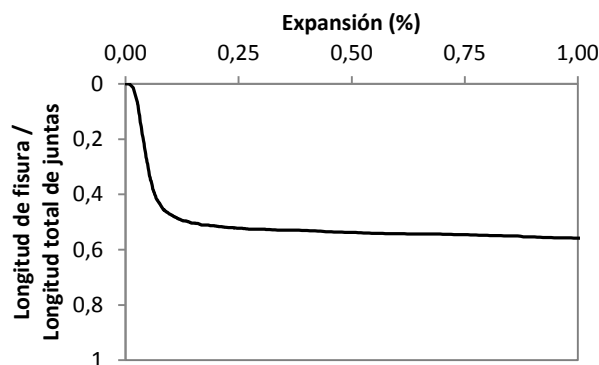


Figura 4.15 – Variación de la longitud total de fisuración con el nivel de la expansión.

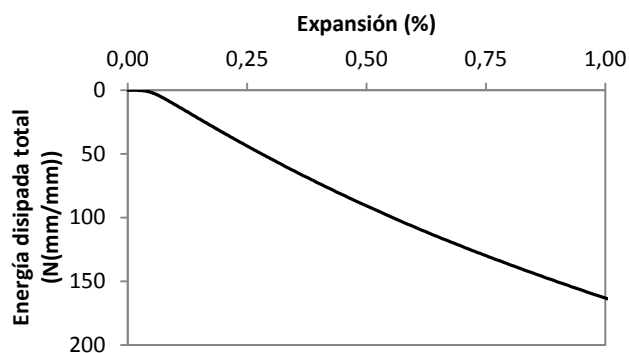


Figura 4.16 – Variación de la energía disipada total con el nivel de la expansión.

Las similares características entre las figuras 4.11a y 4.15 indican que del mismo modo que en el caso anterior, hay una relación directa entre la degradación del módulo de Young y el aumento de la longitud total de fisuración, tal como se refleja en la figura 4.17a. De manera similar, las figuras 4.11b y 4.16 permiten relacionar la resistencia a tracción y la energía disipada total, cuya evolución se muestra en la figura 4.17b.

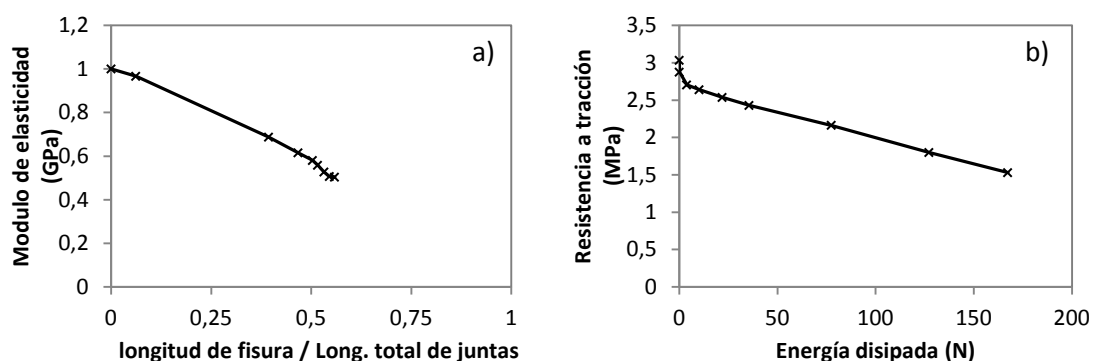


Figura 4.17 – Variación del módulo de Young con la longitud de fisuración (a) y de la resistencia a tracción con la energía disipada total (b).

Influencia de la distribución de juntas en la matriz

En la figura 4.18 se presenta la variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción en función del nivel de expansión, para los cálculos realizados con la retícula anterior de elementos junta (figura 4.1) y la nueva retícula con caminos adicionales de fisuración (figura 4.10). Se puede observar que la variación del módulo es muy similar en ambos casos y la resistencia a tracción tiene un pequeño cambio, con una menor reducción en el caso de la nueva retícula.

En la figura 4.19 se presenta el estado de fisuración en términos de la energía de fractura, mientras que en la figura 4.20 se presenta a deformada para el caso calculado con la retícula anterior y la nueva con más caminos de fisuración. Se puede observar que con la nueva retícula (figuras 4.19b y 4.20b) la fisuración resulta más adecuada, sobre todo en la

matriz que tiende a ser más radial a los áridos, a diferencia de lo que ocurre con la retícula inicial (figuras 4.19a y 4.20a) que solo permite la fisuración en la matriz partiendo de los vértices de los áridos.

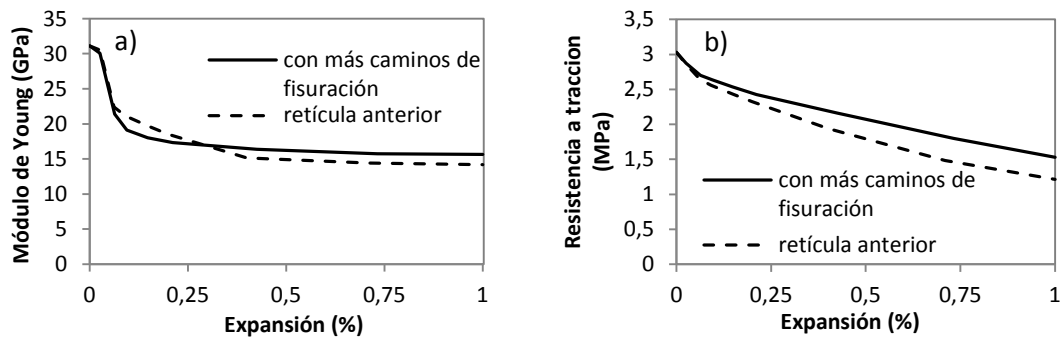


Figura 4.18 – Variación del módulo de Young (a) y de la resistencia a tracción (b) con la expansión, para la retícula anterior y la nueva con más caminos de fisuración.

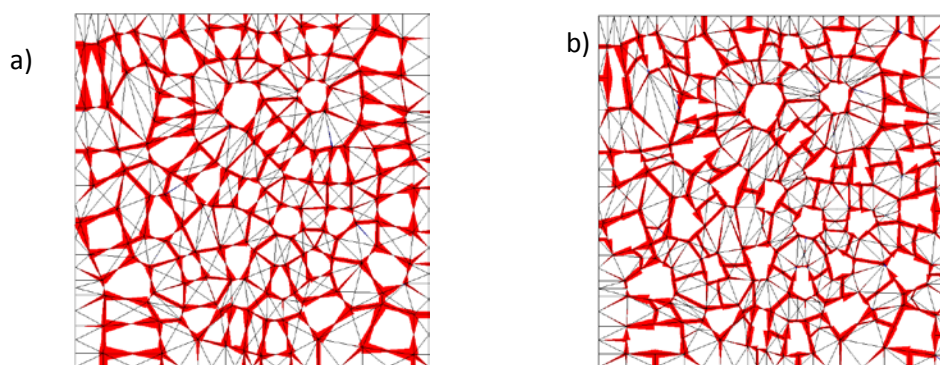


Figura 4.19 – Estado de fisuración al 1,00% de expansión con la retícula anterior (a) y la nueva con más caminos de fisuración (b).

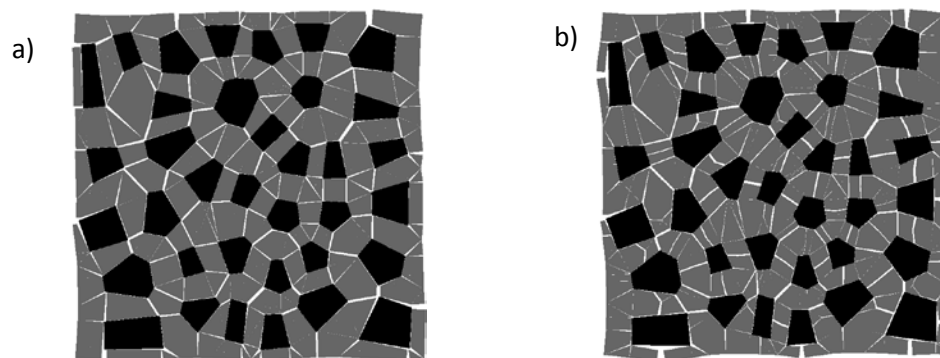


Figura 4.20 – Deformada ($\times 10$) al 1,00% de expansión con la retícula anterior (a) y la nueva con más caminos de fisuración (b).

La figura 4.21 muestra las curvas tensión (σ) - desplazamiento (δ) en tracción uniaxial para distintos niveles de expansión, calculados para la retícula anterior de

elementos junta. Se puede apreciar que el resultado es muy similar al obtenido con la nueva retícula (ver figura 4.13), si bien en la figura 4.21 se nota que hay una reducción del valor de pico superior al de la figura 4.13 para el nivel de 1,00% de expansión. En este caso se aprecia que para un rango elevado de expansiones no hay un claro reblandecimiento o “softening”.

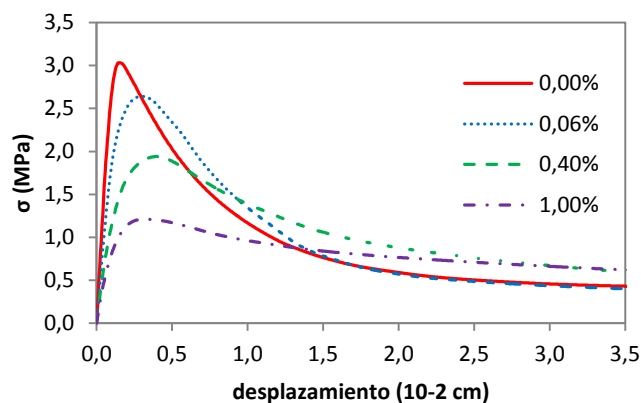


Figura 4.21 – Curvas de σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión (con la retícula de juntas inicial).

Este efecto resulta más evidente al observar la figura 4.22 en que se presenta el estado final de fisuración en el ensayo de tracción directa, arriba en términos de la energía disipada y abajo la deformada, en que se aprecia que para niveles altos de expansión la fisuración presenta un aspecto más distribuido.

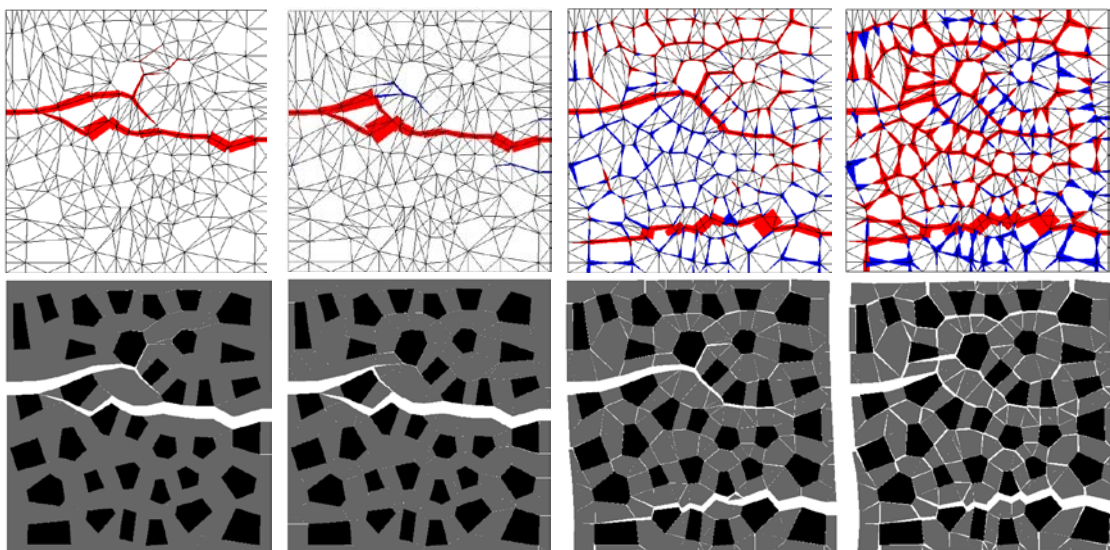


Figura 4.22 – Estado de fisuración (arriba) y malla deformada (x10) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,06, 0,42 y 1,00%, de izquierda a derecha (con la retícula de juntas inicial).

4.5. MODELIZACIÓN DE LA EXPANSIÓN EN HORMIGONES DE PRESA

En los estudios presentados en el apartado anterior 4.4 se han empleado mallas de unos 10 cm de lado, representativas de la mesoestructura de un hormigón convencional como el que habitualmente es utilizado en obras de ingeniería. Sin embargo, para su aplicación a hormigones de presa la modelización de la malla requiere unas consideraciones especiales respecto a su tamaño y forma, de manera que reflejen unas condiciones más cercanas a la realidad de la fabricación de este tipo de estructuras masivas.

Los áridos empleados en la construcción de presas proceden habitualmente de zonas cercanas a la ubicación de la obra debido a la necesidad de reducir los costes económicos del transporte y a que, frecuentemente, el emplazamiento resulta de difícil acceso. En el caso de que la procedencia sea de machaqueo, las rocas originarias condicionan las características del árido, tal como ocurre con las pizarras utilizadas habitualmente en las presas en que se ha detectado el ataque sulfático interno. En general, los áridos empleados en presas presentan unas condiciones físicas caracterizadas por un bajo coeficiente de forma (forma lajosa y poco redondeada), unos tamaños máximos muy grandes, entre 63-125 mm, y un porcentaje de árido grueso en la composición superior al de hormigones convencionales. Parece razonable, por lo tanto, que la modelización a nivel mesoestructura representativa de una probeta o una zona del hormigón de presa se deba ajustar a estas características.

El generador de mallas disponible permite tener en cuenta los aspectos mencionados. A partir de un arreglo básico de áridos de 6x6, es posible obtener discretizaciones en las que puede determinarse a priori, como dato de entrada de la generación de la malla, tanto una forma de áridos más redondeados o más irregular, como el tamaño máximo medio y el porcentaje de los mismos en la composición. En la figura 4.23 se presenta la discretización de la muestra obtenida para las simulaciones de un hormigón de presa. Se puede observar la geometría de los áridos y del mortero (4.23a), la retícula de elementos junta (4.23b) y la malla de elementos finitos (4.23c).

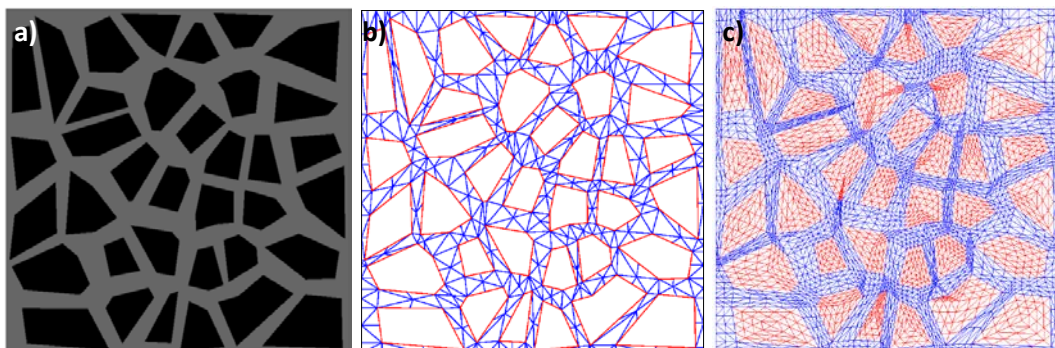


Figura 4.23 – Modelización representativa de un hormigón de presa: geometría de áridos y mortero (a), retícula de elementos junta (b) y malla de elementos finitos (c).

Se ha adoptado un tamaño máximo de árido de 80 mm que representan un 50% en volumen. Cabe mencionar en comparación con las mallas empleadas en el apartado anterior, que además de la diferencia en la forma y la proporción de los áridos, el tamaño de la muestra ha aumentado considerablemente resultando de 43,81 cm de lado. Puede apreciarse en la figura 4.23b que también se han introducido juntas en la matriz en dirección radial a partir del centro de las aristas de cada árido.

4.5.1. Evolución de los parámetros mecánicos con el nivel de expansión

En este caso se estudia la expansión del tipo ASI por oxidación de sulfuros en los áridos. Los parámetros del hormigón para los elementos de medio continuo son: $E=60000$ MPa (áridos), $E=20000$ MPa (matriz) y $\nu=0.2$ (ambos); para las juntas de interfase: $K_N=K_T=100000$ MPa/mm, $\tan\phi_0=0.80$, $\chi_0=1,5$ MPa, $c_0=5$ MPa, $G_F^I=0.10$ N/mm, $G_F^{IIa}=10$ G_F^I , $\sigma^{dil}=5$ MPa; para las juntas de mortero-mortero, los mismos parámetros excepto para $\chi_0=2,5$ MPa, $c_0=9$ MPa, $G_F^I=0.15$ N/mm, $\alpha_d=-2$, $\alpha_\phi=2$ y demás parámetros igual a cero.

En el hormigón de presas la heterogeneidad y debilidad de la estructura interna resulta aún mayor debido a que el proceso constructivo favorece el aumento de defectos y una mayor porosidad. En muchos casos, la escasa disponibilidad de estudios y datos de la etapa de construcción dificulta aún más la evaluación real de las características materiales, sobre todo, a nivel de componentes (López, 1999). De ahí la dificultad real que se presenta para establecer los parámetros que requiere la modelización. No obstante, se ha procurado adoptar unos parámetros materiales razonables, sobre todo en referencia a los elementos junta para los cuales, tal como puede apreciarse, se ha considerado una menor resistencia que en el caso del hormigón convencional analizado en el apartado anterior.

El cálculo, en condiciones de tensión plana, se realizó aplicando primero de forma progresiva unas deformaciones impuestas hasta un determinado nivel de expansión, y luego una tracción uniaxial en control de desplazamientos. Para cada ensayo numérico correspondiente a un nivel de expansión seguido de una tracción uniaxial, se ha obtenido su curva completa tensión-deformación, y en particular el módulo de Young y la resistencia a tracción (valor máximo). La acción expansiva se ha aplicado mediante deformaciones impuestas en los áridos. Como la matriz discretizada en este caso contiene áridos de menor tamaño (de hasta 20 mm siendo comparable al hormigón del caso anterior), se han aplicado en esta fase unas deformaciones impuestas de valor igual a 2/3 de la deformación del árido (proporcional al volumen de áridos que contiene), con una distribución no uniforme mediante una variación aleatoria en cada nodo, a partir de un rango establecido de distorsión alrededor del valor uniforme.

Evolución del módulo de Young y de la resistencia a tracción

En la figura 4.24 se muestran los resultados numéricos de la variación del módulo de Young y la resistencia a tracción. Los cálculos se han desarrollado hasta una expansión máxima de 0,5%, que corresponde a un valor suficientemente alto en una expansión tipo

ASI por oxidación de sulfuros. Como se puede apreciar en ambas figuras, los resultados son cualitativamente similares a los obtenidos en el caso anterior con hormigón convencional. Se puede observar que la reducción del módulo presenta una caída hasta 0,1% de expansión seguida de una evolución más atenuada. El módulo de Young y la resistencia a tracción muestran una reducción máxima mayor que en el caso del hormigón convencional, de alrededor del 65% en el módulo y el 43% en la resistencia (frente al 50% y 30%, respectivamente, en hormigón convencional, ambos para un nivel de expansión del 0,5%).

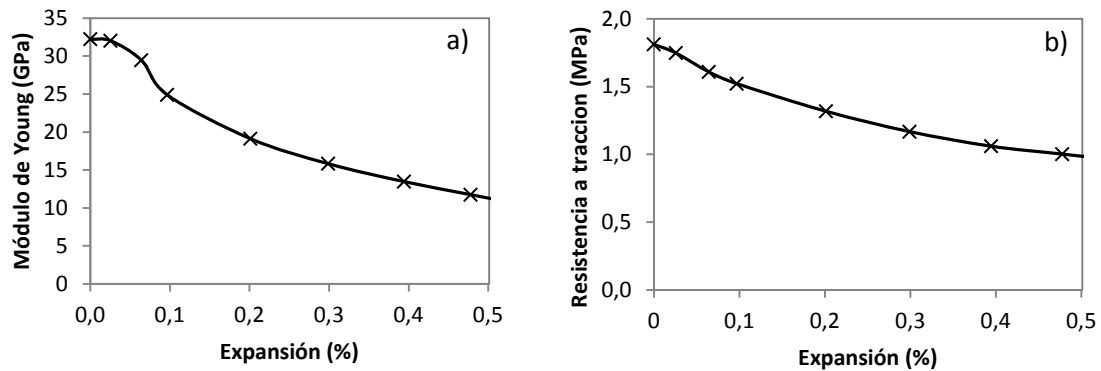


Figura 4.24 – Variación del módulo de Young y de la resistencia a tracción con la expansión.

Análisis de la fisuración

La figura 4.25 muestra de izquierda a derecha, el estado de fisuración de la malla para 0,30% y 0,50% de expansión, en términos de la energía disipada en el proceso de fractura y la deformada para 0,5% de expansión. Se puede observar que la fisuración es similar cualitativamente al caso anterior con hormigón convencional, sin embargo el nivel de fisuración al 0,50% es similar al obtenido a 1,00% del caso anterior.

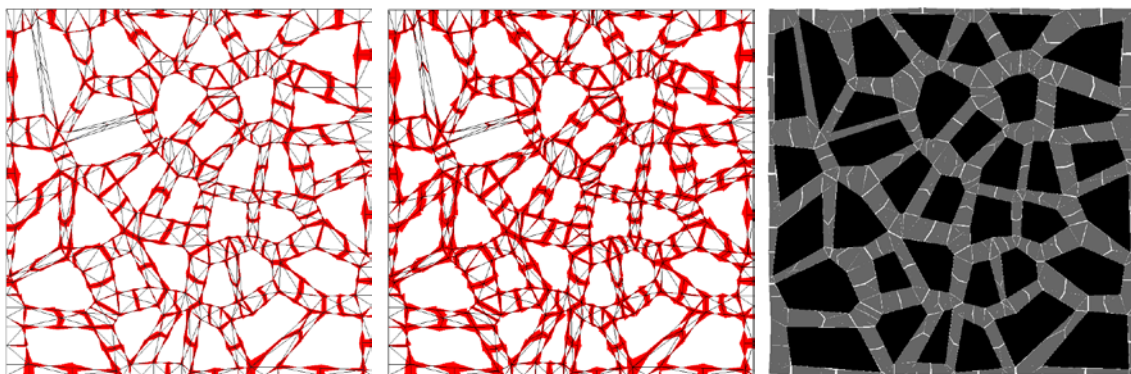


Figura 4.25 – Estado de fisuración al 0,30% de expansión (izquierda) y 0,50% (centro), y malla deformada (x50) a 0,50% de expansión (derecha).

La figura 4.26 muestra las curvas tensión (σ)-desplazamiento (δ) en tracción uniaxial para distintos niveles de expansión. Se puede apreciar como en los casos anteriores que, con el aumento de la expansión, disminuyen progresivamente el módulo de Young y el valor máximo de tensión (con aumento de la deformación de pico).

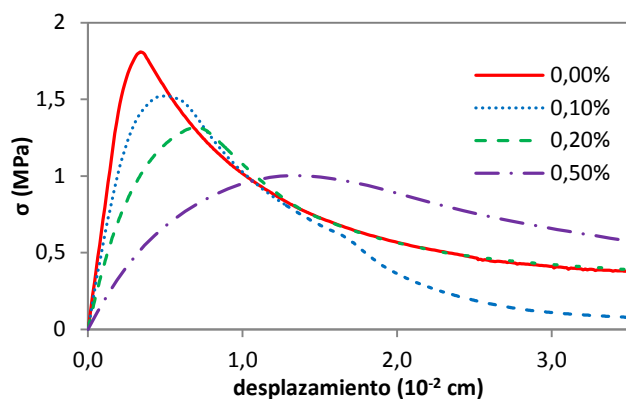


Figura 4.26 – Curvas de σ - δ en tracción pura para diferentes niveles de expansión.

En la figura 4.27 se presenta el estado final de fisuración para diferentes niveles de expansión, en términos de la energía disipada (arriba) y la deformada (abajo). Se aprecia en este caso que para un rango más bajo de expansión se mantiene la localización, mientras que para niveles de expansión más altos, la fisuración presenta un aspecto más distribuido (transición de falla localizada a distribuida con el aumento del nivel de expansión). Esto es debido a que los valores de resistencia máxima y residual se tornan similares, y como se aprecia en la figura 4.26 el comportamiento resulta más de tipo dúctil en el caso de 0,5% de expansión.

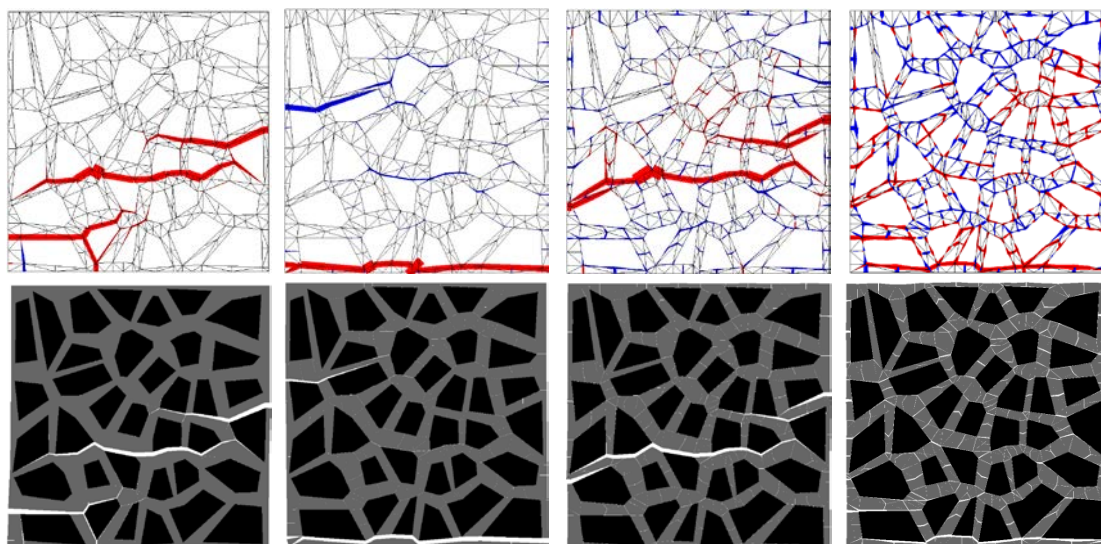


Figura 4.27 – Estado de fisuración (arriba) y malla deformada (x50) (abajo) en el estado final para una expansión de 0, 0,1, 0,2 y 0,5%, de izquierda a derecha.

Relación entre el nivel de expansión y parámetros de fractura

Estos resultados también parecen relacionarse con los parámetros de fractura de manera similar a los casos anteriores, por lo cual para el caso actual se ha calculado la longitud total de fisuración y el total de energía disipada. En la figura 4.28 se presenta la relación entre el grado de expansión y la longitud total de fisuración. Se observa que inicialmente se activan muchas juntas (hasta aproximadamente 0,1% de expansión), seguida de una evolución más atenuada.

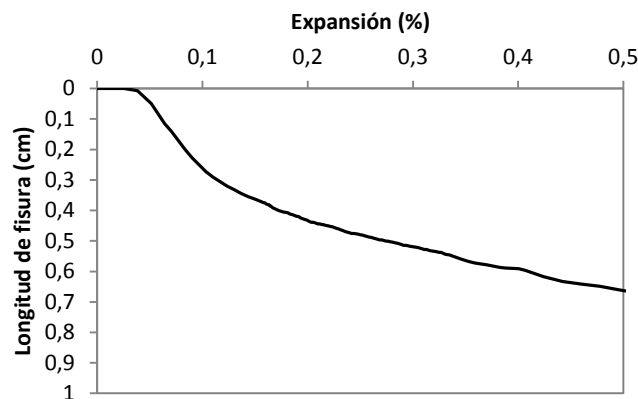


Figura 4.28 – Variación de la longitud total de fisuración con el nivel de expansión.

En la figura 4.29 se presenta la relación entre el nivel de la expansión y la energía disipada total. Se puede apreciar que, similar a los casos anteriores, hay una relación aproximadamente proporcional entre la energía disipada total y la expansión.

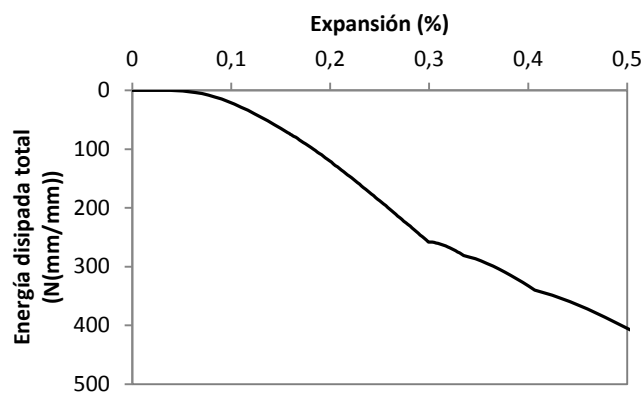


Figura 4.29 – Variación de la energía disipada total con el nivel de expansión.

Las similares características entre las figuras 4.24a y 4.28 indican que, del mismo modo que en los casos anteriores, hay una relación directa entre la degradación del módulo de Young y el aumento de la longitud total de fisuración, tal como se refleja en la figura 4.30a. De manera similar, las figuras 4.24b y 4.29 permiten relacionar la resistencia a tracción y la energía disipada total, cuya evolución se muestra en la figura 4.30b.

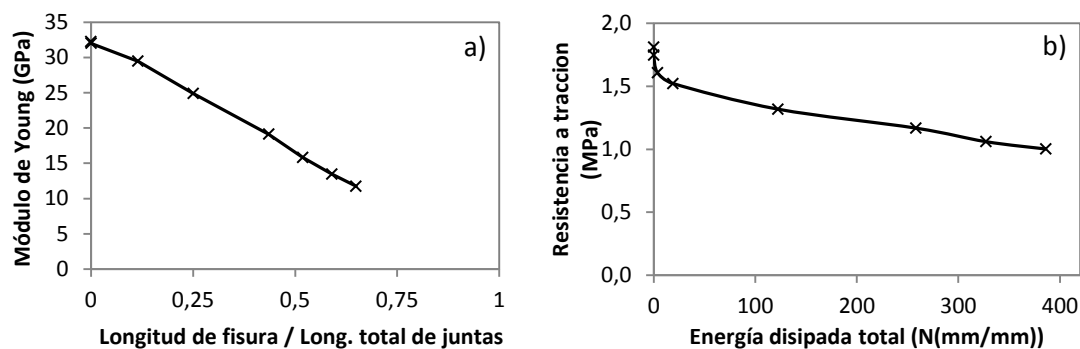


Figura 4.30 – Variación del módulo de Young con la longitud de fisuración (izquierda) y de la resistencia a tracción con la energía disipada total (derecha).

4.5.2. Influencia del nivel de confinamiento

La fisuración por la acción expansiva del ASI en estado libre, tiene lugar en las presas sobre todo en estructuras auxiliares. En cambio, en la propia presa, sobre todo en zonas cercanas a paramentos el hormigón normalmente presenta estados de confinamiento debido al peso propio, el empuje hidrostático, y además las compresiones verticales y horizontales causadas por la propia expansión.

A fin de evaluar la influencia del nivel de confinamiento sobre todo en el estado de la fisuración, en este apartado se estudian dos casos: en primer lugar se aplican diferentes niveles de confinamiento seguido luego del efecto expansivo; por otro lado, a fin de intentar reproducir una situación más parecida a la real, se aplica a la muestra efectos de confinamiento y de expansión crecientes al mismo tiempo.

Confinamiento inicial

Se ha sometido la muestra de hormigón de presa a 4 niveles de confinamiento hidrostático (5, 10, 15 y 20 MPa), aplicando a continuación las deformaciones impuestas en los distintos componentes de la mesoestructura.

En la figura 4.31 se presenta el efecto del confinamiento en el estado de la fisuración en términos de la energía de fractura disipada para un nivel de 0,5% de expansión, mientras que en la figura 4.32 se muestra la malla deformada en cada uno de estos casos. Se puede observar que el estado de fisuración muy apreciable en el caso de expansión libre disminuye hasta casi anularse al incluir presiones de confinamiento. Este resultado concuerda con lo observado en presas afectadas por este tipo de expansión, ya que la fisuración enramada característica es observada normalmente sólo en los elementos no confinados (como estructuras auxiliares, por ejemplo dientes de pie de presa o tajamares).

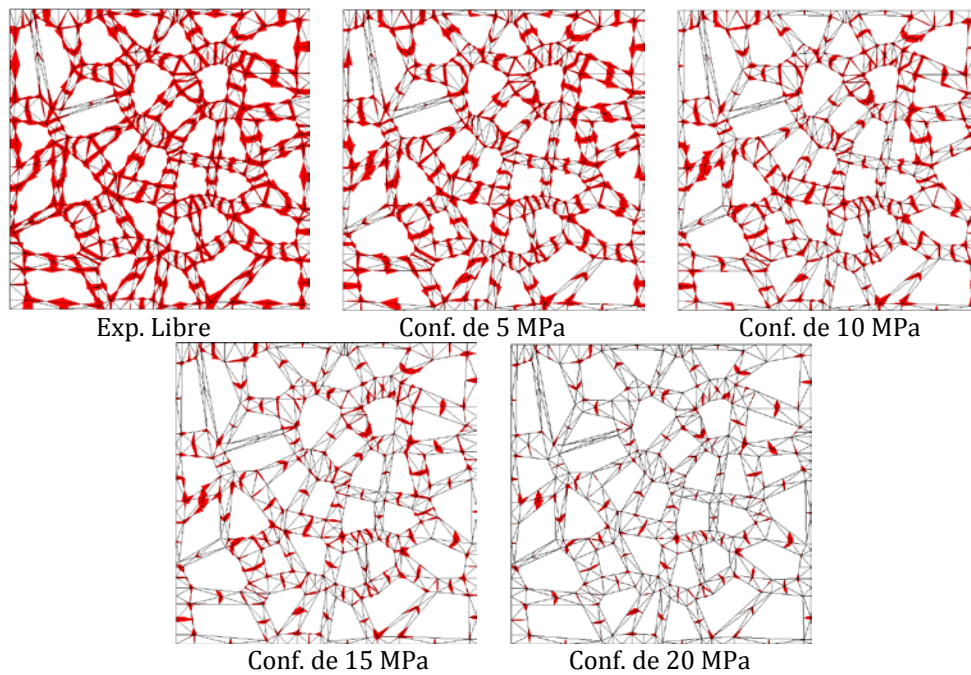


Figura 4.31 – Estado de fisuración para una expansión de aproximadamente el 0,5% para distintos niveles de confinamiento.

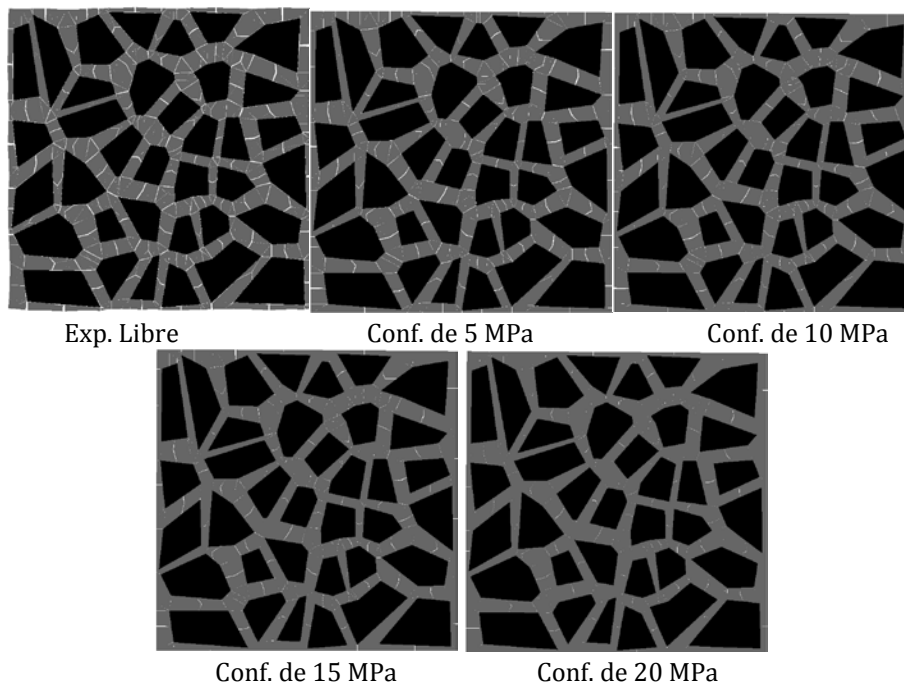


Figura 4.32 – Deformada ($\times 50$) para una expansión de aproximadamente el 0,5% para distintos niveles de confinamiento.

A fin de ilustrar más claramente el efecto, en la figura 4.33 se presentan gráficos de las tensiones principales para los casos de expansión libre (figura 4.33a) y con confinamiento de 20 MPa (figura 4.33b) en representación vectorial, obtenidas en un

cálculo elástico-lineal. En la figura 4.33a, para la expansión libre, se pueden observar las tensiones de tracción con una orientación alrededor de los áridos ya comentadas con anterioridad (representadas en color rojo). Sin embargo, se puede apreciar en la figura 4.33b que aumentos de presiones del confinamiento cambian considerablemente la situación, disminuyendo las tensiones de tracción existentes alrededor de los áridos, mientras que aumentan las tensiones de compresión (representadas en color azul).

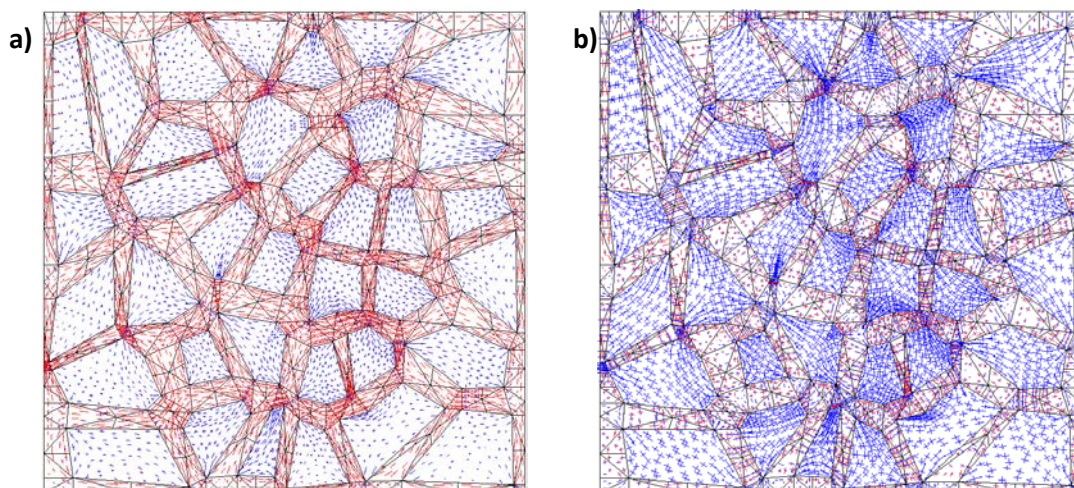


Figura 4.33 – Tensiones principales en el caso de expansión libre (a) y para un confinamiento de 20MPa (b), obtenidas de un cálculo elástico-lineal (en color rojo valores de tracción y en color azul de compresión).

En la figura 4.34 se muestran las tensiones σ_1 en colores para ambos casos, que ponen de manifiesto la drástica reducción de la magnitud de las tracciones en un cálculo elástico-lineal, lo cual se traduce al considerar la no linealidad en la gran disminución de la fisuración observada en los gráficos de las figuras 4.31 y 4.32.

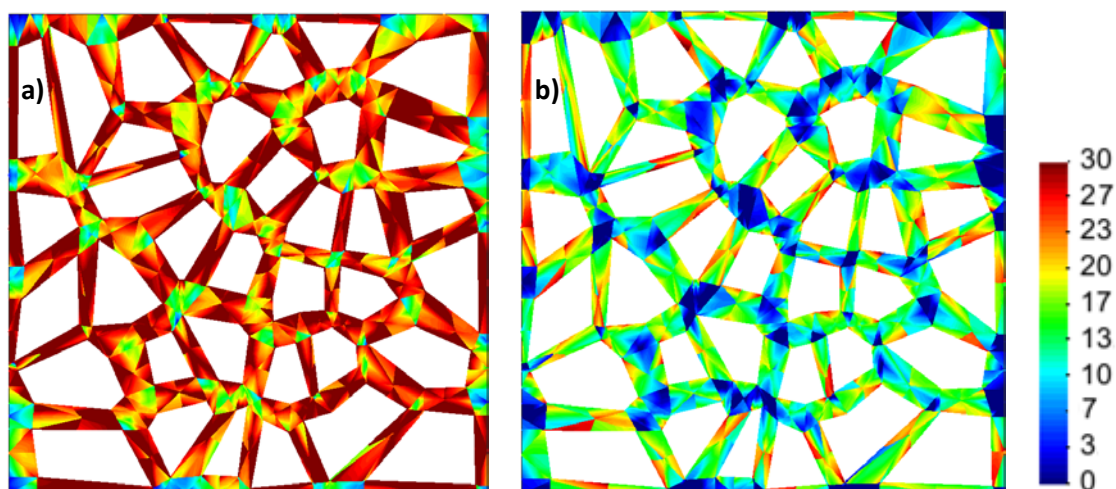


Figura 4.34 – Tensiones principales σ_1 en la matriz para una expansión libre (a) y con un confinamiento de 20MPa (b), obtenidas en un cálculo elástico-lineal.

Confinamiento creciente con el nivel de expansión

El hormigón en cuerpo de presa, normalmente está sometido a tensiones iniciales bajas, menores que las utilizadas en el caso anterior. Sin embargo, con la evolución de la expansión las tensiones de confinamiento se pueden ir incrementando a medida que aumenta el nivel de expansión, sobre todo en zonas del paramento aguas abajo. A fin de simular una situación parecida a ésta, se ha sometido la muestra a un confinamiento inicial de cero, que va aumentando a medida que aumenta el nivel de expansión, llegando a 20 MPa cuando el nivel de expansión llega al 0,5%. En la figura 4.35 se presenta la evolución del estado de fisuración para este caso.

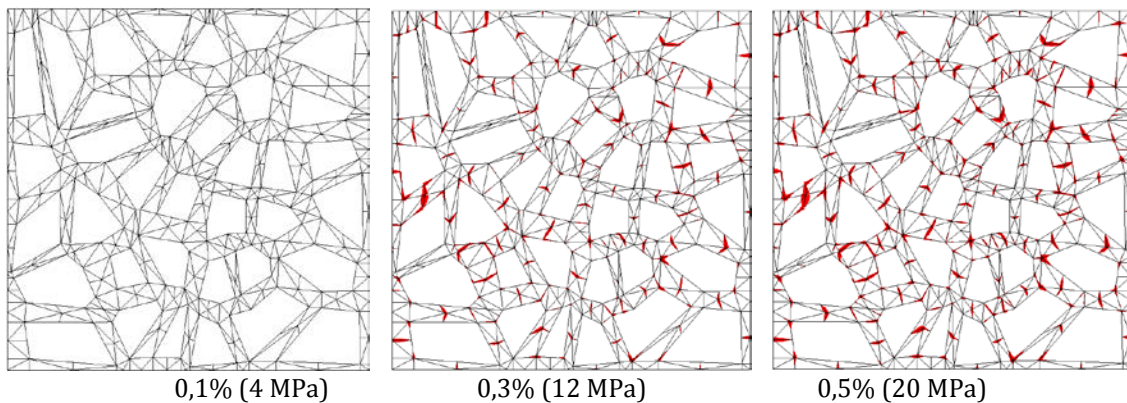


Figura 4.35 – Evolución del estado de fisuración para un confinamiento creciente con la expansión.

En la figura 4.36 se presenta la deformada para el estado final del ensayo (0,5% de expansión) en que se observa que la fisuración comparada con el caso de expansión libre, disminuye considerablemente hasta casi anularse. Se ha podido constatar que no se presentan diferencias apreciables entre los dos casos analizados de acción conjunta de la expansión y el confinamiento.

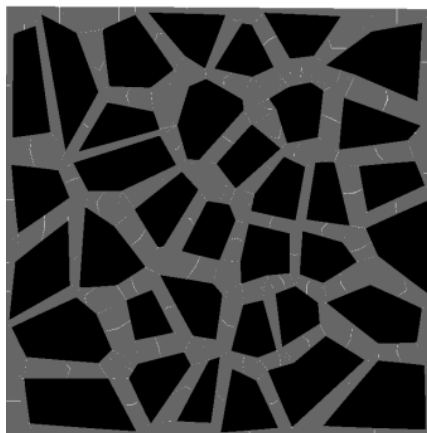


Figura 4.36 – Deformada (x50) para una expansión de aproximadamente 0,5%.

Aportación de la fisuración en la expansión

Como se ha visto en los apartados anteriores, el paso de una expansión libre a niveles crecientes de confinamiento muestran una reducción de la fisuración, si bien este aspecto no implica un cambio significativo de la expansión final de la muestra. Esto se puede observar en la figura 4.37, en la que se presenta la expansión de la muestra en función de las deformaciones impuestas en los áridos para el caso libre y bajo dos niveles de confinamiento (10 y 20 MPa), que se comparan con el caso de expansión libre con juntas lineales (sin fisuración). Como se puede observar la diferencia entre la expansión libre y el caso lineal es reducida en términos comparativos. Al observar los casos con confinamiento se observa que al incrementar el confinamiento las curvas tienden a ser iguales al caso lineal ya que se reduce la fisuración hasta prácticamente anularse.

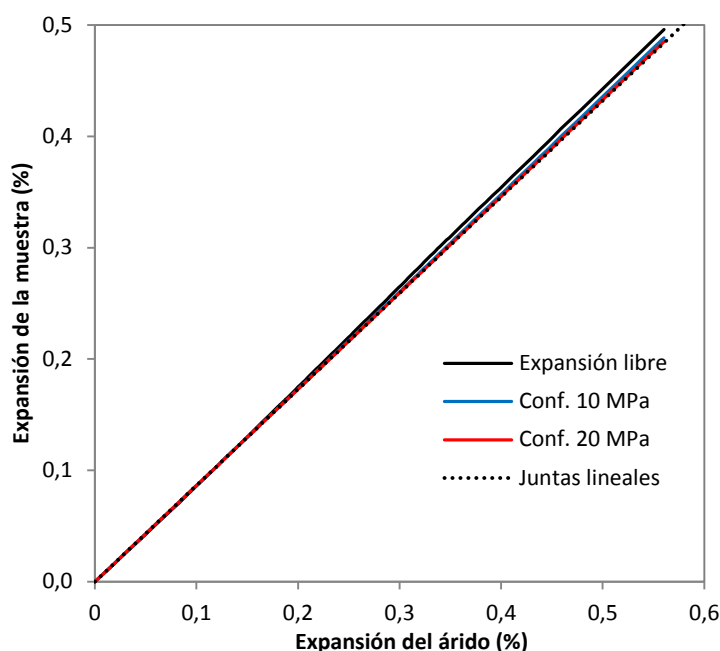


Figura 4.37 – Expansión de la muestra de hormigón en función de la expansión de los áridos en distintos casos.

Efecto del confinamiento en el módulo de Young y los parámetros de fractura

Las curvas de reducción del módulo de Young para los distintos niveles de confinamiento estudiados en los casos anteriores se presentan en la figura 4.38. También se han obtenido las curvas de evolución de la longitud total de fisuración y de la energía disipada total con la expansión, que se muestran en la figura 4.39.

De la comparación entre las figuras 4.38 y 4.39a se observa que la relación aproximadamente proporcional entre el módulo de Young y la longitud de fisuración parece mantenerse con el confinamiento. En la figura 4.40 se presenta la variación del módulo de Young con la longitud de fisura con datos de los casos de expansión libre, los cuatro niveles de confinamiento inicial y el de confinamiento creciente con la expansión.

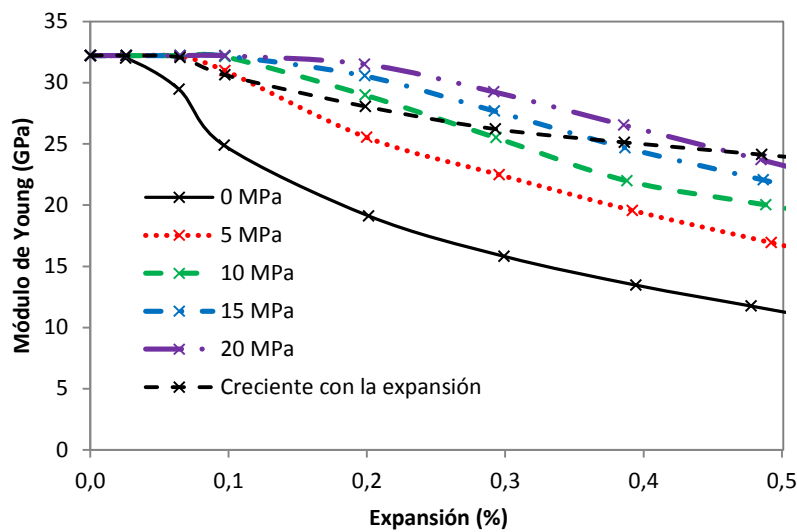


Figura 4.38 – Variación del módulo de Young con el nivel de la expansión para distintos valores de confinamiento.

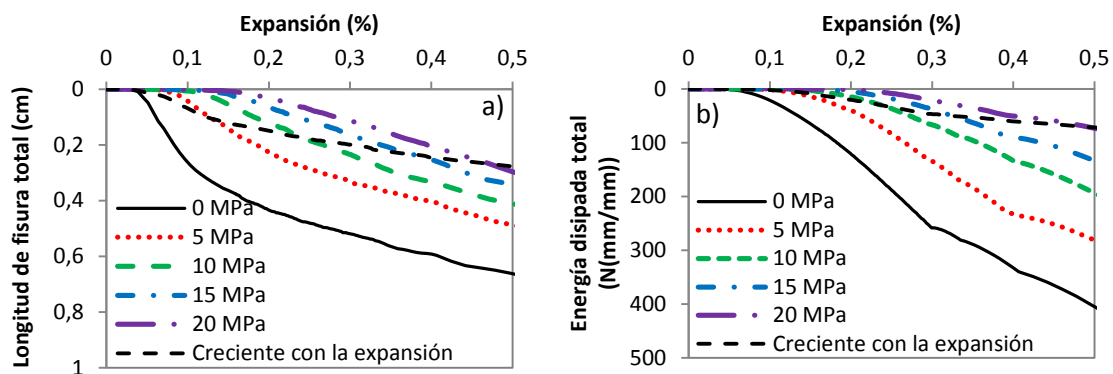


Figura 4.39 – Variación de la longitud total de fisuración y de la energía disipada con el nivel de la expansión para distintos valores de confinamiento.

Se puede observar en la figura 4.40 que la relación proporcional entre el módulo y la longitud de fisura se mantiene. Por lo tanto, estos resultados numéricos indican que las combinaciones de distintos niveles de expansión y de confinamiento que den similares longitudes de fisuración total, reducirán en similar medida el valor del módulo de Young

Por su parte, en la figura 4.39b se aprecia que con el confinamiento la evolución de la energía disipada lógicamente se retrasa, pero una vez iniciada mantiene tendencias similares en cada caso (líneas que tienden a ser paralelas para los casos con confinamiento constante). Todos estos resultados indican que la reducción de estas propiedades mecánicas está asociada a un deterioro en el hormigón causado por la expansión, que puede ser mayor o menor en función del confinamiento al que esté sometido.

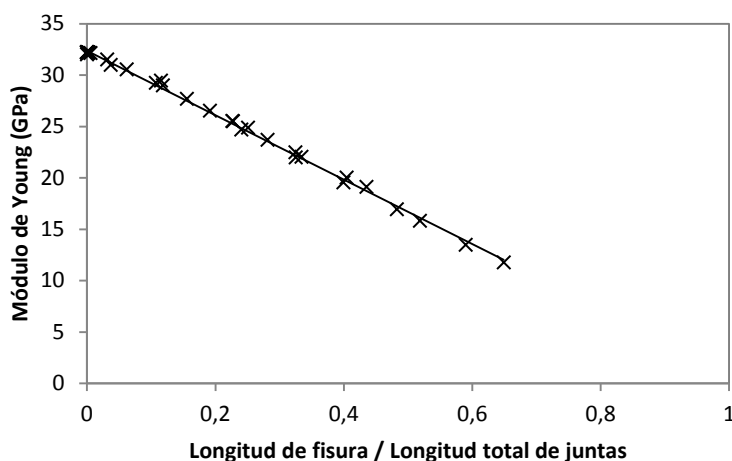


Figura 4.40 – Variación del módulo de Young en función de la longitud de fisura.

4.5.3. Efecto de la existencia de una vía preferencial para el desarrollo de la expansión en algunos áridos

Como se ha visto, una distribución de deformaciones uniforme en cada árido, da lugar a un tipo de fisuración enramada también muy uniforme dentro de la muestra. Sin embargo, en los casos reales pueden existir factores diferenciadores tales como zonas con defectos y formación de coqueras (causadas por la forma irregular de los áridos utilizados en hormigones de presa), y las consiguientes dificultades de la puesta en obra del hormigón. Estas circunstancias propician la existencia de vías preferentes de circulación de agua y con ello, unas condiciones localizadas más favorables para el desarrollo de las reacciones de oxidación de los sulfuros de hierro.

Con el fin de analizar una situación aproximada a la descrita, se ha sometido la malla a la acción creciente de una expansión diferencial no uniforme que actúa en mayor medida en algunos áridos, de manera de simular una posible vía preferente de circulación de agua. En la figura 4.41 se presenta la geometría de la muestra de hormigón, remarcando en color azul los áridos seleccionados de forma arbitraria a los que se ha aplicado una deformación impuesta superior a la de los demás áridos de la malla.

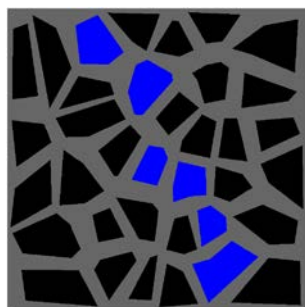


Figura 4.41 – Geometría de la muestra de hormigón donde se remarca en azul los áridos con una expansión de valor superior.

En la figura 4.42 se presentan tres etapas del proceso de evolución del estado de fisuración y en la figura 4.43 la malla deformada suponiendo una deformación un 50% superior en los áridos remarcados. Se puede observar que la fisuración adquiere un carácter más localizado dentro de la malla. El valor del ancho de fisura máximo en esta simulación es de aproximadamente 0,35 mm.

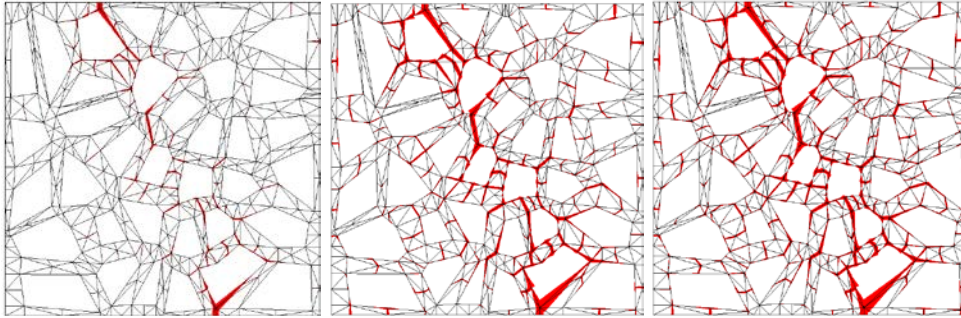


Figura 4.42 – Evolución del estado de fisuración de izq. a der. debido a una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (50% mayor).

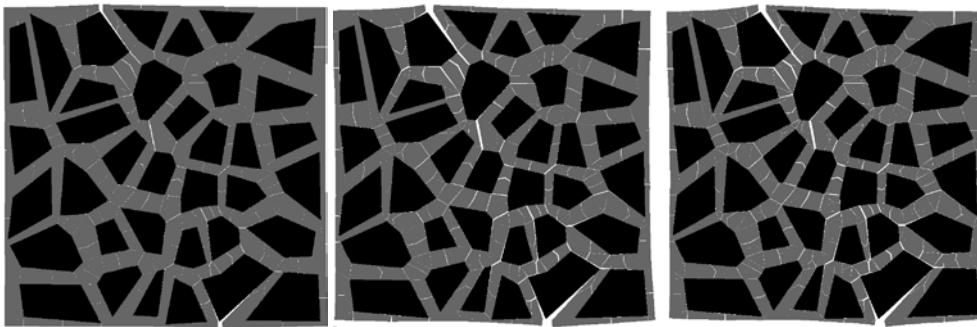


Figura 4.43 – Malla deformada (x50) para tres niveles crecientes (de izq. a der.) de una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (50% mayor).

En la figura 4.44 se presentan tres etapas del proceso de evolución del estado de fisuración y en la figura 4.45 la malla deformada, suponiendo ahora una deformación tres veces superior en los áridos remarcados. El valor del ancho de fisura máximo en esta simulación es de aproximadamente 1 mm.

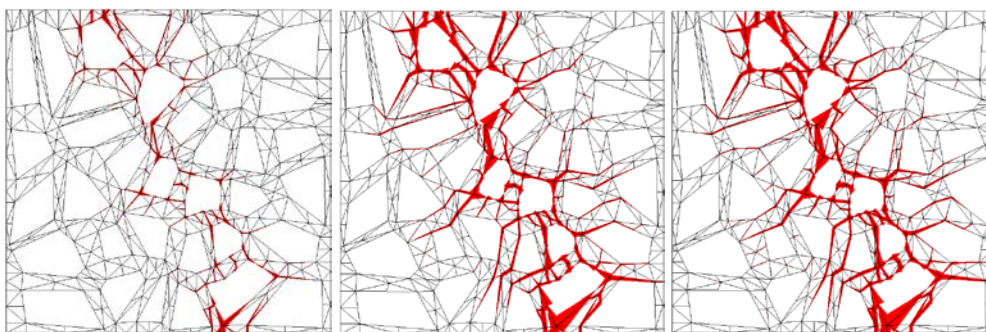


Figura 4.44 – Evolución del estado de fisuración de izq. a der. debido a una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (300% mayor).

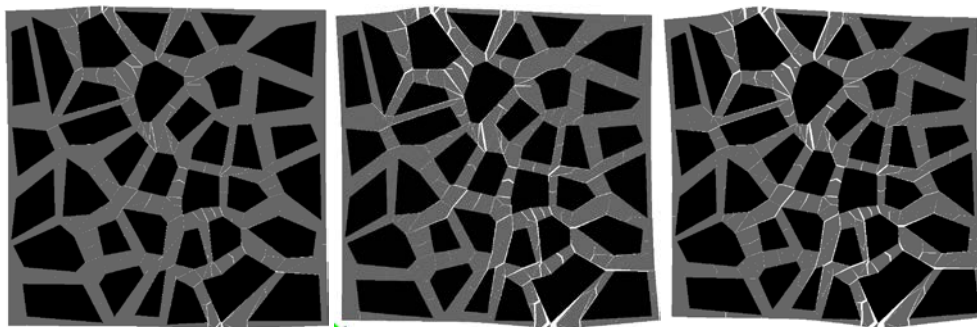


Figura 4.45 – Malla deformada (x50) para tres niveles crecientes (de izq. a der.) de una expansión superior en los áridos remarcados en la figura 4.41 (300% mayor).

4.5.4. Comparación de los resultados numéricos con el comportamiento observado en presas.

En presas de hormigón afectadas por problemas expansivos debidos al ataque sulfático interno, normalmente se observa la fisuración de tipo enramada o mapeada en elementos auxiliares libres de cargas exteriores importantes, como es el caso de tajamares en zona de coronación, muretes, dientes de pie de presa, etc. Por su parte, en zonas visibles del cuerpo de presa con responsabilidad resistente como el paramento aguas abajo, no es tan común ver este tipo de fisuración. Los resultados numéricos obtenidos en los apartados anteriores concuerdan con estas observaciones ya que en el caso de la expansión libre (que representaría el hormigón de los elementos auxiliares) presenta una fisuración significativa mientras que al aplicar un confinamiento (representativo del hormigón en cuerpo de presa) ésta se ve reducida hasta casi anularse. Estos aspectos se ilustran en la figura 4.46 y 4.47.

Asimismo, el aumento de volumen, aún en condiciones de confinamiento, concuerda con el comportamiento normalmente detectado en presas con problemáticas de ataque sulfático interno, expresado por unos movimientos remanentes hacia aguas arriba y en elevación.



Figura 4.46 – Comparación entre el resultado numérico (a) y el comportamiento observado en presas (b y c) para el caso de expansión libre como ocurre en estructuras auxiliares.

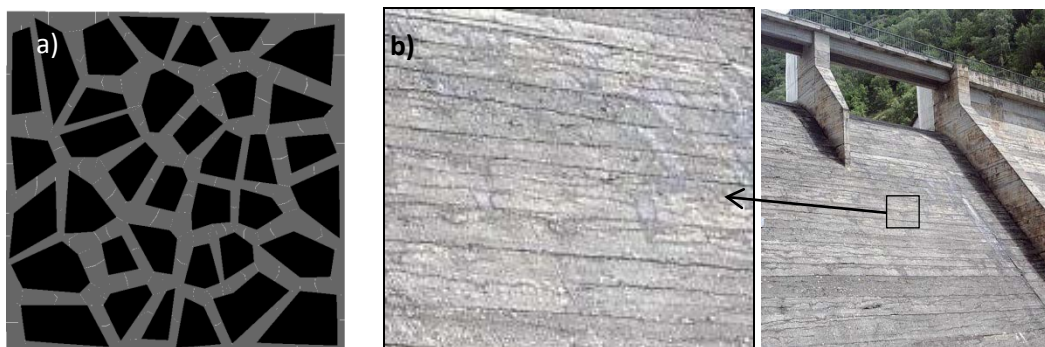


Figura 4.47 – Comparación entre el resultado numérico (a) y el comportamiento observado en presas (b) para caso con confinamiento como sucede en cuerpo de presa o en paramento aguas abajo.

4.6. CONSIDERACIONES FINALES

En este capítulo se ha empleado un modelo numérico mesoestructural con elementos junta sin espesor, que permite considerar las características geométricas y mecánicas específicas de las principales fases componentes de la estructura interna del material, y también el cambio de volumen diferencial de cada una de ellas según el tipo de expansión que se quiera simular. Este aspecto ha resultado crucial para estudiar la evolución de la fisuración de una muestra de hormigón y la consecuente degradación de sus propiedades mecánicas bajo acciones expansivas internas.

Los resultados numéricos obtenidos en el primer estudio para la expansión tipo DEF concuerdan en alto grado con resultados registrados de forma experimental, y en el segundo y tercero caso, han permitido estimar la degradación de las propiedades mecánicas bajo una acción expansiva del tipo ASI por oxidación de sulfuros de hierro en los áridos de un hormigón convencional y de presa.

Una aportación destacable de la modelización en los tres casos es que ha permitido relacionar el nivel de expansión y la evolución de los parámetros mecánicos analizados, con el grado de deterioro y fisuración de la muestra, definido en términos de la longitud total de fisuración en las juntas que se ha visto que incide de forma determinante en la degradación del módulo de Young, y la energía total disipada a lo largo de las juntas activadas que influye de manera directa sobre la disminución de la resistencia a tracción.

Los resultados obtenidos permiten apreciar la potencialidad del modelo mesoestructural para el análisis de diferentes procesos expansivos en el hormigón. Su aplicación a hormigones de presas resulta de gran utilidad en diversos aspectos, como la determinación de las propiedades mecánicas del material, el análisis del comportamiento en fractura y la simulación de patologías debidas a comportamientos expansivos generados por reacciones químicas.

Dadas las dificultades que presentan los ensayos experimentales en estos hormigones, suelen caracterizarse sus principales propiedades mecánicas mediante resultados obtenidos sobre probetas de tamaño convencional, elaboradas con los mismos materiales pero con menor tamaño de árido. La situación se dificulta aún más en el caso de tratarse de ensayos que incluyen reacciones químicas expansivas, que presentan mayor complejidad de materialización con desarrollos en el tiempo generalmente prolongados. Este modelo, contrastado satisfactoriamente a lo largo de este capítulo, se presenta como una herramienta de utilidad para complementar los ensayos experimentales por su repetibilidad y menores costos asociados, y en algunos casos para reemplazar con ventajas los experimentos de difícil o imposible materialización.

CAPÍTULO 5

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

5.1. INTRODUCCIÓN

En los capítulos 5, 6 y 7 se presentan los análisis numéricos a nivel estructural de tres casos reales de presas, que se inician en este capítulo con el estudio del comportamiento del bloque 13-14 de la presa de Mequinenza que presenta unos elevados desplazamientos no recuperables. Aunque la causa de los desplazamientos anómalos de esta presa no proviene de reacciones expansivas de origen químico como el ASI y/o la RAA, sí se produciría algún grado de expansión generada por un proceso de imbibición de agua en el hormigón. Sin embargo, se considera que la causa principal del comportamiento diferenciado del bloque 13-14 ha sido la apertura de las fisuras observadas en paramento aguas arriba (grietas situadas en juntas de construcción) durante los primeros años. La simulación del comportamiento de las fisuras existentes en dicho bloque permite estudiar el deterioro generado y el aporte que éste tiene en los desplazamientos de la estructura. Para ello se utiliza una modelización 2D del bloque en la que se incluyen juntas horizontales (con un comportamiento no-lineal) donde se ubican las fisuras observadas. También se utiliza un modelo simplificado de infiltración de agua para simular la evolución en el tiempo de los desplazamientos en el bloque.

En el §5.2 se describen las características de la presa y el comportamiento anómalo observado, sobre todo en el bloque 13-14. En el §5.3 se analizan las causas del comportamiento observado y se presenta una nueva hipótesis de comportamiento. Luego, en el §5.4 se presenta la modelización de la sección transversal del bloque 13-14, en la que se incluyen los planos potenciales de fisuración en la zona de localización de las fisuras observadas. En el §5.5 se presentan algunos resultados iniciales y en el §5.6 se analiza la formación y evolución de la fisuración debida a las deformaciones expansivas generadas por un proceso de imbibición de agua en el hormigón de paramento aguas arriba. Posteriormente, en el §5.7 se analiza la influencia de diversos aspectos, sobre todo de los más importantes como son la resistencia a tracción de las juntas y el nivel de las expansiones actuantes. En el §5.8 se comparan los desplazamientos calculados en el bloque 13-14 con los datos medidos en la presa en coronación y en las distintas galerías. Luego en el §5.9 se amplía el análisis empleando un modelo simplificado de infiltración de agua que permite reproducir la evolución de los desplazamientos en el tiempo. Finalmente, en el §5.10 se resumen las principales conclusiones de los diversos estudios numéricos realizados sobre esta presa.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO

La presa de Mequinenza, ubicada en España, se integra en el aprovechamiento hidroeléctrico integral de un tramo del río Ebro gestionado por ENHER en 1955. Se trata de una presa de gravedad de planta recta, con altura máxima de 79 m y una longitud de coronación de 461 m. En la figura 5.1 izquierda se presenta una vista de la presa desde la zona de aguas abajo donde se ha señalado el gran bloque donde se sitúan las tomas (entre las juntas 13 y 14), de una longitud de 70 metros; mientras que la longitud del resto de los bloques se sitúa entre 14 y 21 metros, excepto el bloque entre las juntas 21 y 22 que es de 8,16 m. En la figura 5.1 derecha se muestra una sección transversal del bloque 13-14, por el que atraviesan las tuberías que van a las turbinas.

La presa se embalsó por primera vez en diciembre de 1965, si bien con posterioridad se bajó de cota para volverse a llenar en el año 1969. Durante ese período se llevaron a cabo una serie de trabajos complementarios orientados a dar estabilidad a la presa frente al deslizamiento (Buil *et al.*, 2008).

Entre 1968 y 1971 se realizaron campañas de inyecciones, centradas principalmente en el bloque 13-14, a fin de rellenar grietas horizontales y atajar una filtración aparecida aguas abajo en la cota 112,75 m. Con posterioridad, entre 1972 y 1974 se ejecutó la pantalla de drenaje entre coronación y la galería de la cota 100, y desde ésta hasta la galería de la cota 81. Al comenzar el llenado del embalse, durante los primeros años pudo observarse unos desplazamientos horizontales hacia aguas abajo, más acentuados en las cinco bases del bloque situado entre las juntas 13 y 14.

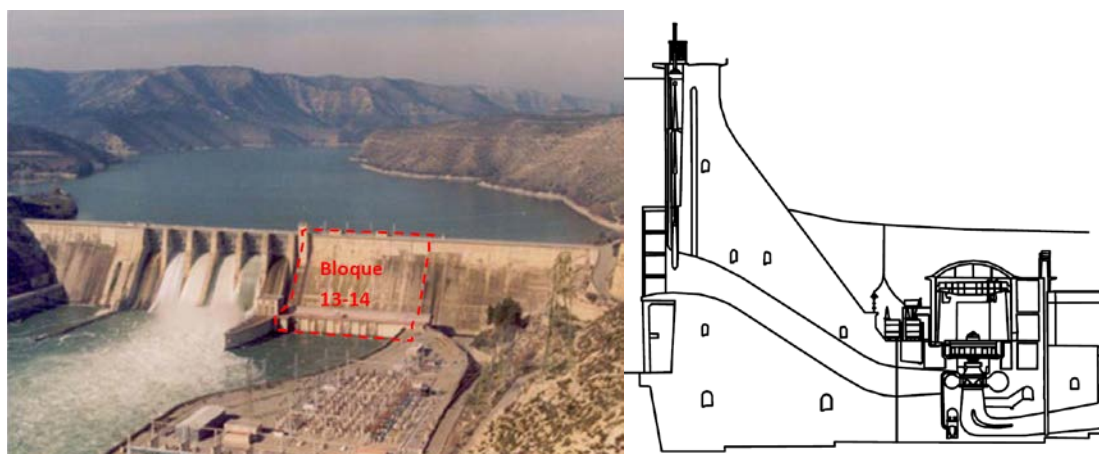


Figura 5.1 – Vista de la presa desde la zona de aguas abajo y sección transversal del bloque 13-14.

En la figura 5.2 se presentan los desplazamientos horizontales de las bases de coronación situadas en los distintos bloques, para cuatro edades diferentes: 1979, 1986, 1996 y 2006. En ella puede verse, por un lado, que los movimientos principales de la presa tuvieron lugar en los primeros años, ya que en el año 1979 ya se habían producido la mayor parte de los mismos. Sin embargo, no se puede señalar que el proceso haya finalizado, si bien los movimientos posteriores son pequeños comparados con los correspondientes a los primeros años.

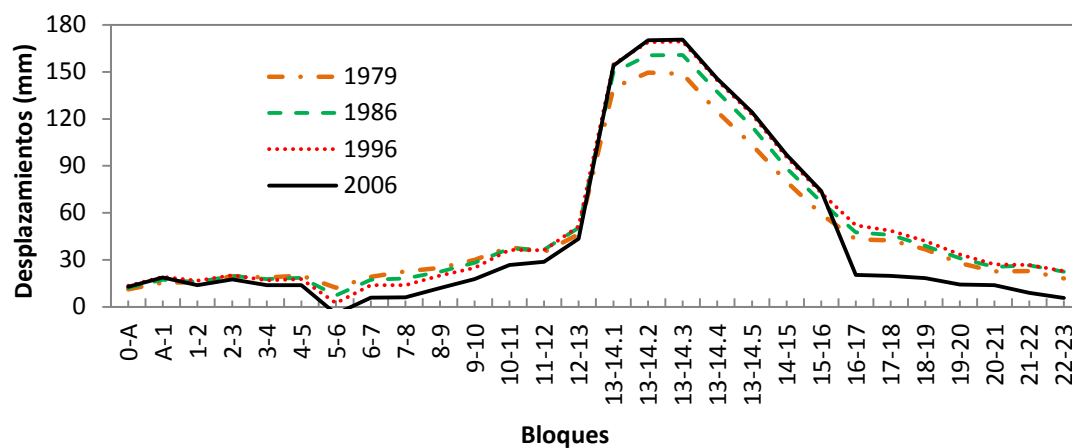


Figura 5.2 – Desplazamientos horizontales hacia aguas abajo en coronación a lo largo de los diferentes bloques de la presa.

Por otro lado, en la citada figura 5.2, puede apreciarse el comportamiento diferenciado de las bases situadas en el bloque 13-14, en el que se producen unos desplazamientos horizontales de una magnitud considerablemente mayor, si bien se observa cierto movimiento de arrastre en los bloques vecinos. Por su parte, en las nivelaciones se observa un comportamiento similar en cuanto a la singularidad del bloque

13-14 y un crecimiento más acentuado en los primeros años, si bien la magnitud de los movimientos registrados resulta menor.

5.3. CAUSAS DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO

Los técnicos de la propiedad en aquel momento, tras descartar diversas causas, encargaron estudios experimentales para analizar la posible expansión del hormigón y el comportamiento inusual del bloque 13-14. En los ensayos realizados en el Instituto Torroja de Madrid en 1980, secando en estufa hasta peso constante testigos que luego se mantenían en agua a la temperatura de 20°C, obtuvieron valores máximos de alargamiento después de los 140 días de hasta 0,7 mm/m (Fernández Cánovas, 1980). En testigos sin secar los alargamientos variaron entre 0,25 a 0,49 mm/m. Por otro lado, estos estudios habían descartado una posible expansión del hormigón por reacciones químicas como las RAA o el ASI como causa de la anomalía detectada (Álvarez, 1981).

Por otro lado, en ensayos realizados en el laboratorio Italcementi (de Bérgamo, Italia) en testigos de la presa a principios de la década de 1980, se constataron unos alargamientos similares a los obtenidos por el instituto Torroja, que parecían consecuencia directa de la hidratación de cal libre en el hormigón. Aunque éste es un fenómeno discutible debido a que aunque el cemento tuviese una cantidad elevada de cal libre podría suponerse que se habría hidratado durante el amasado y fraguado del hormigón, en los ensayos realizados se constató la presencia de cal libre en los testigos, en cantidades más elevadas en los testigos con mayor alargamiento medido (Álvarez, 1981).

Estos ensayos experimentales han sido un condicionante para el desarrollo posterior de los trabajos de análisis estructural del comportamiento de la presa. Entre los diversos estudios numéricos realizados, se llevó a cabo un análisis estructural 3D mediante el MEF con el entumecimiento como acción principal (Cervera *et al.*, 1991). Estos trabajos no cuestionaban el entumecimiento como causa principal, si bien para ajustar los desplazamientos calculados con los movimientos medidos en la presa, tenían que adoptar valores elevados de las expansiones (incluso superiores a los experimentales). Este planteamiento presenta varios puntos débiles debido, sobre todo, a la consideración de valores excesivos de deformación, técnica experimental poco representativa de la situación real de la presa y efecto de expansión demasiado diferenciado entre el bloque 13-14 y los restantes.

En trabajos más recientes (Buil *et al.*; 2009, 2010) se ha retomado el estudio global de la presa y se ha reformulado el diagnóstico con una nueva visión de la principal causa del comportamiento diferenciado del bloque 13-14. La nueva hipótesis incluye dos efectos intervinientes, uno que se produce en el conjunto de la presa y actúa en todos los bloques, y otro que afecta sólo al bloque 13-14, con un consecuente arrastre en bloques adyacentes. La citada figura 5.2 permite detectar la superposición de dos componentes del movimiento. El efecto generalizado sí se produciría como consecuencia del

entumecimiento y/o hidratación de cal libre en el hormigón, pero con valores de expansión mucho más reducidos en todos los bloques, por su parte, el *efecto localizado* en el bloque 13-14 se habría producido como consecuencia de la apertura de fisuras ubicadas en la zona superior de paramento aguas arriba (grietas situadas en juntas de construcción) durante los primeros años de explotación de la presa.

Las juntas de construcción, en general, son planos de debilidad en el material y su resistencia depende del proceso constructivo y materiales empleados, pudiendo variar desde una junta muy buena, con resistencia a tracción similar a la del propio hormigón, hasta muy débiles, en que la unión se produce por el simple apoyo de un hormigón sobre otro, sin ninguna resistencia a tracción.

Para el caso de la presa de Mequinenza, no se disponen de datos referentes al proceso de ejecución de las juntas de construcción, sin embargo, es razonable suponer que en el bloque 13-14, debido a sus características singulares (mayores dimensiones, existencia de tuberías forzadas en su interior, dosificación más rica en cemento), las juntas de hormigonado se han visto debilitadas en comparación a los demás bloques de la presa (por efectos térmicos y de retracción), lo cual ha favorecido la aparición, evolución y apertura de las mismas, con la consiguiente actuación de la subpresión.

5.4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Para la representación geométrica de la sección transversal del bloque 13-14, se ha partido de la información y planos facilitados por ENDESA S.A. Se han incorporado en el modelo planos potenciales de fisuración, para lo cual se ha tenido en cuenta un levantamiento detallado de fisuras realizado en paramento aguas arriba de la presa a finales de los años 60.

En la tabla 5.1 se indican las características principales y la ubicación de las fisuras observadas tenidas en cuenta en la discretización a partir de la documentación aportada por ENDESA. Cabe destacar que sólo se han considerado las principales fisuras observadas; sin embargo, podrían aportar alguna influencia otras fisuras de menor tamaño, no consideradas en la modelización.

En la figura 5.3 se muestra la geometría del bloque 13-14 representada en la modelización, que incluye la tubería de captación, y un detalle de la malla de elementos finitos en la que se observa una mayor densidad de elementos en la zona donde están las juntas de hormigonado representadas. El hormigón está representado en color azul, el terreno en verde, la tubería de captación en azul cielo, la junta de contacto presa-terreno en amarillo y las juntas horizontales de construcción en color rojo.

En el análisis numérico de problemas ingenieriles mediante el método de los elementos finitos (MEF), con frecuencia resulta conveniente el empleo de elementos junta

sin espesor a fin de representar adecuadamente las discontinuidades y la fisuración. Dada la problemática observada en el bloque 13-14 de esta presa y la hipótesis principal planteada como causa del comportamiento diferenciado de este bloque con respecto a los demás, este tipo de modelización discreta de la fisuración parece más adecuado que una aproximación distribuida en medio continuo.

Cota (m)	Descripción
118,4	"Junta de trabajo por estar parado el hormigonado durante 10 a 11 meses."
112,0	"Fisura horizontal de paramento a paramento al observarse en paramento de aguas arriba y una filtración aguas abajo."
108,0	"Junta horizontal de trabajo muy abierta, pues entran los dedos de la mano."
104,5	"Junta horizontal en paramento de aguas arriba que empieza en la junta 13 y se prolonga al menos 15 metros hacia la junta 14."
102,5	"Despegue horizontal acusado en proximidades a la junta 13 en el que entran los dedos de la mano."
101,0	"Junta de trabajo que se abre unos 3 cm."
98,0	"Fisura de 5 mm en la que se observa una aspiración de agua."
95,0	"Fisura de anchura 4 mm."
88,0	"Se observan grietas o fisuras en los sondeos ejecutados en dirección aguas arriba."
85,0	

Tabla 5.1 - Juntas discretizadas en la modelización del bloque 13-14.

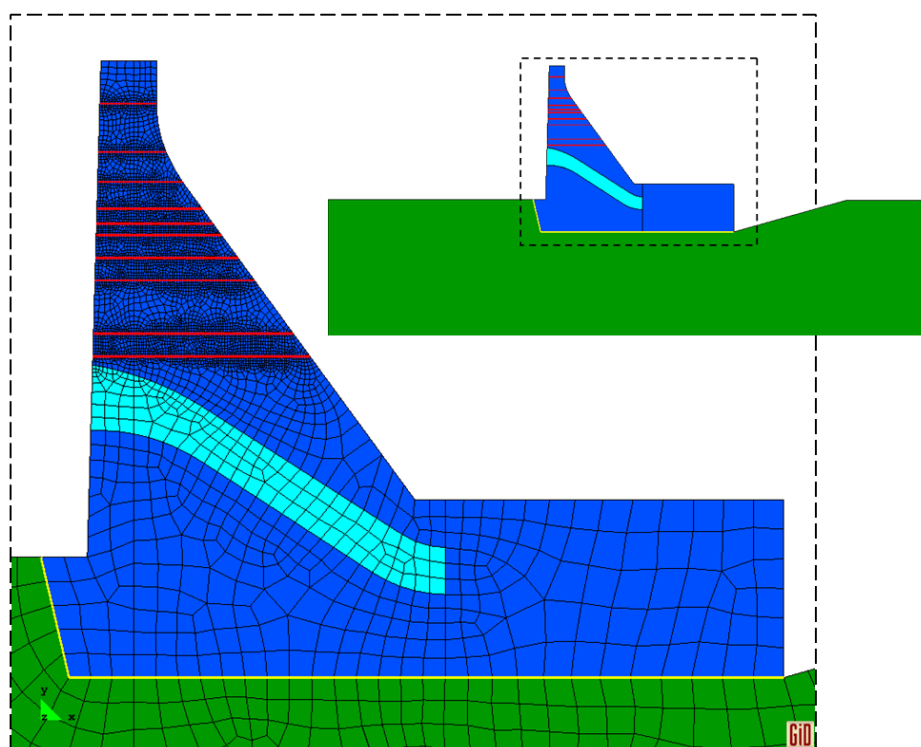


Figura 5.3 – Geometría discretizada de la presa y malla de elementos finitos.

El comportamiento de la junta está formulado en términos de las componentes normal y tangencial de las tensiones en el plano de la misma y los correspondientes desplazamientos relativos. Las leyes constitutivas de estos elementos junta permiten un acoplamiento de los efectos normal/corte. El modelo constitutivo utilizado en este trabajo, está basado en la teoría de la elasto-plasticidad e incorpora conceptos de la Mecánica de Fractura. Su formulación detallada puede consultarse en Carol *et al.* (1997, 2001); López (1999); López *et al.* (2008a, 2008b). En el anejo 2 se presenta una descripción básica de las principales características de esta ley de junta.

Para los cálculos se ha adoptado un módulo de Young de 20 GPa para el hormigón y de 45 GPa para el terreno. La tubería se ha considerado como un hormigón equivalente de 13,33GPa (su módulo corresponde a la proporción de la longitud total de hormigón dividido por la longitud total del bloque en la sección longitudinal en que se encuentra la tubería). Se ha adoptado un coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$ para los tres materiales.

La junta de contacto presa-terreno se ha considerado elástica lineal con constantes de rigidez normal y tangencial de valor muy elevado (muy solidaria), habiéndose contrastado la escasa influencia de considerar un comportamiento no lineal. Para las juntas de construcción representadas explícitamente se utiliza la ley de comportamiento no lineal, que posibilita la formación y apertura de fisuras.

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los diferentes casos de cálculo llevados a cabo, cuyos principales resultados se detallan en los siguientes apartados 5.5 a 5.8. También se indican en la tabla los valores de las deformaciones de expansión y la resistencia a tracción de las juntas utilizados en cada caso, así como los desplazamientos horizontales y verticales obtenidos en coronación para cada cálculo.

Caso	Def (mm/m)	Resistencia Juntas (MPa)	Despl. (cm)		Descripción
			Hor.	Ver.	
1	0,00	0,50	0,84	0,13	Efectos del peso propio y empuje
2	0,35	Junta lineal	5,96	2,18	Caso tipo con expansiones
3	0,35	0,50	10,82	5,59	
4	0,35	0,05	10,42	5,80	
5	0,35	1,00	10,08	4,88	Efecto de la variación de la resistencia a tracción de las juntas (apartado 5.7.1)
6	0,35	2,00	7,32	3,17	
7	0,35	3,00	5,82	2,47	
8	0,20	0,50	5,11	2,32	Efecto de la variación de la deformación (apartado 5.7.2)
9	0,45	0,50	14,90	7,95	
10*	0,35	0,50	9,05	4,45	Efecto de la subpresión y de la energía de fractura (apartado 5.7.3)
11**	0,35	0,50	9,16	4,55	
* sin la acción de la subpresión					
* GF ^I 5 veces más grande que en el caso 1b					

Tabla 5.2 - Tabla resumen de los casos calculados.

5.5. RESULTADOS INICIALES

En primer lugar, se evaluaron los efectos (desplazamientos y tensiones) en la presa frente a las acciones del peso propio y del empuje hidrostático (caso 1). En este caso, el desplazamiento calculado en coronación para el punto superior de la línea vertical que pasa por las galerías, fue de 8,4 mm en horizontal hacia aguas abajo y 1,3 mm en dirección vertical; mientras que el valor obtenido de las tensiones es muy bajo, como era de esperar.

A fin de tener en cuenta la incidencia de un proceso expansivo debido a la absorción de agua, se han planteado diversos casos de estudio considerando una acción de expansión en la zona de hormigón cercana a paramento aguas arriba y hasta aproximadamente la línea de drenes existente (unos 6,1 m de penetración), como se puede ver en la figura 5.4.

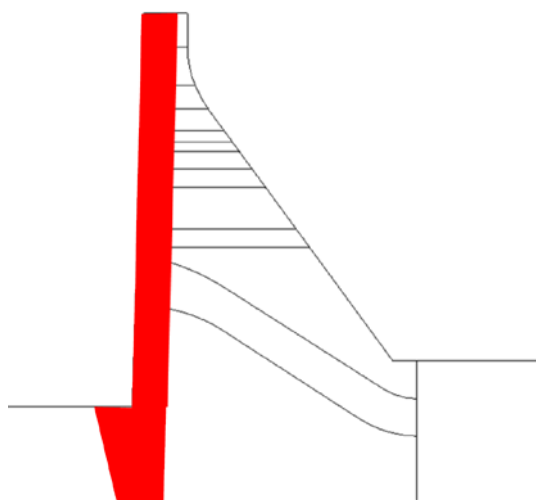


Figura 5.4 – Zona en que se han aplicado las deformaciones impuestas (en color rojo).

En primer lugar, mediante un análisis elástico-lineal, se determinó la deformación impuesta necesaria para producir unos movimientos en coronación del mismo orden de magnitud que los registrados en las bases de medida de la presa. Como resultado se obtiene que se requiere una deformación de aproximadamente 1 mm/m para generar un movimiento de 15 cm en horizontal y 5,75 cm en vertical (medidos en coronación en la línea vertical de las galerías). Esta deformación resulta demasiado alta para adjudicarla a efectos expansivos debidos a la absorción de agua, como también reflejan los valores experimentales comentados en el apartado 5.3. Además, otros estudios recientes sobre testigos de la presa han descartado la posibilidad de posibles expansiones por procesos químicos reactivos internos (Buíl *et al.* 2008).

A fin de acotar el aporte en los movimientos de un grado de expansión razonable, para un cálculo elástico-lineal con una deformación constante reducida a 0,35 mm/m (dentro del rango de deformación obtenido en testigos de la presa sin la desecación en

estufa que era de 0,25 a 0,49 mm/m), se han obtenido unos desplazamientos en coronación de 5,96 cm en horizontal y 2,18 cm en elevación (caso 2 en la tabla 5.2).

5.6. ANÁLISIS DE LA FISURACIÓN

Con el objetivo de estudiar la fisuración generada por la acción expansiva, se aplica un valor de deformación impuesta de 0,35 mm/m, considerando ahora un comportamiento constitutivo no lineal de los elementos junta y, por lo tanto, posibilitando la formación y aperturas de fisuras en las juntas de construcción, que se han representado explícitamente en la modelización (caso 3 de la tabla 5.2). La resistencia a tracción de las juntas se ha estimado en un valor bajo de 0,5 MPa (Juntas de hormigonado muy debilitadas), fundamentado en la hipótesis de la singularidad del bloque 13-14.

A fin de tener en cuenta un proceso más realista, y teniendo en cuenta que la expansiones ocurren con la imbibición de agua por el hormigón (sea por entumecimiento y/o hidratación de cal libre), que infiltra desde paramento aguas arriba, las deformaciones impuestas se han aplicado suponiendo una evolución que se inicia en paramento aguas arriba y progresa hasta llegar a una profundidad de 6,1 m donde se ubica la línea de drenes (ver figura 5.4). Esto se ha hecho de manera simplificada, dividiendo en partes la zona expansiva, en cada una de las cuales se aplica la deformación impuesta progresivamente y hasta llegar al máximo de 0,35 mm/m, y luego se pasa sucesivamente a las siguientes una a una, hasta completar las zonas desde paramento hasta drenes. La acción de la subpresión se ha ido incluyendo en el cálculo a medida que se produce la fisuración en cada junta. A partir de que se alcanza la resistencia máxima y comienza la degradación y apertura de una junta, empieza a actuar la subpresión, incluida en el cálculo mediante cargas distribuidas de compresión aplicadas sobre los elementos de medio continuo ubicados a uno y otro lado de la junta que se ha abierto.

En la figura 5.5 se presenta la evolución de la fisuración hasta alcanzar el estado final de la simulación numérica, en términos de la energía disipada durante el proceso de fractura, representada por el espesor de línea en cada punto de las juntas, en color rojo si la fisura está activa y en azul si se encuentra en descarga elástica.

La acción expansiva genera estados de compresión en la zona que actúa y tracciones en la zona vecina al frente de avance. En esta simulación la fisuración comienza a cierta distancia del paramento aguas arriba (figura 5.5a) y con la evolución de la expansión se produce un proceso de fisuración progresiva hacia aguas abajo, y también hacia el paramento aguas arriba (figuras 5.5b, 5.5c y 5.5d). En el proceso de evolución de la fisuración progresiva algunas zonas entran en descarga. Se puede observar que en estados avanzados del proceso se alcanza longitudes considerables de propagación de la fisuración (cabe señalar apreciaciones en este sentido en la propia presa, por ejemplo en un informe interno del año 1969 se escribe que en el bloque 13-14 “una filtración en el

paramento aguas abajo a la cota 112,0 m indica que se forma una grieta horizontal de paramento a paramento”).

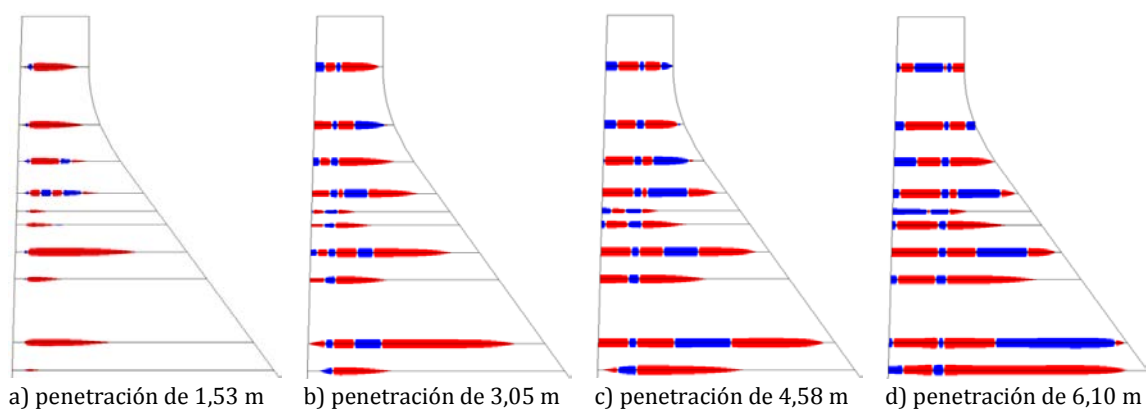


Figura 5.5 – Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, para una resistencia de 0,5 MPa en las juntas.

En la figura 5.6 se muestra la configuración de la deformada final para el caso 3. En ella se obtiene un movimiento en coronación de 10,82 cm en horizontal y de 5,59 cm en elevación. La máxima apertura de fisura obtenida en este cálculo ha sido de 7,67 mm registrada en la junta superior (en el anejo 3 se muestran las aperturas de todas las juntas del caso 3).

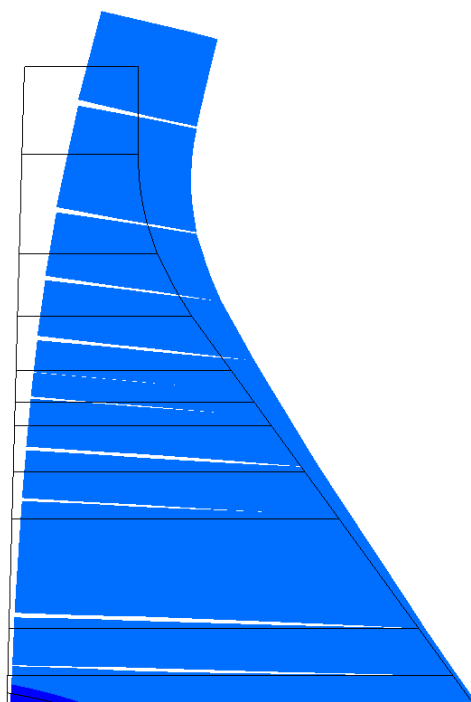


Figura 5.6 – Configuración deformada final en zona superior del bloque (x50).

5.7. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS

Los desplazamientos calculados en el apartado anterior son debidos a las deformaciones impuestas (debidas al entumecimiento del hormigón y/o hidratación de la cal libre) y la fisuración que aparece, principalmente, en las juntas de hormigonado. En este apartado se evalúa la influencia, en los resultados, de los principales parámetros: nivel de resistencia a tracción de las juntas, nivel de expansiones, la acción de la subpresión y la energía de fractura de las juntas.

5.7.1. Influencia del nivel de resistencia a tracción de las juntas

A fin de contrastar la hipótesis de un comportamiento mecánico diferenciado en el bloque 13-14, se plantea ahora un caso de carga igual al anterior, pero considerando unas condiciones de mayor resistencia en las juntas de construcción, tal como cabe esperar en otros bloques vecinos al 13-14, que presentan una longitud considerablemente menor aunque una similar sección transversal. Se han realizado cálculos con la expansión de 0,35 mm/m para otras resistencias, una más próxima a cero de 0,05 MPa (caso 4), y tres valores más elevados de 1,0, 2,0 y 3,0 MPa (casos 5, 6 y 7 de la tabla 5.2).

En la figura 5.7 se presenta el resultado obtenido en coronación para los desplazamientos horizontales y verticales, respectivamente, en función de diferentes resistencias a tracción de las juntas. En ella se observa que, para valores de resistencia entre 0 y 1 MPa, no hay una gran variación de los desplazamientos en coronación, con valores del orden de los 10 cm en horizontal y 5-6 cm en vertical (comportamiento previsible del bloque 13-14). Sin embargo, a medida que se aumenta la resistencia en las juntas de construcción (tal como cabe esperar en otros bloques vecinos al 13-14), la situación cambia y las simulaciones numéricas muestran que se reduciría considerablemente la magnitud de los movimientos, sobre todo durante la transición comprendida entre 1 y 2,5 MPa, debido presumiblemente a la considerable reducción de la fisuración. Este resultado muestra, una vez más, la importancia que tienen las juntas de hormigonado bien hechas, en el comportamiento posterior de una presa.

En la figura 5.8, para el caso de una resistencia en las juntas de 3 MPa (caso 7), se presenta la evolución del estado de fisuración, en términos de energía disipada (en color rojo, en carga y, en azul, en descarga), a medida que va avanzando la penetración de la deformación (desde 1,53 hasta 6,10 m profundidad de la batería de drenes). En ella se puede apreciar que la simulación de un aumento de resistencia en las juntas de construcción, ha motivado una considerable reducción de la fisuración (llegando casi a su anulación), con respecto a los resultados mostrados en la figura 5.5 para una resistencia en las juntas de 0,5 MPa. Como consecuencia de esto, se ha obtenido en el cálculo una reducción de aproximadamente la mitad en los desplazamientos en coronación, con valores de 5,82 cm en horizontal y de 2,47 cm en elevación, muy similares a los obtenidos en el cálculo elástico-lineal (5,96 y 2,18 cm, respectivamente). Con lo cual se desprende

que a partir de unos 2,5 MPa de resistencia, ambos desplazamientos se mantienen aproximadamente constantes alrededor de los valores obtenidos con el cálculo elástico.

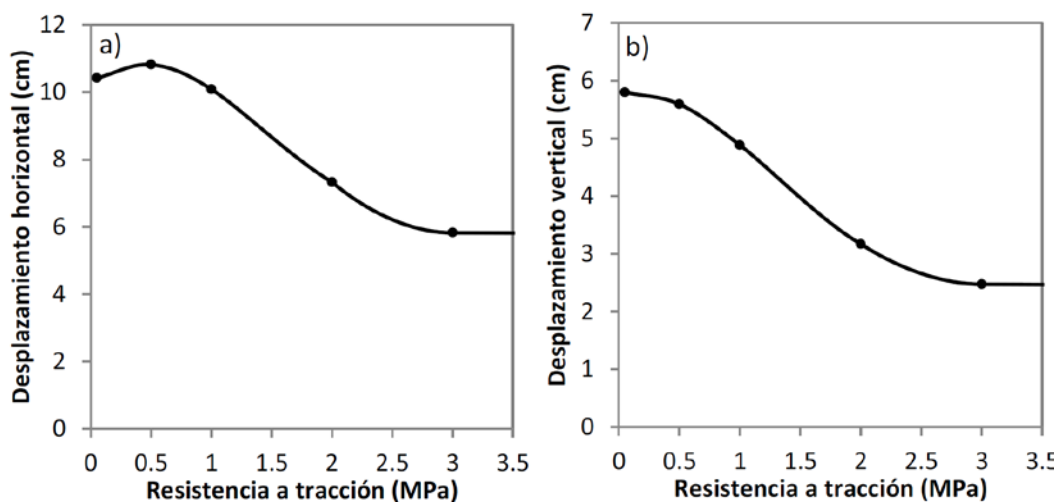


Figura 5.7 – Desplazamiento horizontal y vertical en coronación en función del valor de resistencia a tracción de las juntas.

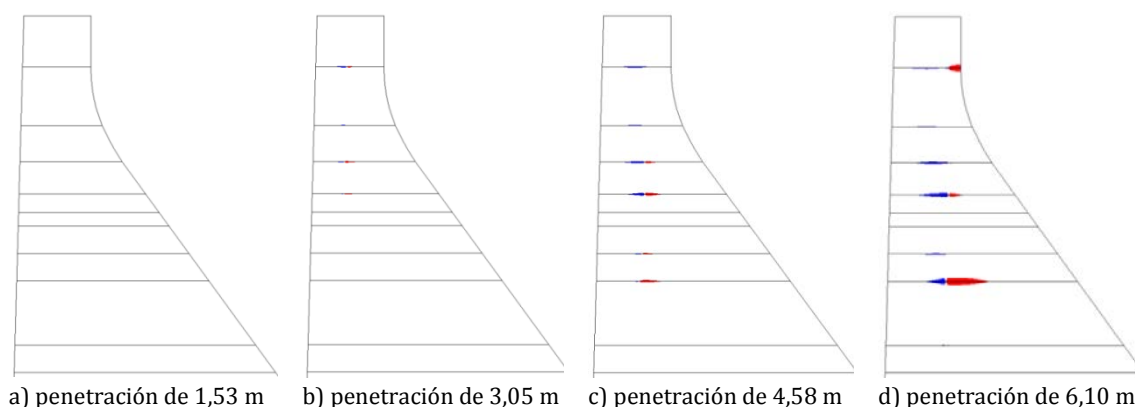


Figura 5.8 – Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una resistencia de 3 MPa en las juntas.

5.7.2. Influencia del nivel de expansión

A fin de evaluar la influencia del nivel de expansión en los desplazamientos, se han realizado cálculos con otros dos diferentes valores de deformación, uno de 0,20 mm/m y el otro de 0,45 mm/m (ambos inferiores a los máximos obtenidos experimentalmente por el Instituto Torroja en testigos sin desecar en estufa), con resistencia de juntas de 0,5 MPa (casos 8 y 9, respectivamente, en la tabla 5.2). En la figura 5.9 se presentan los valores obtenidos en coronación para los desplazamientos horizontales y verticales, respectivamente, en función de diferentes niveles de expansión. Junto con los resultados del cálculo no lineal que permite la apertura de las juntas de hormigonado, se muestra la

recta que representa el comportamiento con juntas elásticas (movimientos debidos sólo a las deformaciones del medio continuo).

En esta figura se puede apreciar claramente que, el caso con juntas no lineales, muestra un rápido crecimiento de los desplazamientos con el aumento de las deformaciones impuestas. Como se ha visto, esto ocurre como consecuencia de la formación, evolución y apertura de fisuras en las juntas de construcción, que se han considerado más débiles en el bloque 13-14. El proceso se acentúa, con un crecimiento no lineal, a medida que aumenta el nivel de la deformación impuesta, lo cual permite alcanzar valores de los desplazamientos similares a los medidos en este bloque, dentro de un rango más razonable de expansiones (valores comprendidos entre 0,35 y 0,45 mm/m).

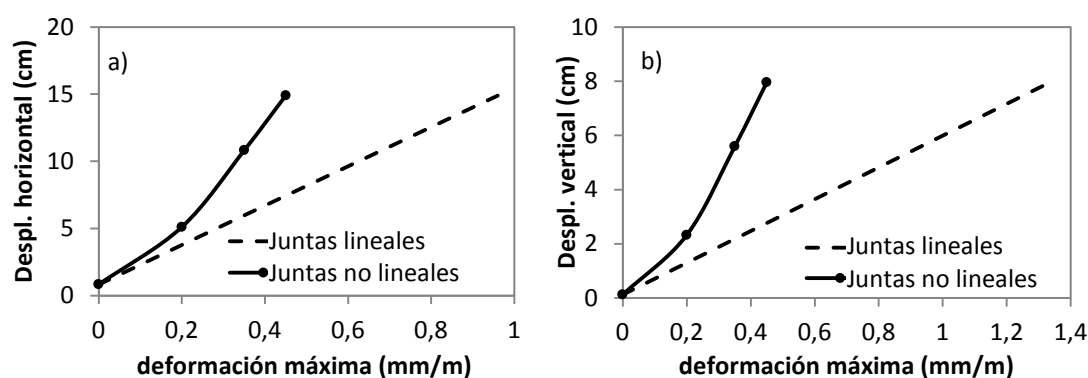


Figura 5.9 - Desplazamiento horizontal y vertical en coronación en función del valor de la deformación impuesta.

5.7.3. Influencia de la subpresión y de la energía de fractura

A fin de evaluar la influencia de la subpresión, se ha repetido el cálculo del caso 3 (deformación de 0,35 mm/m y una resistencia de juntas de 0,5 MPa), sin incluir su acción en las juntas de construcción (caso 10 en la tabla 5.2).

Como resultado se ha obtenido un grado de fisuración similar (ver caso 10 en el anejo 3), si bien con desplazamientos en coronación algo menores, con valores de 9,05 cm en horizontal y 4,45 cm en elevación, con lo cual puede apreciarse su relativa influencia en el comportamiento. También se ha analizado la influencia de la energía de fractura en las juntas, para lo cual se ha repetido el cálculo del caso 3 considerando un gran aumento con valor de 5 veces mayor (caso 11 en la tabla 5.2). El resultado del cálculo ha dado una fisuración de características similares, pero con desplazamientos en coronación un poco menores, con valores de 9,16 cm en horizontal y 4,55 cm en vertical (ver caso 11 en el anejo 3). Se puede apreciar entonces que un aumento considerable del valor de la energía de fractura en las juntas de hormigonado, no cambia considerablemente la situación, con lo cual se comprueba la escasa incidencia de este parámetro.

5.8. COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS CALCULADOS CON LOS MEDIDOS

Hasta ahora sólo se han comparado los desplazamientos calculados con los medidos en coronación del bloque 13-14. A fin de evaluar mejor la validez de las hipótesis adoptadas, en este apartado se comparan los desplazamientos calculados en los distintos casos con los medidos a lo largo de la altura del bloque 13-14 (en las bases de medidas ubicadas en las galerías de la presa a distintas cotas)

En la tabla 5.3 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales calculados en distintos puntos para los casos no-lineales de 0,35 y 0,45 mm/m de expansión. En ella se puede apreciar la diferencia de valores en los desplazamientos verticales de los puntos situados más cerca de aguas abajo con respecto a los de aguas arriba en un mismo nivel de galería (sobre todo puntos 5 con 6 y 7 con 8). Por ejemplo, el punto 5 (cerca de aguas arriba) y 6 (cerca de aguas abajo) presentan una diferencia de cerca de 4 cm en los desplazamientos verticales en ambos casos. En los puntos 6 y 8 los valores son cercanos a 0, incluso negativos, todo lo cual evidencia el giro que sufren las secciones. Por su parte, como era de esperar, los desplazamientos horizontales son más similares en los dos puntos de igual altura.

Punto	Cota (m)	0,35 mm/m de expansión (caso 3)		0,45 mm/m de expansión (caso 9)	
		Desplazamiento (cm)		Desplazamiento (cm)	
		Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
1	124,00	10,82	5,59	14,90	7,95
2	101,25	3,01	3,10	3,93	4,43
3	82,25	1,02	0,60	1,23	0,76
4	81,95	1,00	0,32	1,20	0,41
5	67,25	0,45	0,60	0,53	0,75
6	66,75	0,37	-0,08	0,44	-0,08
7	52,25	0,26	0,25	0,32	0,32
8	51,75	0,17	-0,01	0,20	0,00

Tabla 5.3 - Desplazamientos calculados en los casos no-lineales.

En la figura 5.10 se presenta la comparación entre los desplazamientos horizontales medidos en el bloque 13-14 en el año 2006 y los calculados en los distintos casos (puntos 1, 2, 3 y 7 de la tabla 5.3).

Como se puede observar en la figura, los casos lineales para valores de expansiones iguales o inferiores a 0,45 mm/m, que no contemplan la fisuración, ajustan bien los movimientos en los puntos de medida por debajo de la cota de 82 m. Sin embargo quedan muy por debajo de los desplazamientos medidos en la cota de 100 m y sobre todo

en coronación. Para alcanzar el orden de magnitud de los desplazamientos medidos en coronación sin considerar la fisuración hace falta un valor muy alto de expansión de alrededor de 0,96 mm/m, que además de ser un valor poco realista como ya se ha comentado, genera desplazamientos horizontales por debajo del nivel de coronación muy por encima de los medidos.

Al incluir la posibilidad de fisuración en algunas juntas de construcción a partir de la cota de 85 m, con valores de la expansión comprendidos entre 0,35 y 0,45 mm/m, se obtiene el orden de magnitud de los desplazamientos medidos a lo largo de toda la altura del bloque 13-14, capturándose correctamente el cambio de pendiente registrado por las mediciones a nivel de las cotas de 82 y 100 m, debido precisamente a la incidencia de la apertura de las fisuras. Cabe recordar que todos los casos calculados se realizaron considerando los 10 planos potenciales de fisuración indicados en la tabla 5.1. No se descarta que puedan existir más fisuras que las consideradas, lo que podría representar una mayor aportación de las aperturas de fisura para una dada expansión.

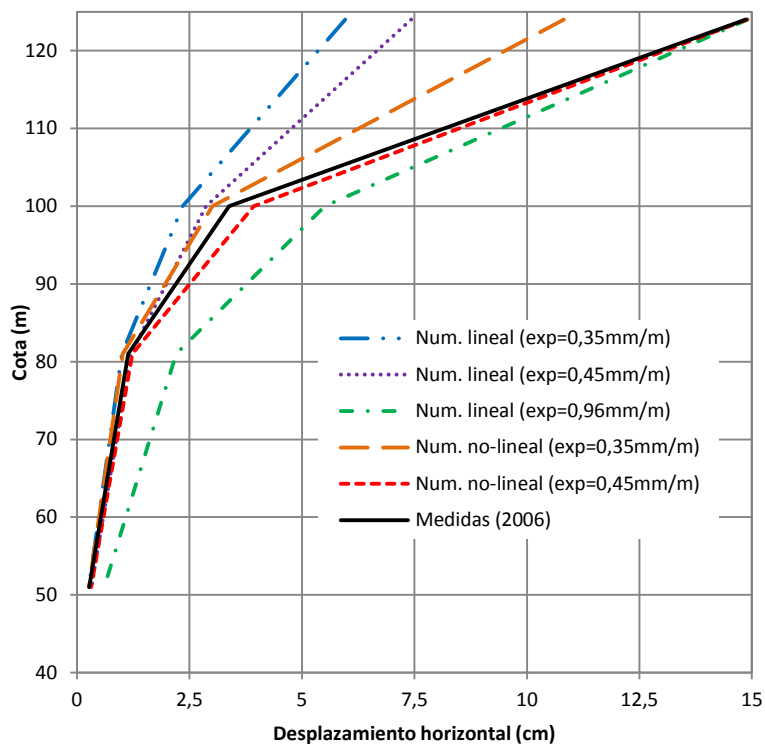


Figura 5.10 – Desplazamientos horizontales medidos y calculados en distintos casos.

Debido a que los datos de nivelación registrados en las galerías de la presa presentan incertidumbres y contradicciones en relación al punto de origen de las mediciones, no se ha realizado su comparación con los desplazamientos verticales calculados.

5.9. ANÁLISIS CON UN MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA

Para complementar el estudio, y a la vez contrastar el criterio de aplicación de la acción expansiva utilizada en los apartados anteriores, se plantea ahora considerar la evolución de los movimientos a lo largo del tiempo, para lo cual se requiere una formulación del proceso de evolución en el tiempo de las deformaciones impuestas en cada punto del cuerpo de presa.

5.9.1. Presentación del modelo simplificado de infiltración de agua

La evolución de la infiltración de agua en el tiempo se determina utilizando la ecuación de Richards para regímenes transitorios. Teniendo en cuenta que el flujo de agua en la presa es preponderantemente horizontal (desde paramento aguas arriba hasta la línea de drenes) se utiliza una solución unidireccional, despreciándose el aporte que puede tener la componente vertical del flujo de agua.

La variación del flujo y la saturación en el medio en función del tiempo, se plantean como resultado de la combinación de la ley de Darcy con la ecuación de continuidad (Cerny y Rovnaníková, 2002). La ecuación de Richards para flujo horizontal (expresión 5.1) y una expresión exponencial simplificada que relaciona la ganancia de agua con el potencial, permiten la formulación del problema (expresión 5.2). La expansión se supone proporcional a la ganancia de agua (expresión 5.3).

$$C(h) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (5.1)$$

$$C(h) = \alpha \theta_{sat} e^{-\alpha h} \quad (5.2)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{max} \cdot \frac{\theta}{\theta_{sat}} \quad (5.3)$$

donde: k – conductividad hidráulica (m/s).

h – potencial (P/γ) (m).

P – presión del agua (Kg/m^2).

γ – peso específico del agua (Kg/m^3).

x – profundidad medida en la horizontal (m).

t – tiempo (s).

$(C(h) = \partial\theta/\partial h)$ es la capacidad específica del medio no saturado.

θ – ganancia de agua (volumen de agua/volumen total).

θ_{sat} – es el valor máximo (de saturación) de la ganancia de agua.

α – es un parámetro que controla la forma de la curva.

ε – deformación por expansión.

ε_{max} – expansión máxima.

La determinación del potencial y de la ganancia de agua para una dada distancia horizontal x se obtiene de la solución numérica del sistema de ecuaciones 5.1 y 5.2. Una descripción más detallada del modelo y del procedimiento para la solución unidimensional se presenta en el anejo 4.

Para los cálculos de la infiltración hay dos parámetros importantes que deben definirse:

- La máxima ganancia de agua (de saturación del hormigón, θ_{sat}): para los cálculos que se presentan más adelante se ha utilizado $\theta_{sat}=7\%$ (la porosidad media del hormigón del bloque es de 7,4% de acuerdo con ensayos realizados por Italcementi en 1980, si bien se ha observado que valores comprendidos entre el 5% y el 10% no han afectado significativamente los resultados de cálculos unidimensionales).
- La conductividad hidráulica (k): el valor de k para el hormigón presenta una gran variabilidad en la diferente bibliografía consultada, con valores que van desde 10^{-9} hasta 10^{-14} m/s (El-Dieb y Hooton, 1995; Breysse y Gérard, 1997; Cerny y Rovnaníková, 2002). Según Vallarino (1991) el valor de k en hormigones de presas es de aproximadamente 10^{-11} m/s, sin embargo, hay causas que aceleran el proceso de infiltración como las posibles grietas, las juntas de construcción y las zonas de defectuosa ejecución.

En un estudio de sensibilidad se ha constatado que pequeñas variaciones en el valor de k no afectan la forma de la evolución de la infiltración de agua pero cambia significativamente la velocidad con que ocurre el proceso. Para los casos de cálculo presentados en este apartado se ha utilizado el valor de $k = 3 \cdot 10^{-10}$ m/s, que ajusta razonablemente bien la evolución de los movimientos en el bloque 13-14. En el anejo 4 se incluye un ejemplo que ilustra la influencia de este parámetro.

5.9.2. Evolución de la infiltración de agua en las secciones transversales

A modo de ejemplo, en la figura 5.11 se presenta la evolución en el tiempo de la ganancia de agua en puntos ubicados a diferentes distancias del paramento aguas arriba, para dos secciones horizontales del perfil trasversal, ubicadas a 20 y 40 m por debajo de la cota de embalse. Se puede apreciar en la figura que con el aumento de la profundidad (mayor diferencia de potencial) la infiltración es más rápida y el proceso de saturación se produce de forma más acelerada.

En la figura 5.12, que presenta este aspecto desde otro punto de vista, se muestra la evolución de la infiltración en términos de la ganancia de agua a distintas edades, para una altura de la sección horizontal del perfil trasversal, ubicada 20 m por debajo de la cota de embalse. Teniendo en cuenta la relación dada por la expresión 5.3, se puede apreciar que esta figura refleja la forma de evolución de los incrementos de volumen a lo largo del tiempo y hacia el interior de la presa desde paramento aguas arriba. En el anejo 4 se

muestran más resultados en esta línea, para otros niveles de profundidad con respecto al embalse.

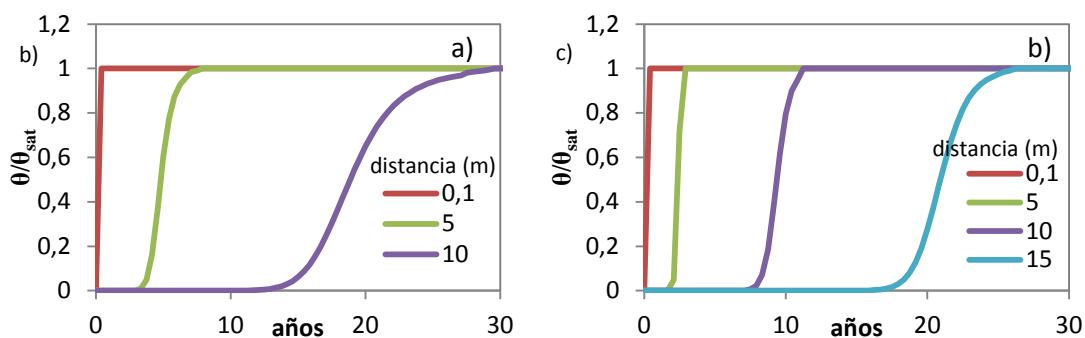


Figura 5.11 – Evolución en el tiempo de la ganancia de agua a distintas distancias desde paramento aguas arriba, para una altura de embalse de 20 m (a) y 40 m (b).

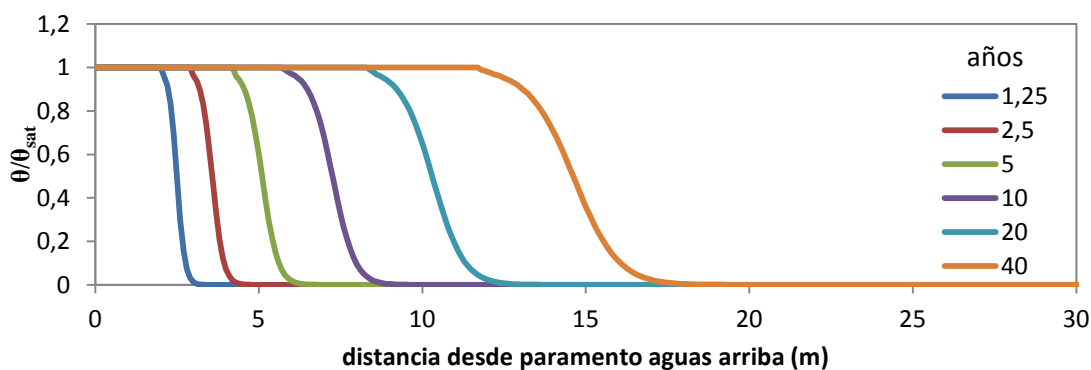


Figura 5.12 – Infiltración horizontal para una altura del embalse de 20m.

Los resultados obtenidos de la evolución de la infiltración convalidan plenamente el criterio empleado en los ejemplos precedentes de los apartados anteriores, en cuanto a la secuencia de aplicación de las deformaciones impuestas comentada en el apartado 5.6, lo cual ha resultado clave para que se produzca la formación y posterior evolución de la fisuración progresiva y, en consecuencia, los desplazamientos calculados.

5.9.3. Evolución de los desplazamientos en el bloque 13-14

Para la realización de estos cálculos, primero se soluciona el problema de infiltración de agua para diferentes secciones horizontales del perfil transversal del bloque. A partir de estos resultados, se elaboran una serie de ficheros con los incrementos de deformaciones impuestas en cada nodo de la malla (ver anejo 4), cada uno referente a una edad del bloque de presa. Posteriormente, se procede al cálculo mecánico de la misma manera que en el apartado 5.6, incluyéndose las subpresiones como cargas distribuidas en

los labios de las juntas a medida que las fisuras progresan. La presa se embalsó por primera vez en diciembre de 1965, si bien con posterioridad se bajó de cota para llevar a cabo una serie de trabajos complementarios, para volverse a llenar en 1969. La pantalla de drenaje se ejecutó entre 1972 y 1974 entre coronación y la galería de cota 100, y desde ésta hasta la galería de la cota 82.

En las simulaciones, primeramente se incluyó el cálculo del peso propio y el empuje hidrostático, y posteriormente los incrementos de volumen a lo largo del tiempo. Por simplificación no se simularon las variaciones de nivel del embalse. Se supone que las expansiones empiezan con el embalse ya lleno. Como el llenado total solo se mantuvo después de 1969, se toma este año como año cero de la simulación.

Se han calculado casos con deformaciones máximas de 0,35 y 0,45 mm/m, suponiendo una línea de drenaje ideal incorporada en el quinto año del cálculo (equivalente a 1974). Los drenes, se han introducido en el cálculo suponiendo que a partir de ese momento el agua no pasa por los mismos (drenes 100% eficientes) y descargando las subpresiones que pudiera haber en las juntas ubicadas entre la línea de drenes y el paramento aguas abajo. A fin de contar con datos cuantitativos de la influencia del drenaje en los movimientos del bloque, se han calculado también casos con las mismas deformaciones (0,35 y 0,45mm/m) sin incluir el drenaje. Conviene recordar que por simplificación del modelo, se ha supuesto solamente la existencia de flujo horizontal que es el que habría preponderantemente en la zona comprendida entre el paramento aguas arriba y la línea de drenes. Al eliminar los drenes se subestima entonces el aporte del flujo vertical al avance del agua.

En la figura 5.13 se presenta la zona del bloque que está saturada al final de la simulación numérica (transcurridos unos 40 años) para los casos con y sin drenaje. Como se puede observar en el caso sin drenaje el hormigón está saturado en casi toda la sección del bloque de presa mientras que al considerar una pantalla de drenaje ideal la saturación se limita a la línea de drenes.

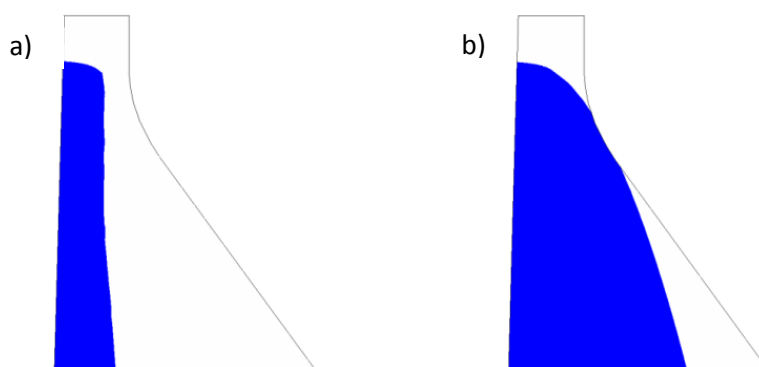


Figura 5.13 – Avance de la imbibición de agua en el hormigón transcurridos 40 años. a) con drenaje y b) sin drenaje.

En la figura 5.14 se presenta la evolución de la fisuración hasta alcanzar el estado final de la simulación numérica para el caso con 0,35 mm/m de expansión con drenaje (arriba) y sin drenaje (abajo). Se puede observar que la fisuración con drenaje se produce y evoluciona de manera muy similar a la obtenida en la figura 5.5, mientras que sin el drenaje el deterioro es mayor, con la mayoría de las superficies de fisuración extendiéndose completamente de un paramento al otro paramento.

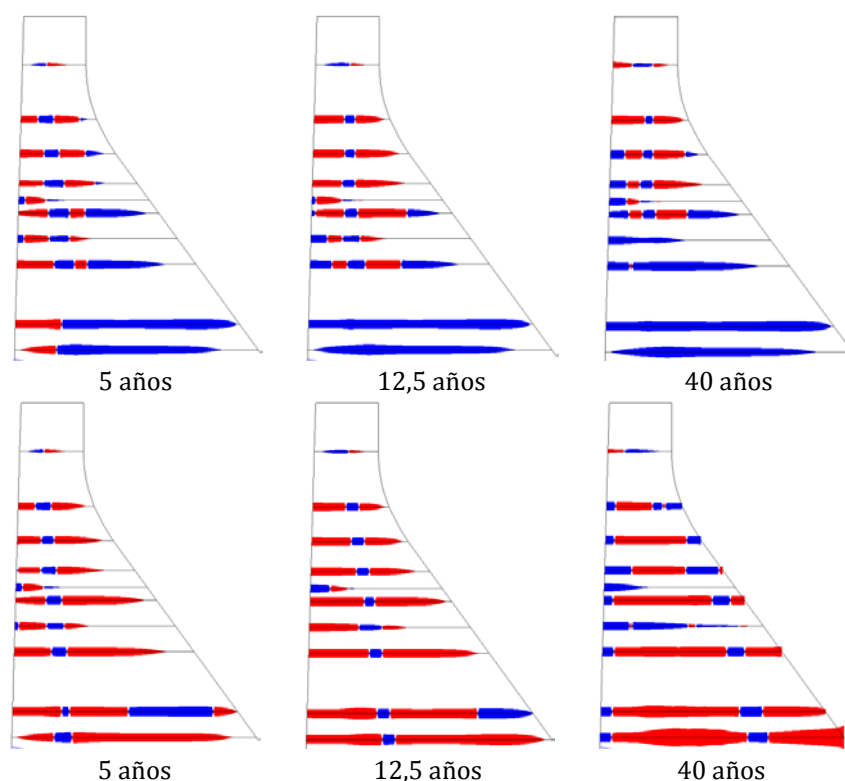


Figura 5.14 – Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada para 0,35 mm/m de expansión con drenaje (arriba) y sin drenaje (abajo).

En la figura 5.15 se presentan las diferentes curvas de evolución de los desplazamientos horizontales a lo largo del tiempo, tanto de los valores calculados (líneas discontinuas de distinto trazo) como de los valores medidos en la presa (línea continua). Estos desplazamientos se presentan para diferentes cotas de la presa: coronación (cota 124m) y en las galerías de cota 100 m, 82m y 51 m.

En los resultados de coronación (figura 5.15a), se puede observar que la tendencia de la evolución de los movimientos reales parece un caso intermedio entre los cálculos con y sin drenes. Esto parece razonable teniendo en cuenta que en los cálculos los drenes se han supuesto ideales con una eficiencia total, mientras que los drenes reales, dadas sus características, permitirían que pase alguna cantidad de agua, lo que podría justificar que las bases de medida siguen moviéndose, pero de una forma mucho más lenta de lo que se observa en los casos calculados sin drenaje. En cuanto a la magnitud de los desplazamientos, el caso con 0,45 mm/m de expansión es el que ajusta adecuadamente los

datos medidos, si bien no se descarta un posible aporte adicional de aperturas de otras juntas de construcción no incluidas en estas simulaciones.

En las figuras 5.15b, 5.15c y 5.15d correspondientes a los desplazamientos horizontales en las galerías, se puede apreciar que las tendencias de evolución de los cálculos con y sin drenes son más similares y concuerdan con la tendencia de los datos registrados. En cuanto a la magnitud, en la galería 100 el caso con 0,35 mm/m de expansión es el que ajusta más adecuadamente los datos medidos, mientras que en las dos galerías restantes prácticamente coinciden los resultados numéricos y los reales.

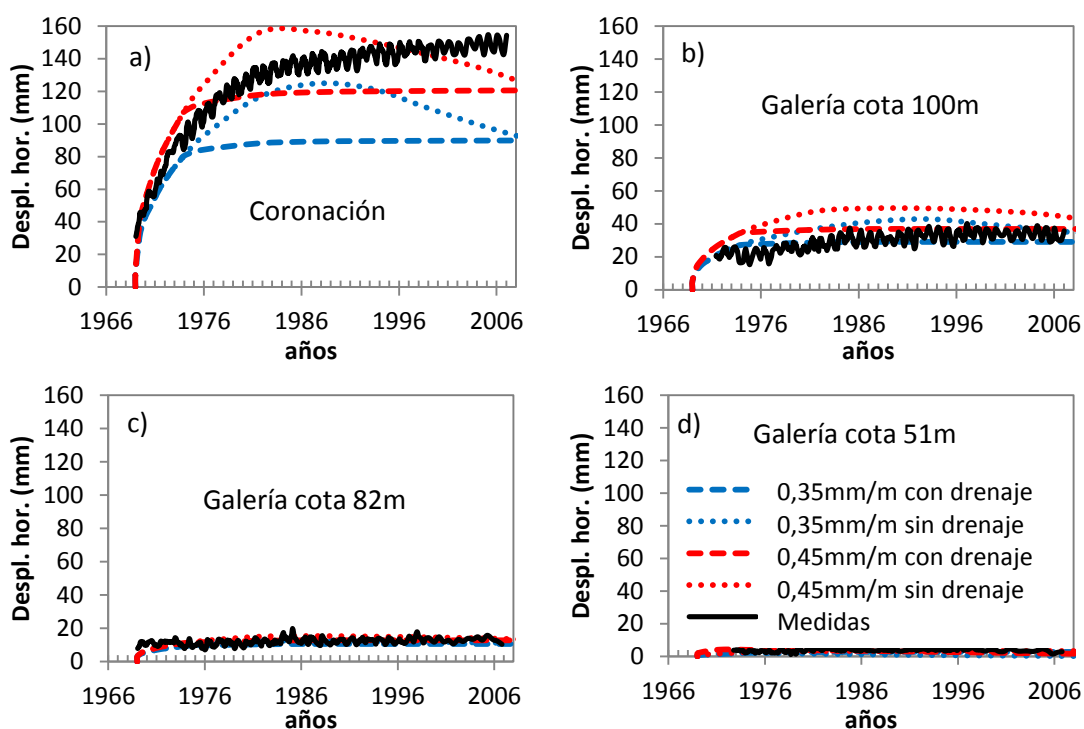


Figura 5.15 – Desplazamientos horizontales medidos y calculados en distintos puntos del bloque.

Se puede apreciar en las curvas de los casos en los que no se ha considerado el efecto de los drenes, que los desplazamientos horizontales siguen creciendo hasta aproximadamente los 15-20 años, momento a partir del cual empiezan a disminuir. Esto último ocurre porque el frente de expansión al ir superando en cada nivel de profundidad su centro de gravedad, tiende a recuperar el giro de la sección, aportando incrementos de desplazamientos horizontales hacia aguas arriba que van reduciendo los movimientos totales.

También se observa que la diferencia de magnitud en la evolución de los desplazamientos horizontales entre los casos con y sin drenes crece en las cotas superiores. A mayores profundidades, debajo de la galería 100, las diferencias son nulas o reducidas, mientras que por encima van aumentando hasta ser considerables en

coronación, donde se pasa de valores máximos de 9 cm en el caso sin drenaje a más de 12 cm para el caso drenado con una expansión de 0,35 mm/m, y de 12 cm a 16 cm para 0,45 mm/m de expansión. Esto pone de manifiesto que la principal influencia del drenaje se produce en la zona de las fisuras (el caso con los drenes frena la extensión de las fisuras hacia aguas abajo y el valor máximo de apertura, produciendo también un efecto de descarga al comenzar su acción).

En cuanto al efecto observado en los casos sin drenaje, en los que se produce una reducción de los desplazamientos horizontales a partir de los 15–20 años de simulación (entre 1984 y 1989 en la figura 5.15), esto concuerda cualitativamente con lo que ocurre en otros bloques de la presa como el 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9 y 9-10 en los que se observa (sobre todo en el bloque 9-10 del que se dispone de mediciones desde el origen, que se muestra en la figura 5.16) que los movimientos llegan a un valor máximo y luego empiezan a bajar progresivamente con el tiempo.

Este comportamiento podría indicar que estos bloques presentan una acción de los drenes menos eficiente que en el bloque 13-14, lo cual parece razonable teniendo en cuenta que la pantalla de drenaje está compuesta por drenes de 10 cm de diámetro distanciados cada 4 m, salvo en los bloques centrales (que incluye al 13-14) en que la distancia de separación es de 2 m.

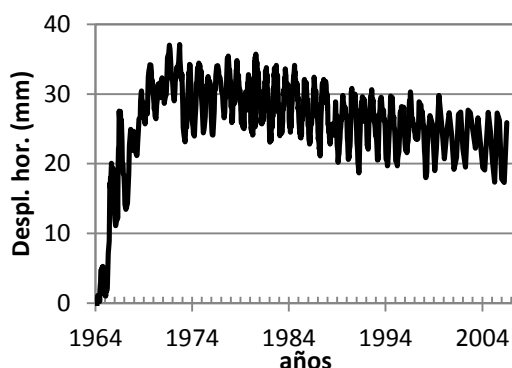


Figura 5.16 – Desplazamientos horizontales medidos en el bloque 9-10.

5.10. CONSIDERACIONES FINALES

En este capítulo se ha presentado una simulación numérica basada en el método de los elementos finitos 2D, que incluye elementos junta para representar la fisuración. Se han incorporado en el modelo planos potenciales de fisuración, coincidiendo con algunas juntas de construcción, para lo cual se ha tenido en cuenta un levantamiento detallado de fisuras realizado en paramento aguas arriba de la presa.

Los resultados numéricos obtenidos permiten explicar de forma más consistente el comportamiento diferenciado detectado en la presa de Mequinenza, sin necesidad de dar

una magnitud excesiva en el bloque 13-14 a la expansión generada por un proceso de imbibición de agua en el hormigón, a fines de ajustar los movimientos medidos en la presa. Para la simulación adoptada con una resistencia a la tracción baja en algunas juntas de construcción, niveles expansivos comprendidos entre 0,35 y 0,45 mm/m permiten obtener valores de los desplazamientos en coronación similares a los registrados en el bloque 13-14 (quizás tendiendo a 0,35 si se incluyeran otras posibles fisuras no consideradas en la actual discretización). Asimismo, adoptando una mayor resistencia en las juntas de construcción tal como cabe esperar en otros bloques vecinos al 13-14, la situación cambia totalmente ya que la simulación muestra que se reduciría considerablemente la fisuración, y en consecuencia la magnitud de los movimientos.

Un aspecto clave de la modelización ha sido el empleo de elementos junta. La acción combinada de una expansión (debida a un entumecimiento y/o hidratación de la cal libre) que va avanzando desde paramento aguas arriba, junto con la consideración de planos de debilidad en el bloque 13-14, ha posibilitado la simulación numérica de formación y posterior evolución de fisuras (o grietas). La formulación de los elementos junta en términos de desplazamientos relativos, permite representar unas aperturas de fisura que contribuyen decisivamente en el aumento de los desplazamientos de este bloque. En cambio, una simulación sólo con medio continuo, requiere unos valores de expansión muy altos y poco realistas. Para la simulación adoptada, niveles expansivos comprendidos entre 0,35 y 0,45 mm/m permiten obtener valores de los desplazamientos en coronación similares a los registrados en el bloque 13-14 (quizás tendiendo a 0,35 si se incluyeran otras posibles fisuras no consideradas en la actual discretización).

Los trabajos han incluido diversos análisis referentes al rango de variación de las expansiones, la variación de los principales parámetros materiales empleados para las juntas de construcción como resistencia a tracción y energía de fractura, la incidencia de la subpresión, influencia de la tubería de captación y comparación de los desplazamientos calculados con movimientos registrados, tanto en coronación como en galerías.

Los resultados obtenidos con la simulación conjunta del proceso de infiltración de agua junto con la modelización mecánica con elementos junta, han puesto de manifiesto la gran potencialidad de la herramienta de cálculo empleada. Han permitido, por un lado, confirmar satisfactoriamente la hipótesis de comportamiento previamente formulada, y a su vez, también han aportado numerosos aspectos nuevos al análisis. Se desprende también de estos resultados, la gran importancia que ha tenido el drenaje realizado en la presa hace casi 40 años en el efecto de amortiguar y estabilizar los movimientos, tal como se evidencia en las mediciones.

CAPÍTULO 6

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE PASO NUEVO

6.1. INTRODUCCIÓN

Dando continuidad al estudio de presas reales, en este capítulo se aborda el comportamiento de la presa de Paso Nuevo, afectada por problemas expansivos internos (ASI y RAA). Para llevarlo a cabo se desarrolla un análisis numérico en el que se evalúa la incidencia estructural generada por las acciones expansivas. Teniendo en cuenta la estructura tipo arco-gravedad de esta presa y a fin de lograr capturar adecuadamente su comportamiento, el análisis se ha llevado a cabo mediante una modelización 3D.

En el §6.2 se describen las características de la presa y el comportamiento anómalo observado. En el §6.3 se presenta un resumen de los estudios generales realizados de forma previa al análisis estructural y se analizan hipótesis sobre las posibles causas del comportamiento observado. A continuación, en el §6.4 se presenta la modelización 3D de la presa, donde se describen las principales características de la generación de la geometría y de la malla de elementos finitos. En el §6.5 se presentan los resultados de diversas simulaciones numéricas: estudios iniciales a fines de determinar la distribución de deformaciones en la presa, el análisis del comportamiento global de la presa, un estudio específico de la zona de galería superior cercana al estribo izquierdo y, finalmente, un

análisis no lineal del bloque 11 de la presa, uno de los más afectados por la problemática expansiva. Por último, en el §6.6 se resumen los principales aspectos del estudio realizado.

6.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO

La Presa de Paso Nuevo forma parte de la explotación hidroeléctrica del río Ésera, situada a pocos kilómetros al norte de Benasque (Huesca, España). Se trata de una estructura de arco-gravedad con una altura máxima de 73 m, con una longitud de coronación de 195m, concluida en 1969. En la figura 6.1 se presentan vistas de la presa desde la zona, tanto de aguas abajo (Figura 6.1a) como de aguas arriba (Figura 6.1b).

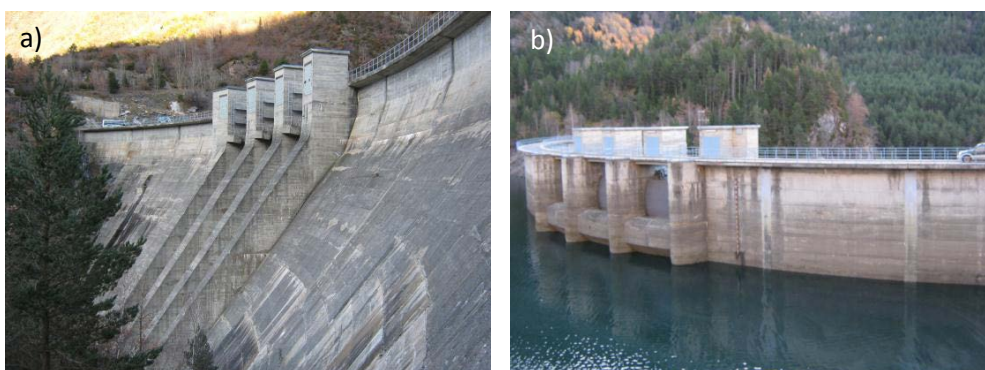


Figura 6.1 – Vistas de la presa desde la zona de aguas abajo y aguas arriba.

Inicialmente la presa sólo disponía de péndulos y manómetros (1972, si bien los primeros datos de los péndulos son de 1978), sin poder tomar medidas de nivelación y colimación, cuya red se introdujo en el año 1984 (15 años después de su puesta en servicio). En la figura 6.2 se presenta la ubicación de las bases de medida en coronación de la presa (entre paréntesis el número del bloque correspondiente).

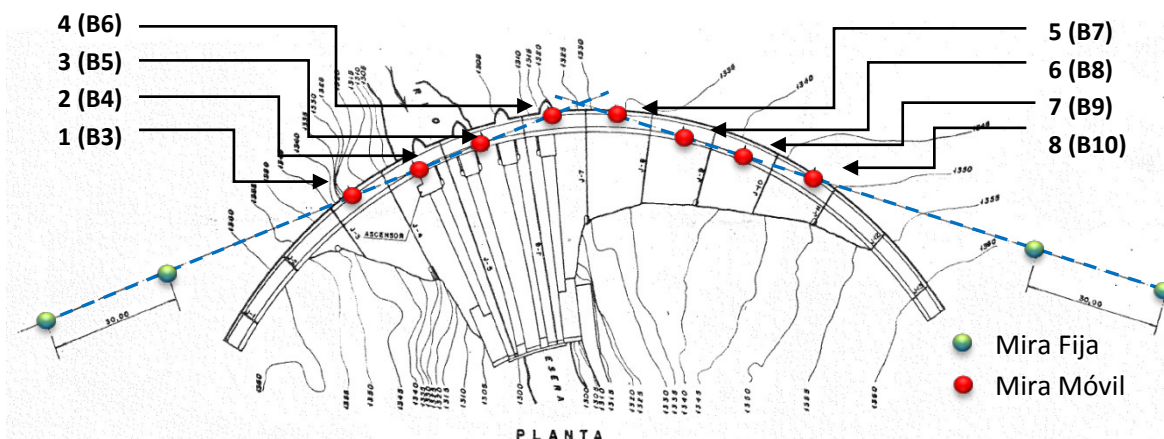


Figura 6.2 – Sección perimetral y bases de medida en planta de la presa de Paso Nuevo.

En la figura 6.3 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales en coronación del bloque 5 (bloque central del aliviadero) y del bloque 7. En ella se puede apreciar, aparte de los movimientos cíclicos anuales por razones térmicas, unos movimientos remanentes tanto en vertical (de hasta 30 mm) como en horizontal (de hasta 44 mm hacia aguas arriba).

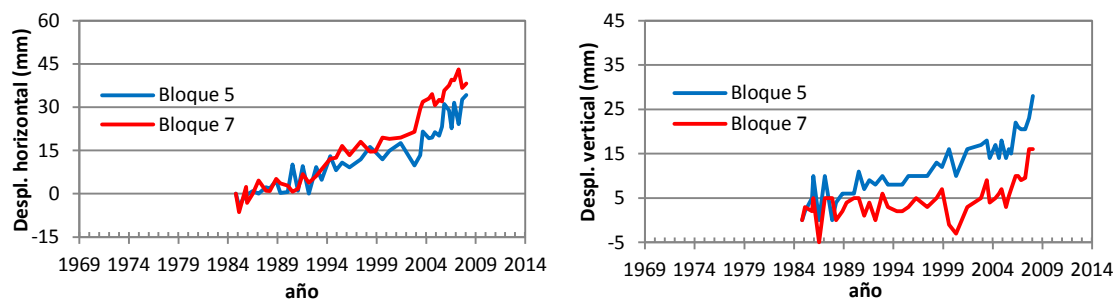


Figura 6.3 – Desplazamientos horizontales y verticales en coronación de la presa de Paso Nuevo.

En la figura 6.4 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales registrados en las bases de coronación de los distintos bloques de la presa (correspondientes al año 2006), donde se puede apreciar que existen movimientos remanentes en todos los bloques.

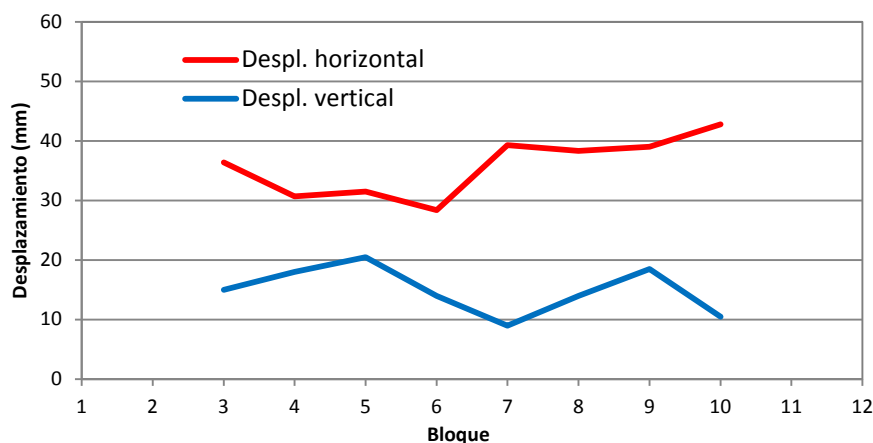


Figura 6.4 – Desplazamientos horizontales y verticales en coronación de la presa de Paso Nuevo.

Por otro lado, en distintos sectores de la presa se observan zonas que presentan una fisuración de tipo enramada, como por ejemplo en algunos puntos de coronación (ver figura 6.5a), en bloques de cierre de hormigonado (figura 6.5b) y en cuerpo de presa, sobretodo cerca de los estribos y en el medio de la presa cerca de la base (figura 6.5c). También se observa una fisuración oblicua en la galería de la cota 1350 m cerca de la junta 11, tal como se muestra en la figura 6.6.

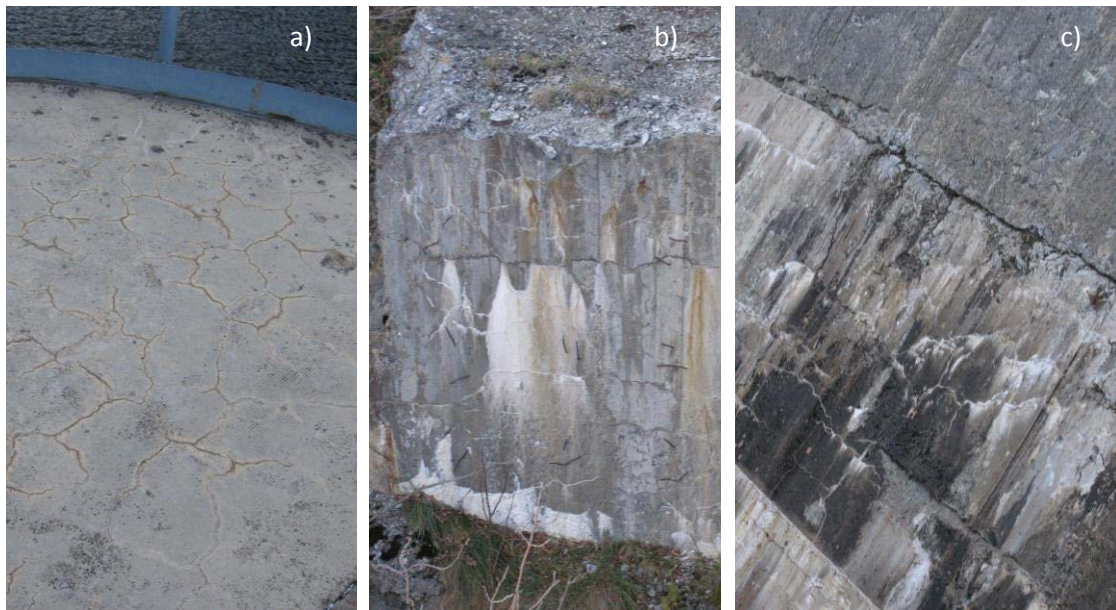


Figura 6.5 – Fisuración enramada observada en coronación (a), en bloques de cierre de hormigonado (b) y en cuerpo de presa (c).



Figura 6.6 – Fisuración oblicua en la galería a cota 1350 m cerca de la junta 11.

Una característica interesante que se pudo observar en las diversas visitas realizadas a la presa, es la existencia de dos frentes de cantera, tal como se muestra en la figura 6.7, ubicados cerca de la estructura, uno pequeño que corresponde al inicio de los trabajos de hormigonado (1ª fase), ya que era el más cercano a la central de hormigonado, y otro más grande que probablemente fue utilizado en la mayor parte de la presa (2ª fase). En el libro de presa existe constancia de la segunda cantera, cuya explotación coincide con el inicio del citado libro.

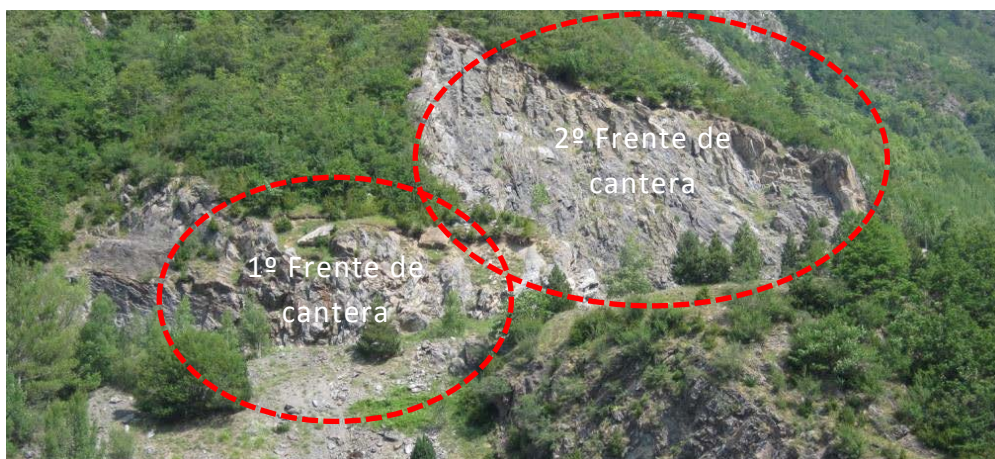


Figura 6.7 – Frentes de cantera utilizados en el hormigonado de la presa.

6.3. RESUMEN DE LOS ESTUDIOS GENERALES REALIZADOS

La fisuración enramada observada en distintas zonas de la presa es característica de fenómenos expansivos, tal como se ha visto en el capítulo 2. Una acción de este tipo podría ser la causa, no sólo de la fisuración observada, sino también de los desplazamientos remanentes medidos en las distintas bases.

Si se tratara de una expansión generalizada, cabría esperar una cierta relación entre los desplazamientos verticales y la altura de los bloques, de modo que cuanto más alto sea el bloque, mayor debería ser su desplazamiento vertical, sin embargo esto no es lo que se observa en la figura 6.4. Por ejemplo, el bloque 5 con 70 m de altura se ha elevado cerca de 20 mm, mientras que el bloque 9 con 30 m de altura tiene una elevación similar de cerca de 20 mm y el bloque 7 con 40 m de altura se ha elevado 10 mm.

Con relación a los desplazamientos horizontales, si se tratara de una expansión generalizada cabría esperar desplazamientos hacia aguas arriba debido en parte a la geometría en arco de la presa (en que se esperarían desplazamientos hacia aguas arriba en mayor medida en los bloques más centrales a la presa) y debido a la esbeltez de los bloques (se esperarían mayores desplazamientos horizontales en los bloques más esbeltos dependiendo de la distribución de las deformaciones), sin embargo esto no es lo que se observa en la figura 6.4 donde los bloques desde el 7 al 10 presentan unos movimientos del orden de 40 mm mientras que los bloques del 3 al 6 (mayores y más esbeltos que los anteriores) presentan unos movimientos algo menores de cerca de 30 mm.

Las características observadas en la estructura, como la fisuración enramada y los desplazamientos remanentes diferidos en el tiempo, indican una posible expansión como causa, sin embargo viendo las características de los desplazamientos medidos, comentadas en los párrafos anteriores, parece razonable pensar que la expansión no sea

generalizada en toda la presa, sino que esté actuando en mayor medida en algunos bloques de la misma.

La acción diferenciada de la expansión en los bloques podría estar relacionada con la existencia de dos hormigones en la presa, uno con áridos del primer frente de cantera y otro con áridos del segundo frente. Después del análisis de la documentación y de la inspección visual queda la duda de ¿por qué dos frentes de cantera? Una posibilidad es que empezaran a hormigonar con áridos extraídos del primer frente y, al constatar posibles problemas, abrieran el segundo frente de cantera. Esta hipótesis se refuerza al observar la geología local, que según los mapas del Instituto Geológico y Minero de España presentan importantes variaciones en pequeñas distancias.

Un punto interesante que viene a apoyar la hipótesis de una expansión no generalizada es que al comparar la ubicación de las fisuras enramadas con el mapa de hormigonado, se pone de manifiesto que la gran mayoría están en la zona correspondiente al hormigonado realizado en la primera fase de la obra y que no viene reflejado en el libro de presa. No hay información de cuando se cambió de cantera en la documentación, pero es razonable pensar que el hormigonado inicial, no reflejado en el libro, corresponde principalmente al primer frente de cantera. En la figura 6.8 se presenta el mapa de hormigonado de la presa, dividido en las dos fases de hormigonado.

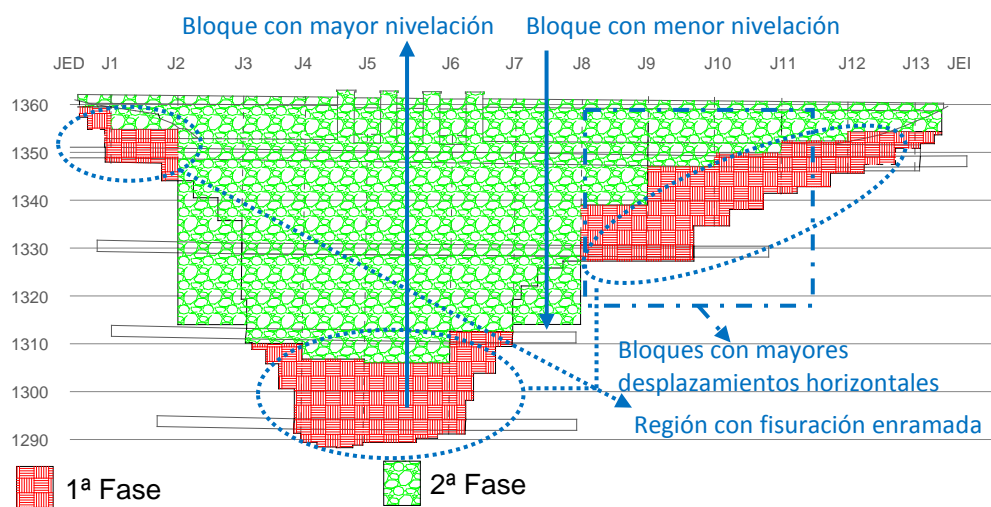


Figura 6.8 – Correlación entre mapa de hormigonado y movimientos en la presa.

Si comparamos los desplazamientos medidos con la cantidad de hormigón de primera fase en cada bloque se observa que:

- El bloque con mayor elevación es uno de los que tiene mayor cantidad de hormigón de primera fase (Bloque 5 entre J5 y J6 en figura 6.8);
- El bloque con menor elevación es el que tiene menor cantidad de hormigón de primera fase (bloque 7 entre J7 y J8 en figura 6.8);

- Los desplazamientos horizontales son mayores cerca del estribo izquierdo, zona hormigonada en gran parte con hormigón de primera fase.

Para confirmar la posibilidad de la existencia de una expansión en el hormigón, se llevó a cabo una campaña experimental en la presa, donde se extrajeron una serie de testigos del hormigón de las dos fases. A estos se les realizaron una serie de ensayos para la detección de posibles reacciones expansivas (tinciones selectivas para el ASI y la RAA, microscopía óptica, difracción y fluorescencias de rayos X y microscopía electrónica de barrido). Se constató en esta campaña la existencia de sulfuros de hierro en los áridos, sobretudo en el hormigón de la primera fase, además de abundante etringita en el mismo. También se ha encontrado gel de las reacciones álcali-árido, si bien el ASI parece predominante (Espinós *et al.*, 2010).

Por todo lo expuesto, se supone que la presa presenta expansiones diferenciadas en el hormigón de las dos fases, con valores posiblemente superiores en el de la primera fase. Dichas expansiones serían debidas principalmente al ASI, si bien no se descarta el aporte a las deformaciones que pueden tener las RAA.

6.4. MODELIZACIÓN 3D DE LA PRESA

Teniendo en cuenta la tipología tipo arco-gravedad de la presa, el análisis de su comportamiento estructural se ha abordado mediante una simulación numérica 3D. La representación de la geometría de la presa y del terreno circundante se ha llevado a cabo tomando como referencia la información de los planos de construcción y los datos del cronograma de hormigonado contenidos en el libro de presa (aportados por Acciona Energía, S.A.), así como de algunos aspectos no referenciados en la documentación disponible, detectados en las visitas (tales como el cambio de dirección de la galería de la cota 1350 en la zona próxima al estribo izquierdo y la existencia de bloques de cierre de hormigonado).

6.4.1. Generación de la geometría

En la figura 6.9 se presentan dos vistas de la geometría de la presa, tanto desde aguas abajo como desde aguas arriba, en las que se indica el terreno en color verde, en rojo el hormigón de primera fase y en azul el hormigón de segunda fase (de acuerdo con la figura 6.8). Se ha procurado simplificar diversos aspectos de la geometría, con el objetivo de reducir los grados de libertad del problema durante el proceso de generación de la malla (de por sí elevados en una representación 3D).

Para ello, se ha simplificado la superficie expuesta del terreno en zonas alejadas de la presa y el contacto presa-terreno de los bloques más centrales (de junta 3 a junta 11). El contacto presa-terreno de los demás bloques se ha mantenido aproximadamente de

acuerdo a la información de los planos, ya que corresponden a la zona donde se pretende estudiar las causas de las fisuras oblicuas observadas en la presa.

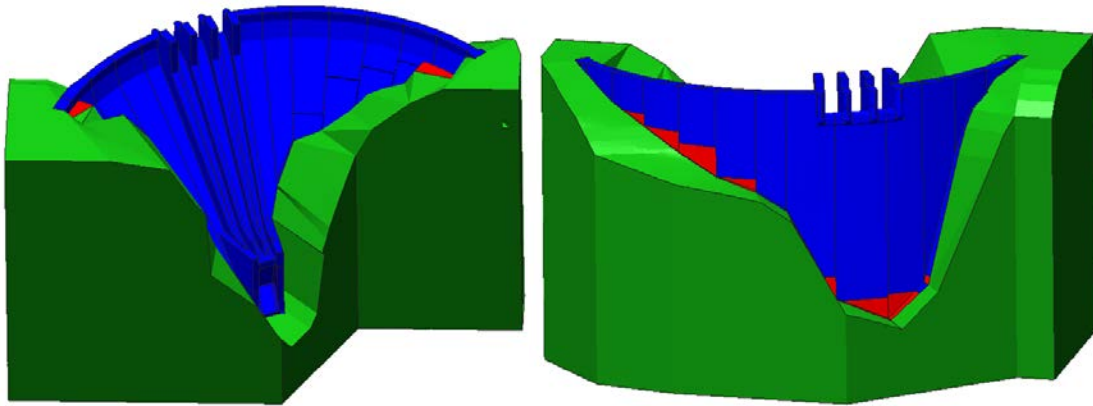


Figura 6.9 – Vistas desde aguas abajo y desde aguas arriba de la geometría de la presa.

De las cuatro galerías existentes en la presa, se ha representado solamente la galería superior (cota 1350 m) que corresponde a la zona de interés, tal como se muestra en la figura 6.10. En dicha figura se observa que en la zona central de la presa (de junta 3 a junta 11) se ha simplificado la geometría de la galería con una forma rectangular, mientras que se mantiene su geometría original en los demás bloques, donde se observan las fisuras mencionadas. También se ha tenido en cuenta el cambio de dirección de la galería de la cota 1350 en la zona próxima al estribo izquierdo.

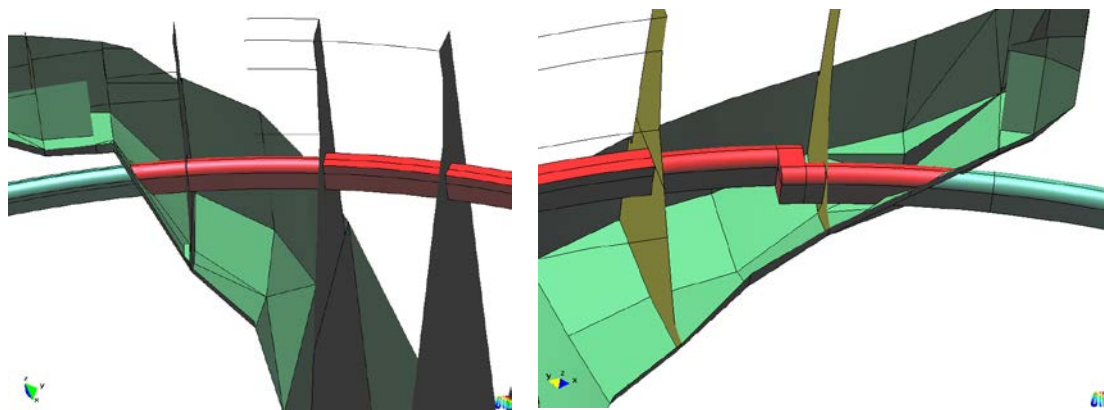


Figura 6.10 – Detalle de la galería cerca del estribo derecho e izquierdo, respectivamente.

También se han discretizado los bloques de cierre de hormigonado observados en las visitas, que no figuran en los planos de construcción de la presa, pero se piensa que podrían tener una significativa influencia en su comportamiento mecánico.

A la geometría inicial, con posterioridad, se le han incorporado planos de juntas en el contacto de la presa con el terreno y en planos verticales entre los bloques de la presa,

tal como se presenta en la figura 6.11. Los cálculos iniciales pusieron de manifiesto la necesidad de incorporar el efecto de las juntas entre bloques, cuya apreciable influencia se verá en los resultados que se presentan más adelante.

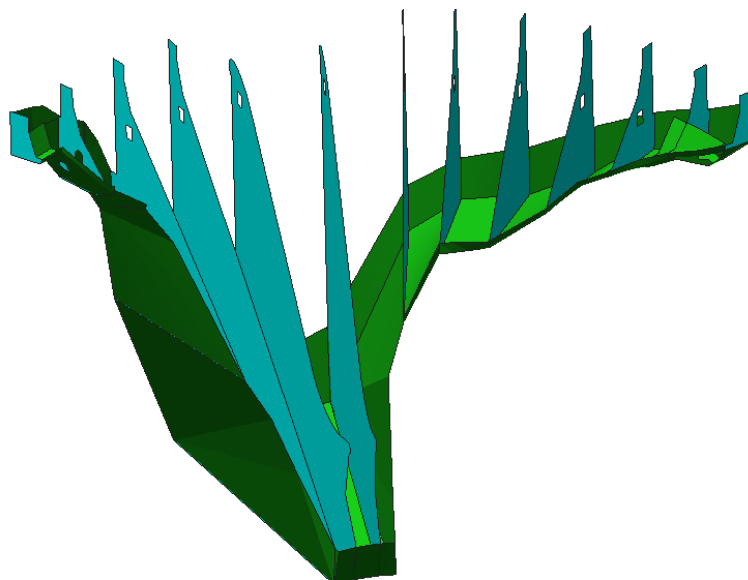


Figura 6.11 – Planos de juntas entre bloques de presa (en azul) y en el contacto presa-terreno (en verde).

6.4.2. Malla de elementos finitos

A partir de la geometría, se pueden generar diferentes mallas variando la densidad de elementos finitos en función de distintos aspectos, tales como zonas de mayor interés de estudio, gradientes de deformación debido a las características de la expansión, etc. Para los cálculos se ha generado una malla con elementos de tamaño máximo de 0,5m en coronación (donde se medirán los desplazamientos) y de 0,3 m en la zona de interés del bloque 11 (donde se observan las fisuras oblicuas).

A fin de limitar el número de nodos y por lo tanto las dimensiones de cálculo del problema, en los demás elementos de la presa se han utilizado elementos de tamaño máximo de 1 m en paramento y hasta 3 m en el interior del cuerpo de presa, además de elementos de tamaño máximo de 5 m en el terreno. Se ha generado una malla de 64326 nodos, 268669 tetraedros lineales como elementos de medio continuo, y 16359 elementos junta triangulares de espesor nulo. En la figura 6.12 se presentan vistas de la malla desde aguas abajo y desde aguas arriba.

Para las condiciones de contorno se ha restringido el movimiento vertical (z) en el plano horizontal inferior del terreno, y los movimientos en las direcciones x e y en los planos verticales que forman el contorno del terreno.

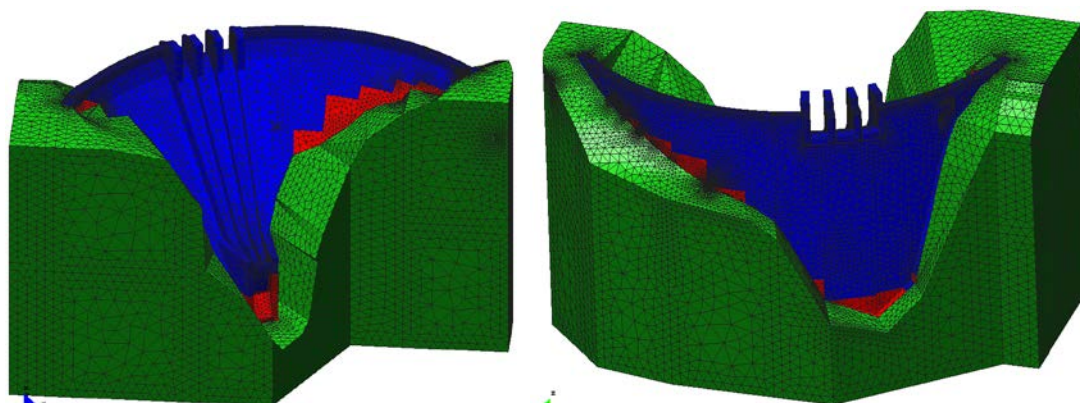


Figura 6.12 – Vistas de la malla de elementos finitos desde aguas abajo y desde aguas arriba.

6.5. RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA SIMULACIÓN 3D DE LA PRESA

Se han adoptado para los parámetros materiales los siguientes valores: módulo de Young de 20 GPa y 70 GPa para el hormigón y la roca, respectivamente, y valor del coeficiente de Poisson de 0,2 para ambos materiales. Para los elementos junta en el contacto presa-terreno se han utilizado coeficientes de rigidez ($K_n = K_t = 10^9 \text{ KN/m}^3$), de modo de simular un comportamiento muy solidario entre presa y terreno (equivalente a la ausencia de juntas).

Para las juntas entre bloques de presa se ha adoptado una constante elástica normal muy alta ($K_n = 10^9 \text{ KN/m}^3$), mientras que para la constante elástica tangencial se han supuesto tres condiciones: una con un valor de K_t alto ($K_t = 10^9 \text{ KN/m}^3$) que correspondería al comportamiento solidario; otra de valor bajo ($K_t = 10^2 \text{ KN/m}^3$) que implica un bajo efecto de arrastre entre bloques, y la tercera de valor intermedio ($K_t = 10^5 \text{ KN/m}^3$).

Las acciones expansivas se consideran como deformaciones impuestas en los nodos de la malla de elementos finitos. La distribución que presentan en el interior del cuerpo de presa puede variar en función del tipo de acción expansiva. La distribución de las deformaciones debidas al ASI se puede estimar utilizando el modelo cinético desarrollado en el capítulo 3 de esta tesis. En cuanto a las deformaciones debidas a las RAA, se puede estimar su distribución utilizando un modelo cinético existente en la bibliografía como, por ejemplo, el propuesto por Ulm *et al.* (2000) o el de Saouma *et al* (2007).

Una aplicación conjunta del modelo cinético del ASI y un modelo cinético para las RAA se presenta en el capítulo 7 en el análisis 2D de un perfil transversal de la presa de Graus. Sin embargo, resultaría un problema complejo de aplicar en una representación 3D como se ha adoptado para la presa de Paso Nuevo, por lo cual en este caso se utilizará una

distribución simplificada, de tipo fenomenológico, de las deformaciones expansivas actuantes.

En primer lugar, la acción expansiva se considera de forma aún más simplificada, con una distribución de deformaciones dentro del hormigón que varía de forma lineal (según el previsible plano compatible de deformaciones), con un valor mayor en paramento aguas abajo hasta un valor en paramento aguas arriba de menor magnitud. Se ha constatado que esta hipótesis permite ajustar convenientemente los desplazamientos, que no variarían demasiado al incorporar una no linealidad (obviamente, el valor y distribución de las tensiones si variarían con el grado de no linealidad). Para los bloques de cierre de hormigonado, y la parte superior del bloque por encima del embalse, como presentan una gran superficie expuesta al aire, se ha supuesto una deformación uniforme igual al valor aplicado en aguas abajo. En la figura 6.13 se presenta un esquema de las deformaciones iniciales aplicadas.

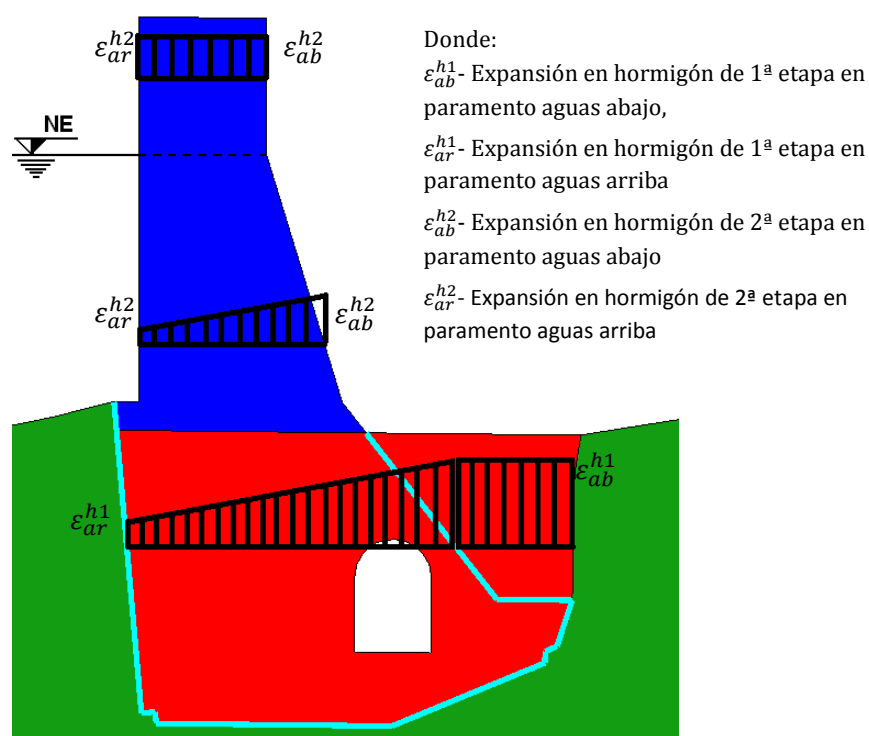


Figura 6.13 – Esquema de las deformaciones iniciales impuestas (distribución lineal de deformaciones).

Posteriormente, para evaluar un comportamiento más realista de la presa en cuanto a su deterioro, se considerará una distribución no lineal de las deformaciones en el interior del cuerpo de presa. Para ello, se ha utilizado una distribución simplificada, que se presenta en la figura 6.14. Dado que, en general, la RAA suele presentar una distribución más uniforme en el interior del cuerpo de presa, se adopta una distribución uniforme de las deformaciones (ϵ_{ar}), mientras que en la zona de 1 m próxima a paramento aguas abajo (donde se esperan deformaciones más elevadas debido al ASI) se aplica una deformación

constante (ε_{ab} de mayor magnitud que ε_{ar}). Entre ambas deformaciones se hace una transición lineal de 0,5 m. En los bloques de cierre y en la parte superior de la presa por encima del embalse se supone una deformación uniforme.

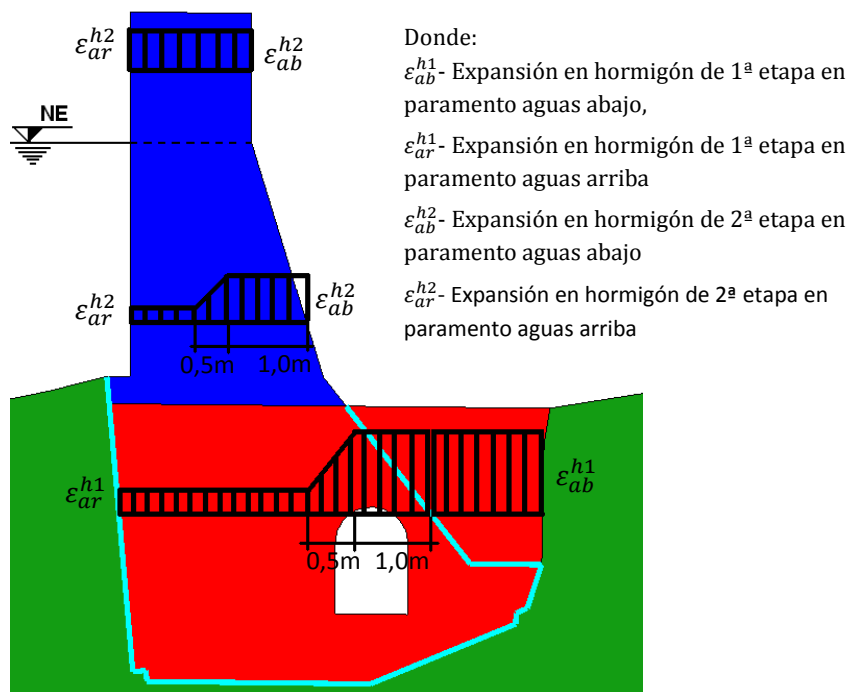


Figura 6.14 – Esquema de las deformaciones impuestas en el caso de distribución no-lineal.

En las simulaciones numéricas, en primer término se incluye el peso propio y el empuje hidrostático, y posteriormente las expansiones como deformaciones impuestas en los nodos de la malla. En los diferentes ejemplos de cálculo se comparan los desplazamientos obtenidos en los nodos de la malla más próximos a la ubicación real de las bases de medidas en coronación, de acuerdo con el esquema que se muestra en la figura 6.2.

En la tabla 6.1 se presenta un resumen de los diversos ejemplos de cálculo que se analizan en los próximos apartados, para los cuales se presenta sintéticamente sus objetivos principales:

- Caso 0 – Estimación del aporte en los desplazamientos de la presa de las acciones del peso propio y del empuje hidrostático;
- Caso 1 – Análisis de la posibilidad de que una expansión similar en los dos hormigones pueda ser la causa de los desplazamientos observados;
- Caso 2 – Análisis de la posibilidad de que una expansión diferenciada en los dos hormigones sea la causa de los desplazamientos observados;

- Caso 3 – Utilizando una distribución no lineal de las deformaciones en el interior del cuerpo de presa (para la hipótesis más razonable entre las estudiadas en los caso 1 y 2), se evaluará, por un lado, el comportamiento global de la presa comparando las tensiones obtenidas con un criterio de rotura para distintas condiciones resistentes, y por otro lado, se analizará en mayor detalle las causas de la fisuración oblicua en la galería del bloque 11.
- Caso 4 – Utilizando la discretización de una parte de la estructura (zona de mayor interés), se evaluará con un modelo no-lineal el posible daño causado por la expansión para distintas condiciones resistentes del hormigón.

Caso	Distribución de Deformaciones	Tipo de cálculo	Geometría	Expansión (mm/m)				apartado
				ε_{ar}^{h1}	ε_{ab}^{h1}	ε_{ar}^{h2}	ε_{ab}^{h2}	
0	-	Lineal	Global (fig. 6.9)	-	-	-	-	6.5.1
1	Lineal (fig. 6.13)	Lineal	Global (fig. 6.9)	0,6	1,2	0,6	1,2	6.5.1
2	Lineal (fig. 6.13)	Lineal	Global (fig. 6.9)	0,6	2,6	0,2	0,4	6.5.1
3	No-lineal (fig. 6.14)	Lineal	Global (fig. 6.9)	0,6	2,6	0,2	0,4	6.5.2 y 6.5.3
4	No-lineal (fig. 6.14)	No-Lineal	Bloques 10, 11 y 12 (fig. 6.28)	0,6	2,6	0,2	0,4	6.5.4

Tabla 6.1 – Resumen de casos de cálculo estudiados.

6.5.1. Resultados iniciales

En primer lugar se han obtenido resultados de cálculo para las acciones de peso propio y el empuje hidrostático. Los desplazamientos en coronación en este caso (caso 0), han dado un valor máximo de 0,46 mm en la dirección vertical y 2,00 mm en dirección horizontal para el caso de K_t intermedio. Estos valores son muy inferiores a los movimientos registrados en la presa, motivados principalmente por otra causa debida a reacciones expansivas. Por su parte, también las tensiones principales obtenidas han resultado bajas.

Con la finalidad de estimar el valor de deformaciones actuantes en la presa (suponiendo la acción de una expansión en el hormigón), se procede entonces a un análisis inverso teniendo en vista ajustar los desplazamientos medidos por los aparatos de auscultación ubicados en coronación.

Para la *hipótesis de expansión similar en los dos hormigones* (caso 1), se han utilizado valores de 1,2 mm/m en paramentos aguas abajo y 0,6 mm/m en aguas arriba, valores que permiten ajustar aproximadamente los desplazamientos en coronación del bloque 9.

En la figura 6.15 se presentan los desplazamientos horizontales (figura 6.15a) y verticales (figura 6.15b) calculados para los distintos valores de K_t , conjuntamente con los

datos medidos en el año 2006, tomados como referencia. Se puede apreciar que esta hipótesis no permite reproducir la tendencia de los desplazamientos en toda la presa, presentando desplazamientos verticales más elevados en diversas bases (como en los bloques 4, 5, 7 y 8) para todos los valores de K_t , además de presentar desplazamientos horizontales más elevados en diversas bases (como las de los bloques 4, 5, 6 y 7) llegando a cerca de 60 mm en los bloques 5 y 6 (cerca del doble de lo medido) con el K_t intermedio. Este resultado viene a reafirmar las observaciones hechas en el apartado 6.3, donde se predecía que una acción similar en todos los bloques no reproduciría el comportamiento observado en la presa.

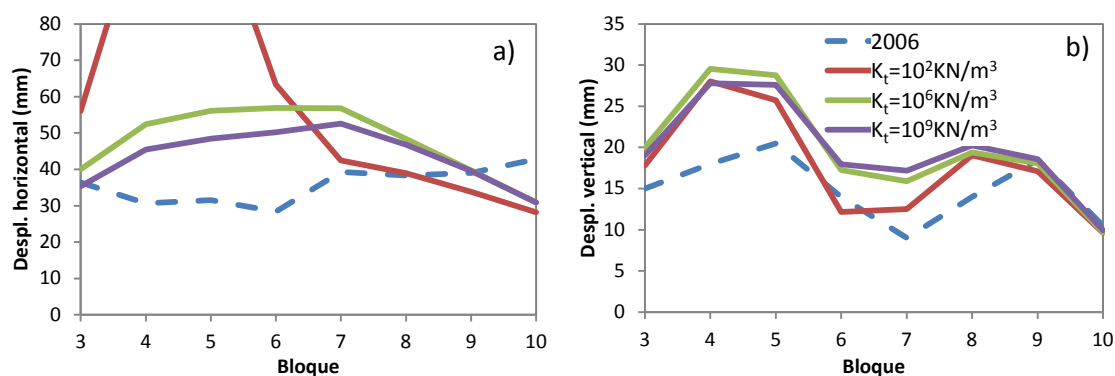


Figura 6.15 – Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados para distintos valores de K_t (Caso 1).

Tomando ahora como base la hipótesis de una expansión diferenciada en los hormigones (caso 2), se han utilizado para el hormigón de segunda fase valores de 0,4 mm/m en paramento aguas abajo y 0,2 mm/m en aguas arriba, que son los valores que ajustan los desplazamientos del bloque 7, fabricado totalmente con hormigón de segunda fase. Para el hormigón de primera fase se han utilizado los valores de 2,6 mm/m en paramento aguas abajo y 0,6 mm/m en aguas arriba, además de 2,6 mm/m en los bloques de cierre, que son los valores que una vez fijada la deformación del hormigón de segunda fase ajustan razonablemente bien los desplazamientos en las demás bases de medida.

En la figura 6.16 se presentan los desplazamientos horizontales (figura 6.16a) y verticales (figura 6.16b) calculados para los distintos valores de K_t , conjuntamente con los datos medidos en el año 2006, tomados como referencia. En ella se puede apreciar que para el K_t intermedio, que parece más adecuado y realista, tanto los desplazamientos horizontales como los verticales concuerdan adecuadamente con los medidos en la mayoría de las bases.

En la figura 6.17 se presenta la configuración deformada de la estructura, conjuntamente con la no deformada (líneas continuas rojas) para el K_t intermedio. En ella se puede observar el movimiento hacia aguas arriba, principalmente en la mitad de los bloques cercanos al estribo izquierdo (mitad derecha en la figura 6.17).

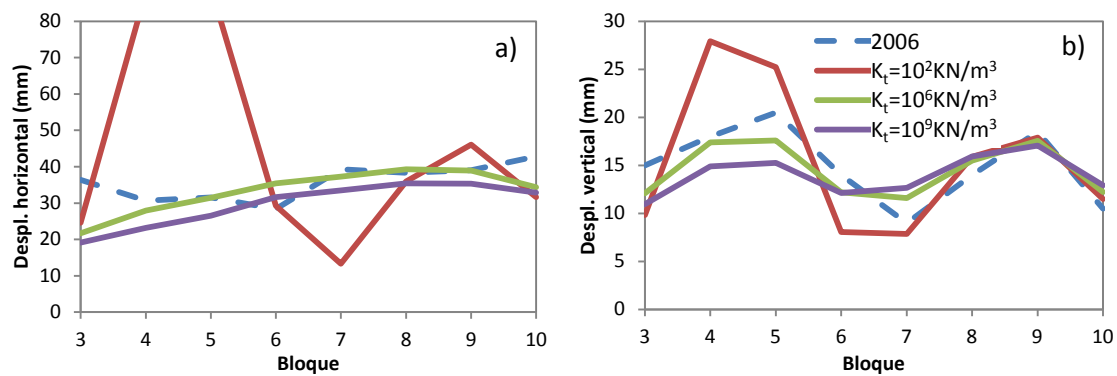


Figura 6.16 – Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados para distintos valores de K_t (Caso 2).

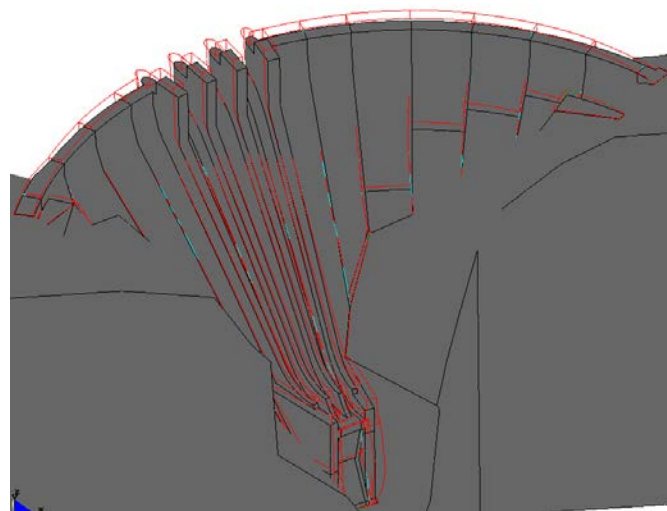


Figura 6.17 – Configuración deformada (líneas rojas) ($\times 50$) de la presa para un K_t intermedio, y geometría no deformada.

El orden de magnitud de las expansiones obtenido de 2,6 mm/ en aguas abajo para el hormigón de primera fase está dentro del rango señalado en el estudio de presas afectadas por el ASI (Aguado *et al.*, 2004), mientras que los valores de expansión en aguas arriba, de cerca de 0,6 mm/m están dentro del rango reportado para expansiones debido a las RAA (Larive, 1998).

La deformación máxima estimada de 2,6 mm/m para el hormigón de primera fase es 6,5 veces más grande que la máxima estimada para el hormigón de segunda fase. Esta diferencia entre los hormigones concuerda con lo observado tanto en la presa como en la campaña experimental, ya que tanto la fisuración enramada como los productos expansivos se han observado principalmente en el hormigón de la primera fase. Por todo ello, se considera que esta hipótesis es la que mejor reproduce el comportamiento observado en la presa, y será la que se utilizará en los estudios que siguen en los próximos apartados.

6.5.2. Análisis del comportamiento global de la presa

Se utilizan en estos cálculos los valores de deformación ajustados en el apartado anterior: una deformación en aguas abajo de 2,6 y 0,4 mm/m y en aguas arriba de 0,6 y 0,2 mm/m para los hormigones de primera y segunda fase, respectivamente. Se ha constatado que los desplazamientos obtenidos considerando la distribución no-lineal de deformaciones (figura 6.14) no difieren mayoritariamente de los calculados en el apartado anterior (resultado lógico teniendo en cuenta que se han mantenido los valores de deformación en paramento, variando sólo la forma de la distribución en el cuerpo de presa).

En este apartado se presentan los resultados del cálculo elástico-lineal llevado a cabo en la representación completa de la presa. El estado tensional obtenido en cada punto se compara con un criterio de rotura adoptado, que permite evaluar los puntos y zonas de la presa que superan este criterio. Lógicamente, este análisis no puede tener en cuenta la evolución del proceso a partir del comienzo del deterioro, propio de cálculos no lineales. No obstante, la determinación de las zonas que cumplen o no el criterio de resistencia, resulta de gran utilidad a fines de evaluar de forma global la extensión del deterioro posible de la presa. Dada la dificultad de llevar a cabo un análisis no lineal en toda la presa, el cálculo anterior permite localizar las zonas o bloques de mayor interés, más factible de estudiar luego en un cálculo no lineal con una malla más reducida, análisis éste que se abordará posteriormente en el apartado 6.5.4.

Los criterios de rotura habituales establecen los estados límites mediante la combinación de las tensiones actuantes en cada punto, lo cual da lugar a la definición de una superficie en el espacio tensional. Para ello, resulta de gran utilidad el empleo de los invariantes de los tensores de tensión. Para materiales como el hormigón, cuya resistencia depende del grado de confinamiento y su combinación con efectos de corte, suelen emplearse superficies en función de I_1 (primer invariante del tensor de tensiones) que tiene en cuenta la presión hidrostática, y J_2 (segundo invariante del tensor desviador de tensiones) que tiene en cuenta los efectos cortantes.

En este trabajo, en el cual sobre todo se presentan situaciones en estados confinados dadas las acciones expansivas, se ha empleado una superficie de rotura hiperbólica de tipo Mohr-Coulomb (HMCM - "*Hiperbolic Mohr-Coulomb Model*"), basada en el modelo propuesto por Carol, *et al* (1997) para elementos junta, cuya formulación se ha adaptado al medio continuo. En el anejo 5 se describe detalladamente el criterio de resistencia empleado (también se incluye un breve repaso sobre el tensor de tensiones y sus invariantes).

En las ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 se presentan las expresiones de I_1 , J_2 y el criterio de rotura HMCM, respectivamente:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} \quad (6.1)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \quad (6.2)$$

$$F(I_1, J_2) = \sqrt{\frac{J_2}{F_2(\theta)} + (C + p_T \tan \phi)^2} - \left(C + \frac{I_1}{3} \tan \phi\right) \quad (6.3)$$

$$F_2(\theta) = (1 + Y \text{seno } 3\theta)^Z \quad (-YZ \geq 0; -1 \leq Y \leq 1) \quad (6.4)$$

donde: θ es el ángulo del punto en el plano desviador de tensiones; Y, Z son parámetros que permiten obtener desde una superficie similar a la de Drucker-Prager ($Y=Z=0$) hasta una similar a la de Mohr-Coulomb; p_T es la resistencia a tracción triaxial; C es la cohesión aparente y $\tan \phi$ es la pendiente de la superficie cónica en el espacio J_2 - p , tal como se muestra en la figura 6.18.

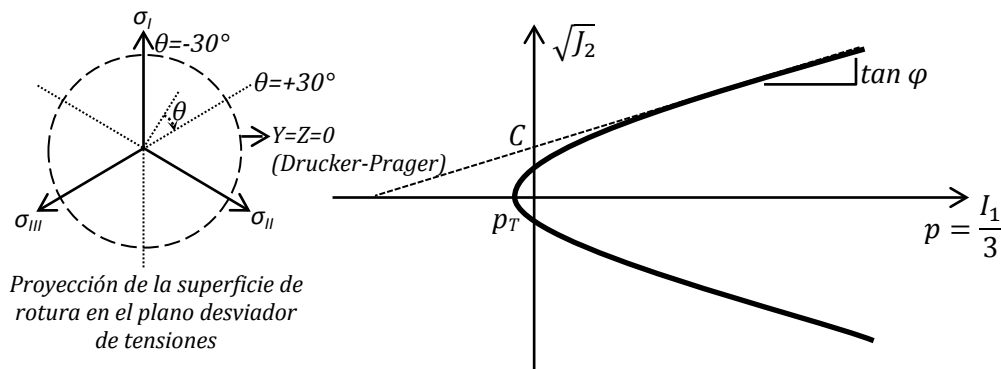


Figura 6.18 – Superficie de rotura HMCM.

Este criterio de resistencia se ha aplicado para dos situaciones de cálculo: una con una cohesión del hormigón de 14 MPa y otra con una cohesión de 21MPa (ambas con $\tan \phi=0,8$ y $p_T= 1$ MPa), con valores de $Y=Z=0$ (estos valores fueron obtenidos suponiendo resistencias a compresión del hormigón de 25 y 35 MPa respectivamente, aplicando las expresiones A5.17 y A5.18 del anejo 5)

En la figura 6.19 se presenta la representación gráfica del criterio de rotura en una vista desde aguas abajo de la presa, mostrándose en color rojo los elementos de la malla que no cumplirían el criterio HMCM y que presentarían algún grado de deterioro, mientras que en color azul se representan las zonas que se encuentran dentro del dominio elástico definido por la superficie, es decir en donde se cumple que la función F de la expresión 6.3 es menor que cero.

En dicha figura puede observarse que, para los valores de los parámetros adoptados, la mayor parte de la presa no estaría dañada. Esto también puede confirmarse más detalladamente en los resultados de I_1 y $\sqrt{J_2}$ y del criterio de rotura, graficados en secciones radiales centrales de todos los bloques de la presa, que se presentan en el anejo 5.

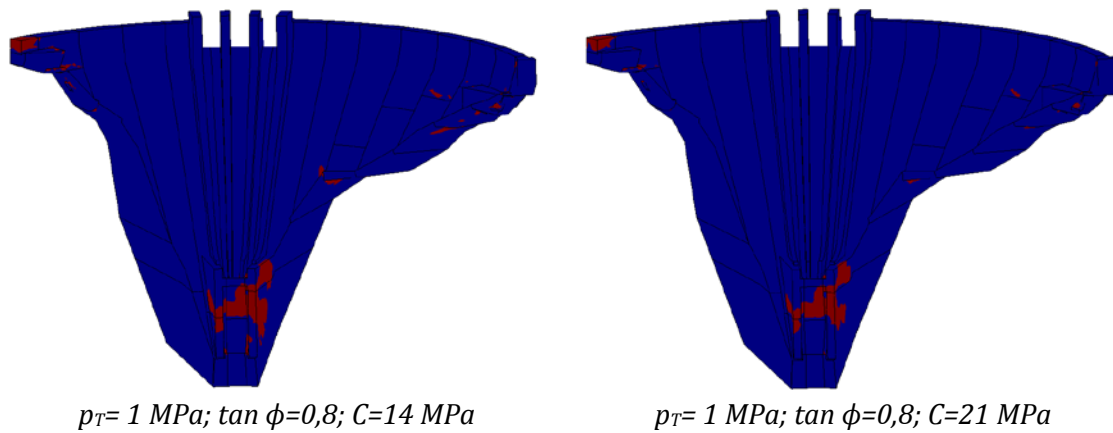


Figura 6.19 – Criterio de rotura HMCM– vista de la presa desde aguas abajo.

En la figura 6.20 se muestra la representación gráfica de $\sqrt{J_2}$ en la vista desde aguas abajo de la presa. Se puede apreciar que en las zonas inferiores fabricadas con áridos del primer frente de cantera, en aquellos bloques que presentan mayor variación de la altura entre las juntas que lo limitan, se concentran los mayores valores de $\sqrt{J_2}$. Obsérvese sobre todo en los bloques más cercanos al estribo izquierdo, por debajo de la línea horizontal que determina el cambio de tipo de hormigón. Por lo tanto, se generan unos efectos cortantes en las zonas inferiores, que disminuyen con la altura ya que aumenta la flexibilidad de cada bloque. Por esta razón, se produce un aumento de los valores de $\sqrt{J_2}$ en estas zonas, y en consecuencia que algunos sectores no cumplan la condición de resistencia adoptada.

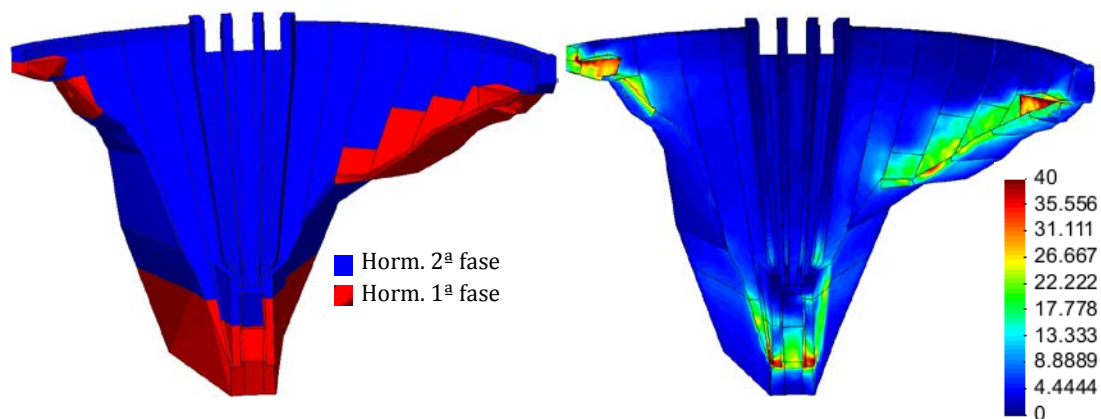


Figura 6.20 – $\sqrt{J_2}$ en MPa para la superficie del paramento aguas abajo.

En la figura 6.21 se presentan los diagramas en colores de I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial en un bloque central de la presa (bloque 5). En ella se puede observar que I_1 es mayoritariamente de valor negativo (ver figura en parte superior izquierda); en el hormigón del segundo frente de cantera los valores de confinamiento son bajos, mientras que la zona inferior del bloque constituida por hormigón del primer frente, se presenta bastante confinada. En relación a $\sqrt{J_2}$ se observa que los valores son bajos en la zona

superior donde ahora está la galería, y algo superiores en la zona inferior donde está el hormigón de primera fase.

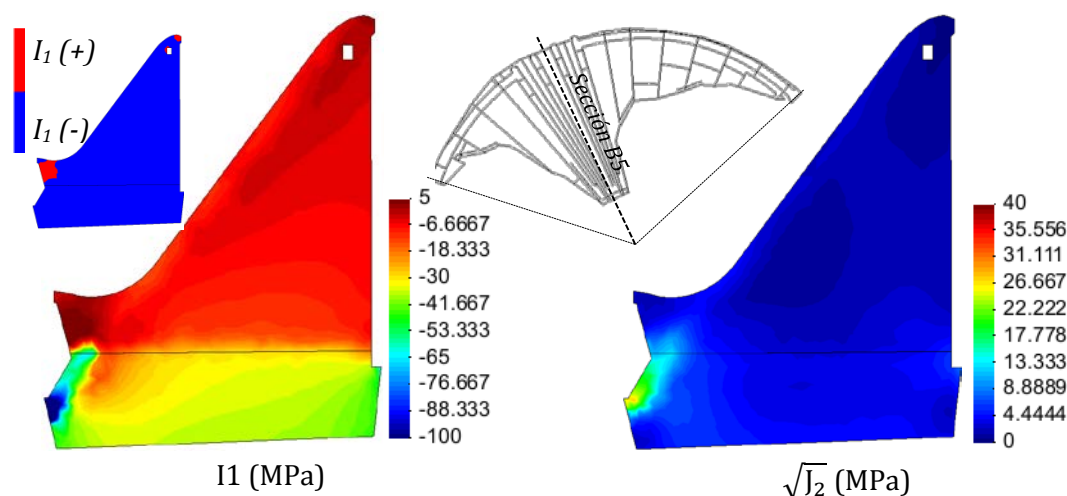


Figura 6.21 - I_1 y $\sqrt{J_2}$ en colores para un plano radial en la mitad del bloque 5.

En la figura 6.22 se presenta el resultado de la aplicación del criterio de rotura HMCM a dicha sección radial del bloque 5. Se puede observar que en este caso sólo se presentan unos pocos puntos que no cumplen el criterio de resistencia utilizado, ubicados por otra parte en zonas de menor responsabilidad resistente con formas angulosas.

Del análisis de los resultados obtenidos (reflejados parcialmente en las figuras 6.19 y 6.22, y sobre todo en todas las secciones presentadas en el anejo 5) se desprende que la mayor parte de la presa cumple el criterio, con excepción de algunas zonas cercanas al estribo izquierdo, en el hormigón de primera fase (cuyo análisis se profundiza en los siguientes apartados), lo que indica que la mayor parte de la presa no presentaría daños significativos bajo las acciones estudiadas.

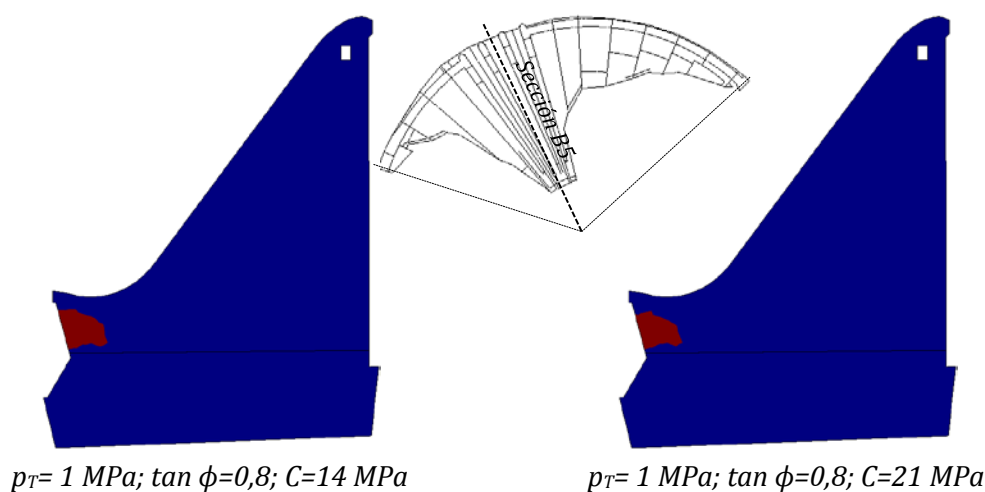


Figura 6.22 - Criterio de rotura HMCM - plano radial del bloque 5.

6.5.3. Análisis de la zona de galería cercana al estribo izquierdo

Con la finalidad de estudiar las posibles causas de la fisuración oblicua observada en la parte superior de la galería cerca del estribo izquierdo (ver figura 2.18 del capítulo 2), en este apartado se analizará con más detalle el bloque 11 (donde se observan dichas fisuras).

En la figura 6.23 se presentan los diagramas en colores de $\sqrt{J_2}$ para cuatro secciones radiales de dicho bloque: una cercana a la junta 11, la segunda a una distancia de un tercio de la longitud del bloque respecto de la junta 11, la tercera justo antes del cambio de dirección de la galería y la cuarta cercana a la junta 12 (de izquierda a derecha, respectivamente). Se puede apreciar en esta figura el comportamiento diferenciado entre las secciones, sobre todo en la zona de interés ubicada por encima de la clave de la galería. En la sección cercana a la junta 11 los valores de $\sqrt{J_2}$ son muy inferiores a los de la sección cercana a la junta 12, mientras que en las dos secciones intermedias los valores son gradualmente intermedios. Esto pondría de manifiesto la diferencia de acciones cortantes entre uno y otro extremo del bloque. También se aprecia en la figura, que por encima de la clave los valores de $\sqrt{J_2}$ disminuyen, manteniéndose aproximadamente uniformes en la zona de la junta 11.

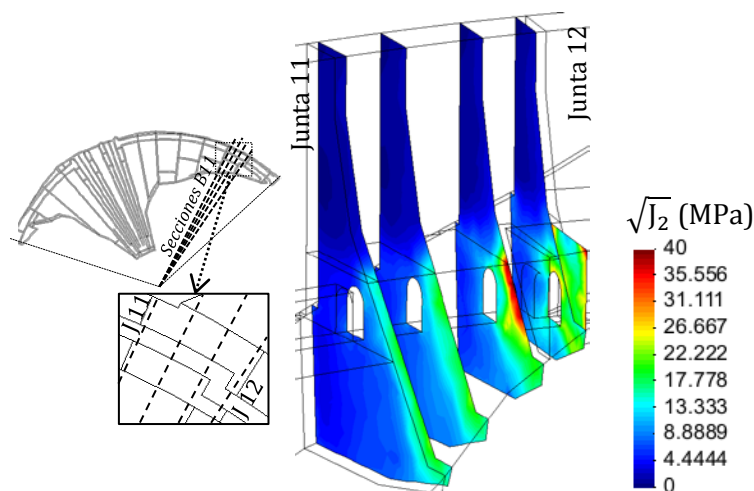


Figura 6.23 – $\sqrt{J_2}$ en colores para 4 planos radiales en el bloque 11.

Se ha podido comprobar a través de los cálculos numéricos que las mayores contribuciones a los efectos cortantes se producen en planos verticales (algo previsible por otra parte), con lo cual la diferenciación de $\sqrt{J_2}$ entre cada borde del bloque se traduce en un efecto de torsión.

En la figura 6.24 se presentan gráficos de tensiones principales de los bloques 11 y 12, correspondientes a un plano horizontal que pasa cerca de la clave (punto superior) de la galería. En ella se aprecia que el hormigón de estos bloques, a esta cota, se encuentra en

muchos de sus puntos bajo una compresión triaxial, lo cual era de esperar ya que se trata de un hormigón de primera fase (más expansivo) y está en una zona muy coaccionada (por el terreno hacia aguas arriba y el bloque de cierre hacia aguas abajo). En esta situación la fisuración que pueda generarse sería debida probablemente a estados de compresión-corte. También se puede apreciar que en la zona que se encuentra por encima de la galería σ_I es prácticamente nula o de valores bajos, mientras que σ_{II} y σ_{III} presentan valores elevados de compresión.

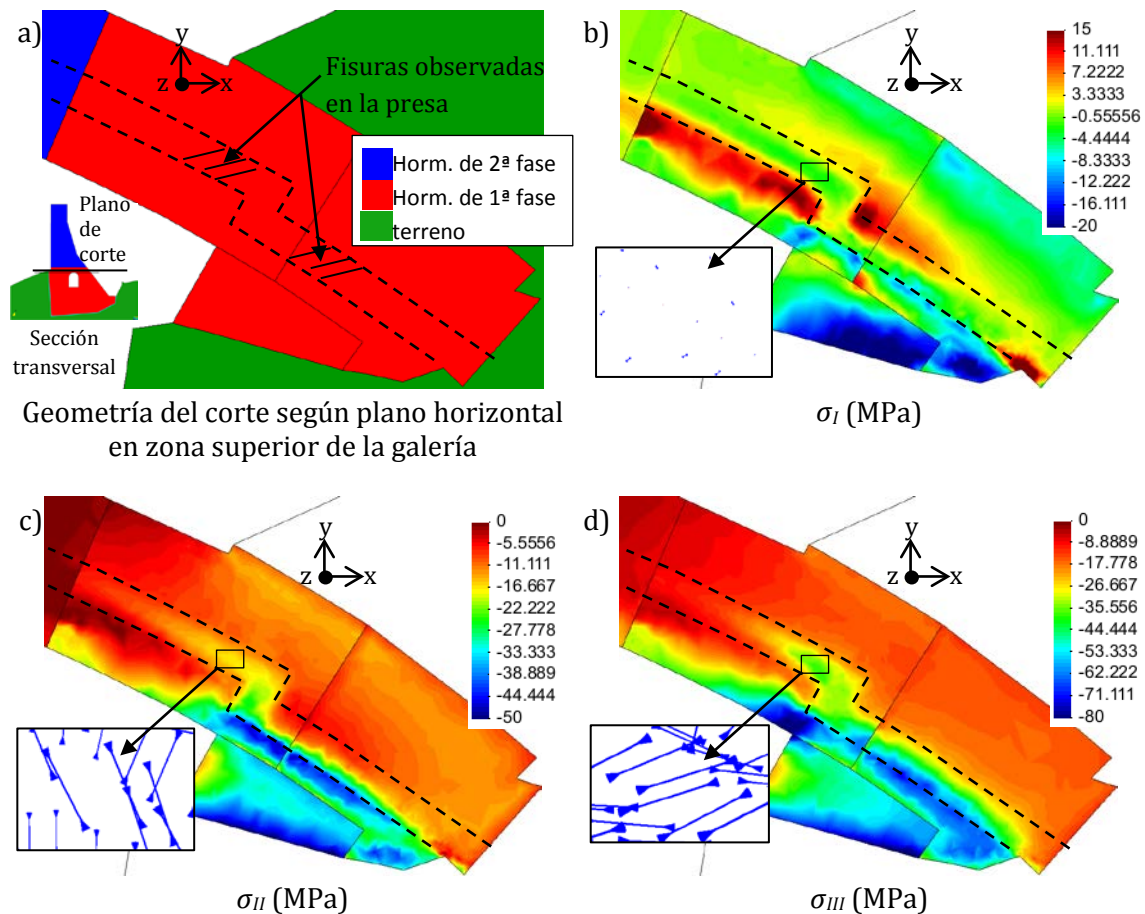


Figura 6.24 – Tensiones principales para un plano horizontal de la presa.

En zonas del hormigón próximas a una superficie como la de la clave de la galería, el estado tensional actuante tiende más a un biaxial, ya que las tensiones perpendiculares al plano son muy bajas próximo a la superficie. Del análisis de las tensiones en distintos puntos ubicados en la parte superior de la galería, se ha observado que las tensiones σ_I tienen una dirección orientada aproximadamente con el eje de referencia global z , de modo que las tensiones σ_{II} y σ_{III} en esta zona se encuentran contenidas aproximadamente en el plano x - y (representadas en las figuras 6.24, donde se puede apreciar que σ_I , de dirección aproximadamente vertical, queda graficada prácticamente por puntos).

En la figura 6.25 se muestran las tensiones principales graficadas mediante vectores, en la zona cercana a la galería para un plano vertical de corte radial, cerca del cambio de dirección de la misma. Hay que tener en cuenta que se trata de una representación 2D de las tensiones, por lo que los vectores pintados son las proyecciones de las tensiones en el plano de corte. En la representación de σ_I se puede apreciar, por un lado, que en la zona superior de la galería, como ya se ha comentado, las tensiones son de valores bajos y de dirección vertical; por otro lado, se pueden observar tensiones de tracción en los bordes de ambos laterales, como consecuencia de la no-linealidad de la distribución de deformaciones y de la existencia del hueco de la galería (con 2,25 m de altura y 1,75 m de ancho). En los diagramas de σ_{II} y σ_{III} se pueden apreciar tensiones de compresión en la dirección de los bordes de la galería, de mayor valor en las zonas superior e inferior. Como es sabido, la presencia de un hueco en un medio continuo genera una desviación del flujo de tensiones que tienden a bordear el obstáculo, generando una concentración de tensiones en la zona alrededor del hueco. Este efecto se observa claramente en las figura 6.24 y 6.25.

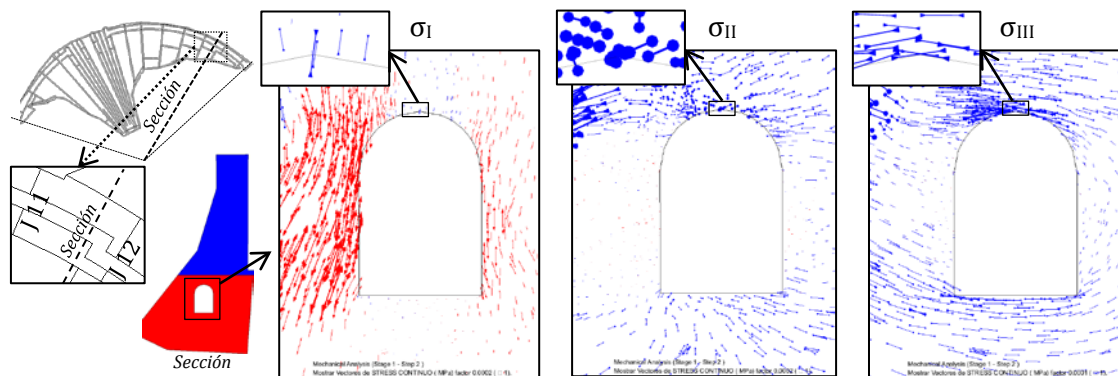


Figura 6.25 – Tensiones principales en representación vectorial, en la zona cercana alrededor de la galería para un plano radial de la presa.

Bajo un estado triaxial de tensiones con compresiones dominantes, la fisuración tiende a formarse en la dirección de la tensión máxima de compresión (σ_{III}), en planos perpendiculares a σ_I , de modo que la fisuración que se podría esperar en la zona superior de la galería de acuerdo con estos cálculos, formaría fisuras que serían visibles desde el interior de la galería en la dirección de σ_{III} . Si observamos la dirección de los vectores de σ_{III} en la zona de la galería (figura 6.24d) constatamos que tienen una dirección similar al de las fisuras observadas en la estructura real (figura 6.24a).

En la figura 6.26 se presenta el resultado de la aplicación del criterio de rotura HMCM a las 4 secciones del bloque 11 y en una sección horizontal cercana a la clave de la galería. Se puede apreciar que la mayor parte del bloque cumple el criterio de rotura, salvo en zonas ubicadas, sobre todo, en los laterales próximos a galería (donde se observan las tracciones en la figura 6.25), que pueden presentar algún daño. En la figura 6.26 no se aprecian puntos que no cumplan el criterio en la zona de la clave de la galería, donde se observan las fisuras oblicuas en la propia presa. Esto puede explicarse por el hecho de que

un criterio de rotura tipo Drucker-Prager como es el modelo HMCM, representa adecuadamente el campo de resistencias del hormigón en la mayoría de las situaciones de carga, sin embargo, para un estado de tensiones próximo a una situación de compresión biaxial, sobre-estima la resistencia del hormigón.

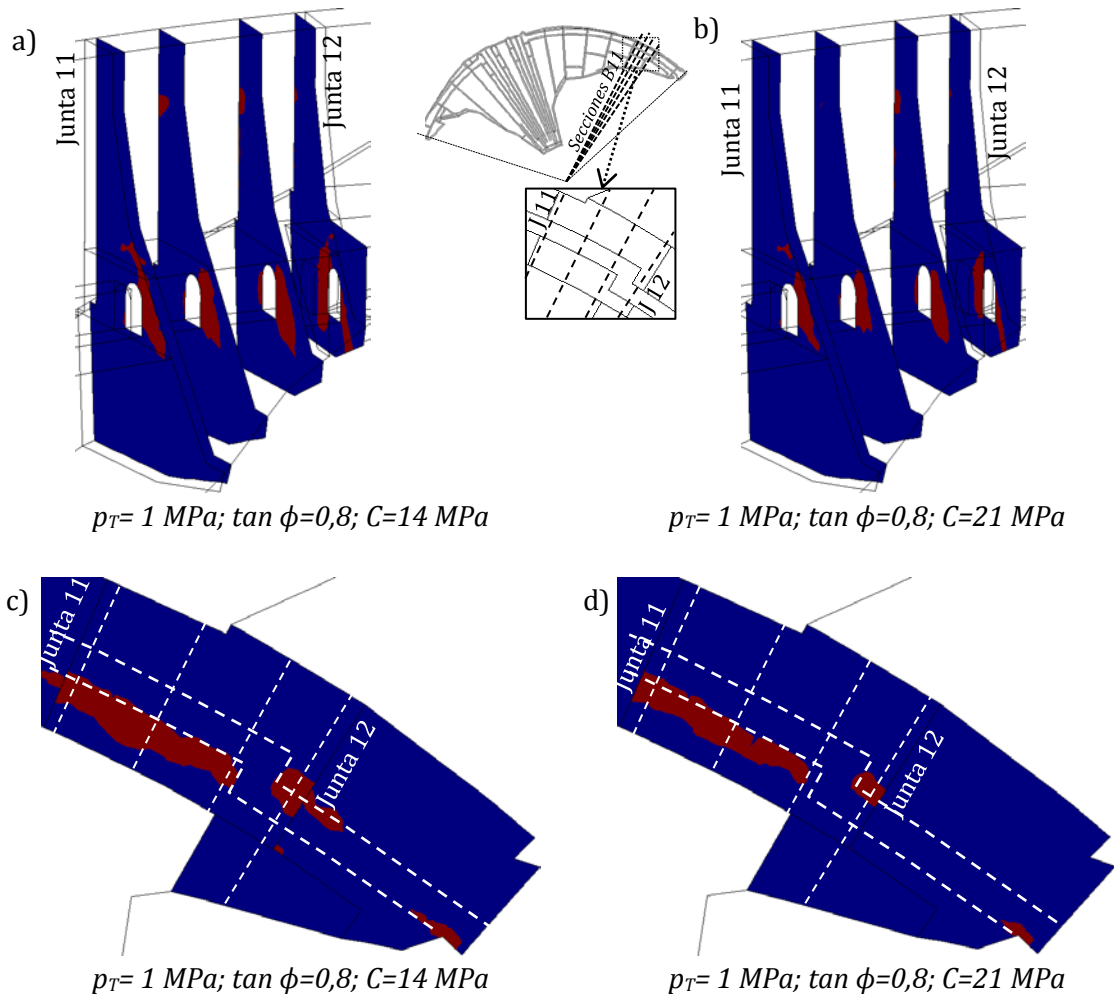


Figura 6.26 - Criterio de rotura HMCM - planos radiales y corte horizontal del bloque 11.

Para evaluar la resistencia del hormigón en puntos que se encuentran en situaciones de carga de compresión biaxial, resulta más adecuado el criterio de rotura biaxial propuesto por Kupfer y Gerstle (1973), definido por la siguiente expresión:

$$\sigma_{III,c} = \frac{1 + 3,65 \frac{\sigma_{II}}{\sigma_{III}}}{\left(1 + \frac{\sigma_{II}}{\sigma_{III}}\right)^2} f_c \quad (6.5)$$

donde: f_c es la resistencia a compresión uniaxial y $\sigma_{III,c}$ es la resistencia a compresión en el estado biaxial.

En la figura 6.27 se muestra, a título ilustrativo, la diferencia entre los criterios de rotura HMCM en un estado biaxial ($\sigma_I=0$) y el de Kupfer y Gerstle (1973). Se puede apreciar que, como se ha comentado anteriormente, el criterio de rotura HMCM sobreestima mucho la resistencia biaxial de compresión en comparación con el de Kupfer y Gerstle.

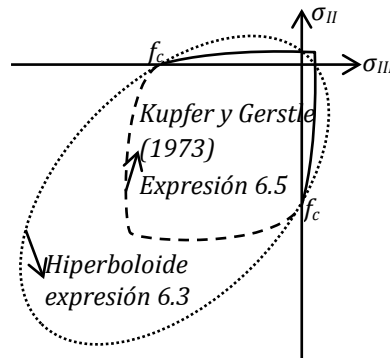


Figura 6.27 – Comparación entre el criterio de rotura biaxial de Kupfer y Gerstle (1973) y el modelo HMCM con $\sigma_I=0$.

En las figuras 6.28 y 6.29 se presenta el resultado de la utilización del criterio de rotura biaxial (aplicado solamente en los elementos con σ_I aproximadamente igual a cero), en cuatro secciones radiales del bloque 11 (figura 6.28) y un corte horizontal cerca de la clave de la galería (figura 6.29) para dos situaciones de cálculo: resistencia a compresión de 25 MPa y 35 MPa. En estas figuras se puede apreciar que cerca del cambio de dirección de la galería, en ambas situaciones resistentes, hay en la clave de la galería una pequeña zona que presentaría algún deterioro.

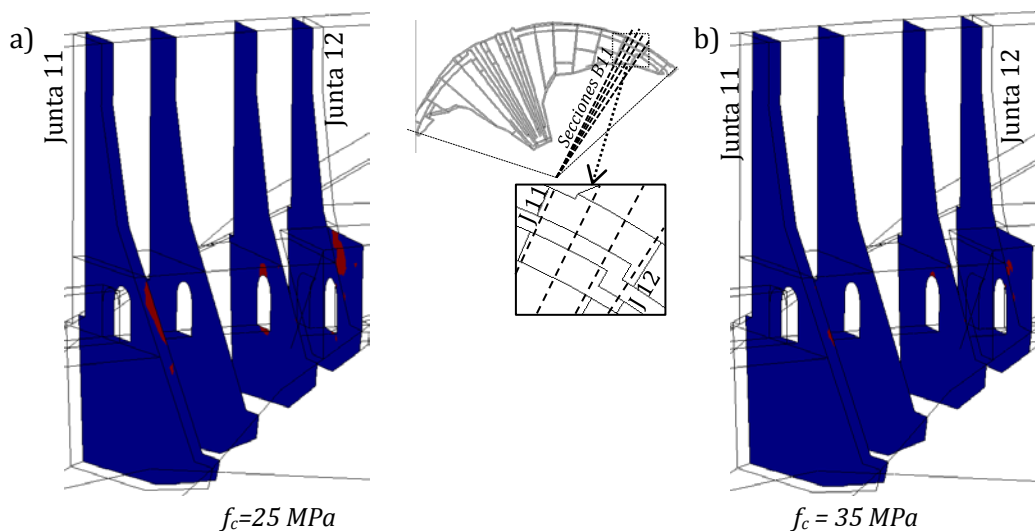


Figura 6.28 – Criterio de rotura biaxial – planos radiales del bloque 11.

El deterioro existente en la zona en rojo de la clave de la galería, (figuras 6.28 y 6.29) sería visible desde el interior de la galería como fisuras orientadas en la dirección de

σ_{III} (figura 6.24d), o sea como fisuras oblicuas similares a las observadas en la estructura real. Aunque la evaluación de la extensión del daño requiere un análisis no lineal, es razonable suponer que estas fisuras no progresarían mucho más que algunos centímetros de profundidad, dado que desde la clave de la galería hacia el interior del hormigón nos encontramos bajo estados triaxiales de compresión.

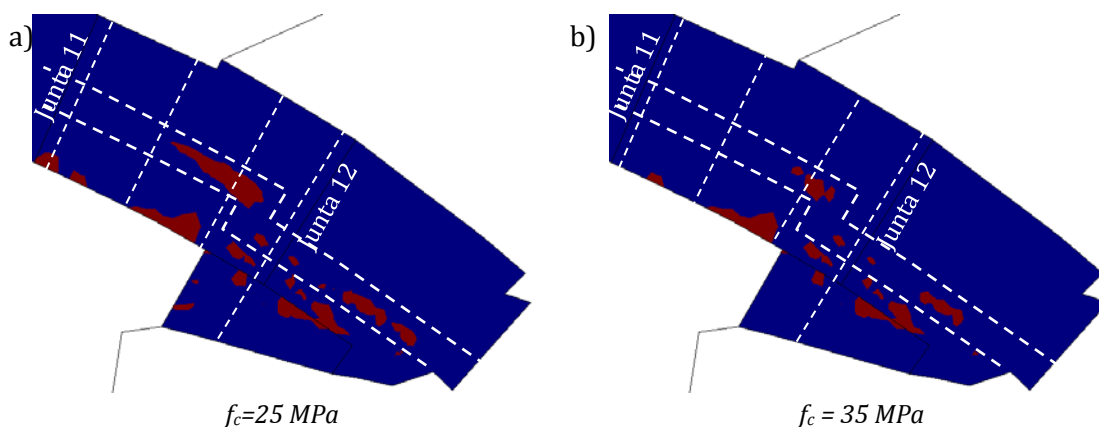


Figura 6.29 – Criterio de rotura biaxial –corte horizontal del bloque 11.

6.5.4. Análisis no-lineal del bloque 11 de la presa

Una vez constatado mediante el análisis lineal de la presa completa que la zona que estaría más afectada sería la correspondiente a los bloques cercanos al estribo izquierdo, principalmente el bloque 11 de la presa, se presenta en este apartado una simulación numérica considerando un comportamiento no-lineal del material (caso 4). Para reducir las dimensiones del cálculo se ha generado una nueva malla en la que se incluyen solamente los bloques 10, 11 y 12 de la presa, además del terreno. La malla generada tiene 6137 nodos, 20581 tetraedros y 1940 elementos junta triangulares.

En la figura 6.30 se presentan vistas de la nueva malla de elementos finitos generada, desde aguas abajo y desde aguas arriba. Se ha densificado la malla con elementos de tamaño máximo de 0,3 m sobretodo en el hormigón de primera fase del bloque 11 (en color amarillo en la figura 6.30) que es el que presenta, según los cálculos de los apartados anteriores, el mayor número de zonas con algún daño.

También se han incluido planos de junta entre la presa y el terreno, entre los bloques y entre los hormigones de primera y segunda fase, tal como se muestra en la figura 6.31. Para las condiciones de contorno se ha restringido el movimiento vertical (z) en el plano horizontal inferior del terreno, y los movimientos en la dirección y en los planos del contorno del terreno perpendiculares a este eje, y en la dirección x en los planos del contorno del terreno y de la presa (junta 10) que son perpendiculares a este eje. En los cálculos se han incluido, en primer lugar, el peso propio y el empuje hidrostático y, con

posterioridad, las expansiones de forma progresiva de acuerdo con la distribución no-lineal de deformaciones presentada en la figura 6.14.

Los materiales de los bloques 10 y 12, además del terreno y todo el hormigón de segunda fase del bloque 11 se consideran elástico-lineales, con las mismas propiedades utilizadas en los apartados anteriores. Las juntas entre bloques tienen un K_t intermedio ($K_t = 10^5 \text{ KN/m}^3$), mientras que las juntas entre hormigones, y entre la presa y el terreno se han considerado muy solidarias. Para el hormigón de primera fase del bloque 11, que es la zona de interés de este cálculo (representado en amarillo en la figura 6.30), se ha utilizado una ley no-lineal basada en la teoría de la elastoplasticidad.

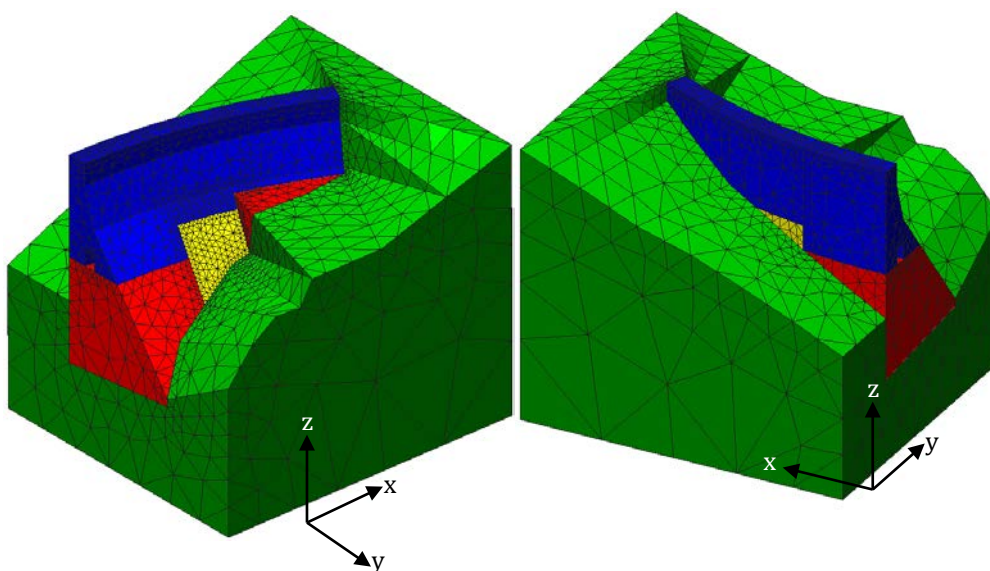


Figura 6.30 – Vistas de la nueva malla de elementos finitos, desde aguas abajo y aguas arriba.

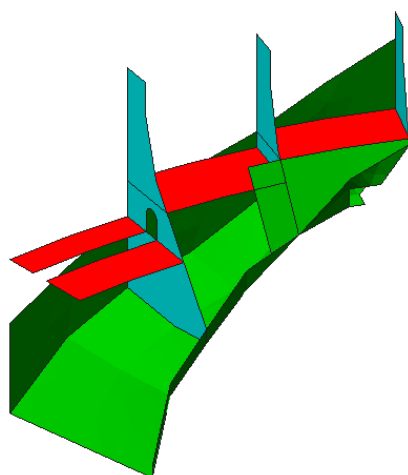


Figura 6.31 – Planos de juntas entre la presa y el terreno (verde), entre bloques (azul) y entre los hormigones de 1ª y 2ª fase (rojo).

En la figura 6.32 se presenta de forma esquemática el modelo. El criterio de rotura F es el mismo presentado en la expresión 6.3 (HMCM), y se define mediante un hiperboloide de tres parámetros (p_T , C y $\tan \phi$). Una vez iniciado el deterioro, la superficie de fluencia se contrae mediante el decrecimiento de los parámetros del hiperboloide (figura 6.32a) en función del valor acumulado de la deformación plástica desviadora (H_v : variable de historia).

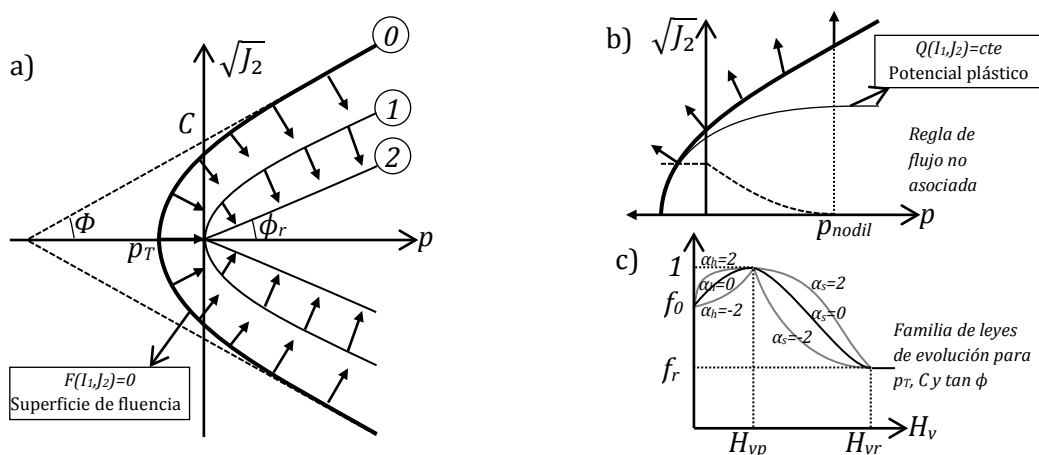


Figura 6.32 – Evolución de la superficie de fluencia (a), Potencial plástico (b), leyes de hardening y softening (c).

La regla de flujo es no asociada, con una ley de dilatancia que disminuye progresivamente con el nivel de compresión $p \rightarrow p_{nodil}$ (presión a partir de la cual no hay dilatancia) y con el deterioro del material $C \rightarrow 0$ (figura 6.32b). Se dispone de parámetros adicionales $\alpha_{h,pT}$, $\alpha_{h,C}$, $\alpha_{h,\tan\phi}$ que controlan la forma de la evolución de las curvas de *hardening* y $\alpha_{s,pT}$, $\alpha_{s,C}$, $\alpha_{s,\tan\phi}$ que controlan la forma de la evolución de las curvas de *softening* (figura 6.32c). El modelo desarrollado en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, de la ETSECCPB-UPC, está basado en el modelo propuesto por Carol, *et al* (1997) para elementos junta, cuya formulación se ha adaptado al medio continuo. Una descripción más detallada se presenta en el anejo 5.

Para los cálculos se han supuesto dos situaciones resistentes: una con una cohesión del hormigón de 14 MPa y otra con una cohesión de 21MPa (ambas con $\tan \phi=0,8$, $p_T=1$ MPa, $Y=Z=0$) correspondientes a una resistencia a compresión de 25 y 35 MPa respectivamente. Los demás parámetros del modelo fueron definidos de modo de obtener un comportamiento en el *softening* de las curvas de tracción y de compresión uniaxial razonables para un hormigón de presa tal como se muestra en la figura 6.33. El listado completo de los parámetros del modelo se presenta en detalle en el apartado A5.6 del anejo 5.

En las figuras 6.34a y 6.34b se muestran las zonas con algún deterioro (en color rojo) para las dos situaciones de cálculo, en cuatro secciones radiales del bloque 11,

donde se puede apreciar, comparando con las figuras 6.26a y 6.26b (donde se observan los puntos que no cumplen el criterio de rotura HMCM), que la zona con algún daño es un poco más grande debido a la progresión del mismo.

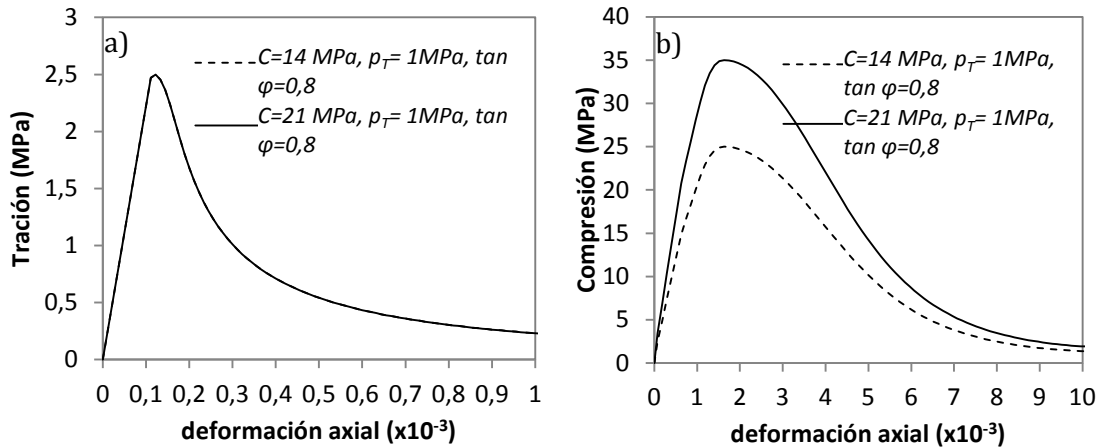


Figura 6.33 – Curvas de tracción y compresión uniaxial obtenidas con el modelo de daño para los parámetros adoptados.

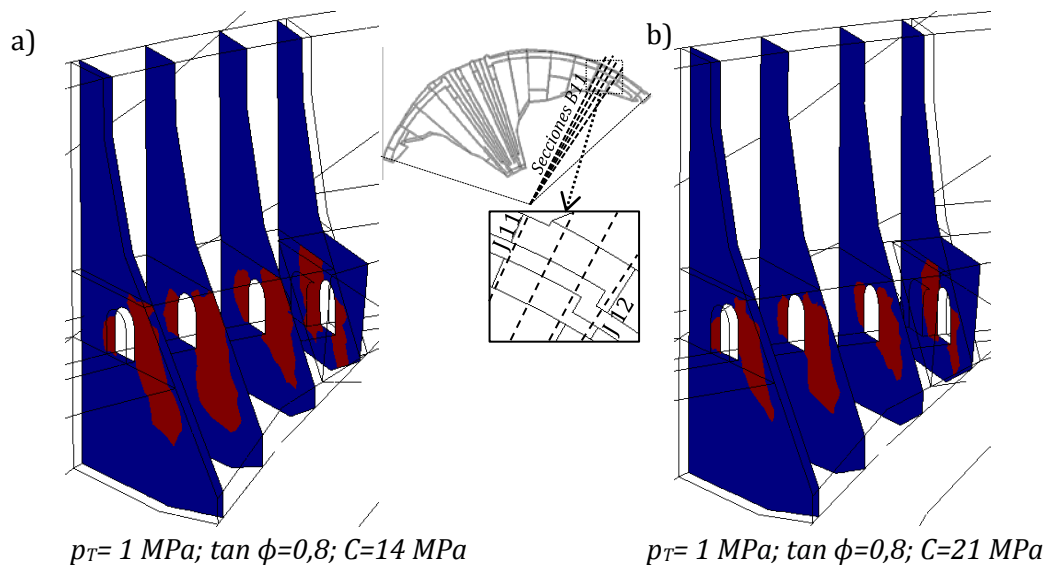


Figura 6.34 – a) y b) zonas con algún deterioro (en color rojo).

En las figuras 6.35a y 6.35b se presenta el daño en términos de la variable de historia en valores relativos (donde cero designaría un material sin daño y 1 un material completamente dañado con una fricción residual pero sin resistencia a tracción o cohesión), donde se puede observar que el mayor daño ocurre en la zona de galería cerca del cambio de dirección de la misma (tercera sección de izquierda a derecha), si bien dicho valor relativo de 0,08 (muy inferior a 1) resulta bastante bajo.

A título ilustrativo, en la figura 6.36 se presentan las tensiones σ_1 en diagramas de colores para un plano vertical de corte radial para el cálculo lineal (del apartado 6.5.2 y 6.5.3) y no-lineal para las dos situaciones resistentes. Se puede observar que las tracciones en los bordes de la galería, elevadas en el cálculo lineal, debido al deterioro y consecuente redistribución presentan valores máximos inferiores a la resistencia a tracción del material (de 2,5 MPa en ambos casos), tal como cabe esperar.

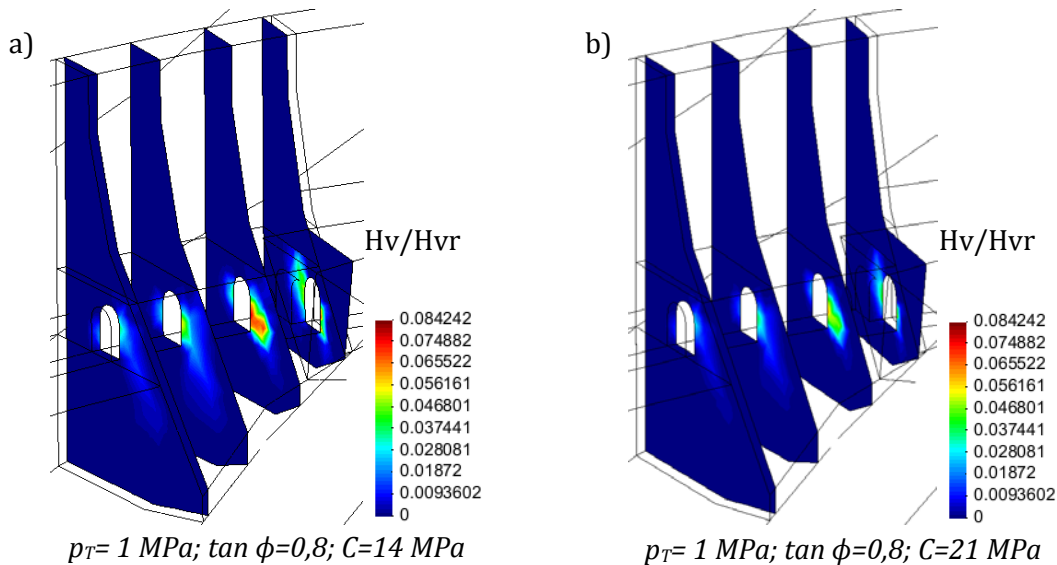


Figura 6.35 - a) y b) daño en términos de la variable de daño en valores relativos.

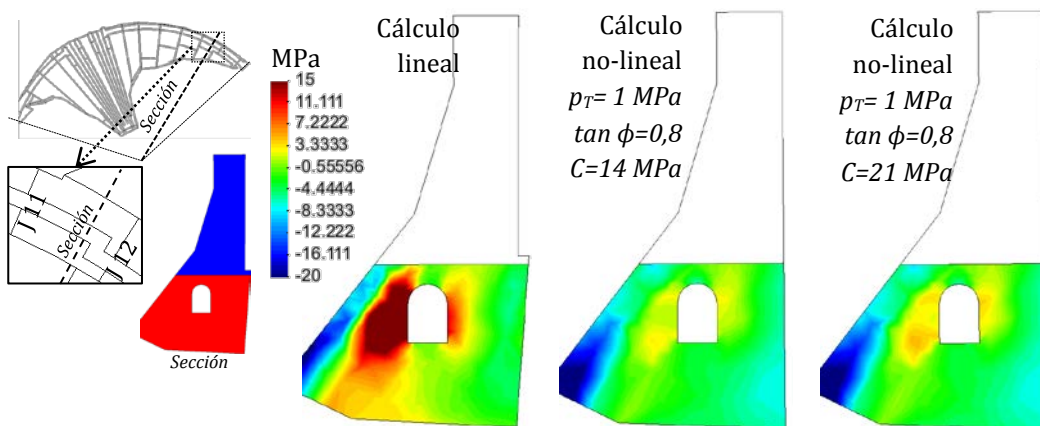


Figura 6.36 - Tensiones σ_1 en colores para el caso lineal y no-lineales en una sección radial del bloque 11.

El resultado obtenido con el cálculo no-lineal concuerda con lo observado en la presa. El modelo ha sido incluso capaz de reproducir el daño observado sobretodo en el cambio de dirección de la galería (cota 1350 m), como se puede apreciar en la tercera sección (de izquierda a derecha) en la figura 6.35a y 6.35b en comparación con lo que se observa en la presa (ver fisuración en la figura 6.37 correspondiente a la zona comentada).

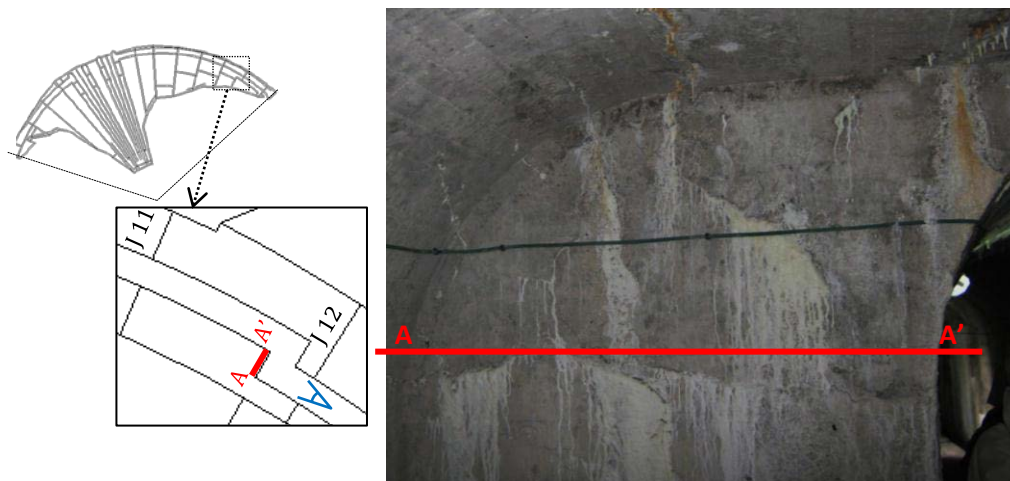


Figura 6.37 – Pared de la galería a cota 1350 donde hay un cambio de dirección de la misma.

6.6. CONSIDERACIONES FINALES

El modelo 3D desarrollado para el cálculo estructural de la presa de Paso Nuevo ha resultado una herramienta muy útil y potente para analizar el comportamiento anómalo detectado en la presa. Los resultados obtenidos han puesto de manifiesto que la hipótesis de que las reacciones expansivas afectan principalmente al hormigón de la primera fase y en menor medida al de la segunda fase, parece correcta.

Para evaluar el comportamiento global de la presa se ha empleado un criterio de rotura cuya superficie representa un hiperboloide en el espacio de las tensiones. Del análisis de los resultados obtenidos se desprende que la mayor parte de la presa cumple el criterio (con excepción de algunas zonas cercanas al estribo izquierdo, cuyo estudio se ha profundizado luego en un análisis no lineal localizado en esta zona), lo que indica que la mayor parte de la presa no presentaría daños significativos bajo las acciones estudiadas.

El análisis de los resultados obtenidos en la zona de galería cercana al estribo izquierdo, ha permitido constatar que se producirían los efectos que darían lugar a la fisuración inclinada observada en la presa. La causa vendría dada por los efectos cortantes que se producen en planos verticales, diferenciados entre cada borde del bloque 11, lo cual daría lugar a efectos de torsión en el bloque.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el análisis lineal de la presa completa, se ha realizado luego la simulación numérica de una zona más reducida cercana al estribo izquierdo, considerando un comportamiento no-lineal del material en el bloque 11, uno de los más afectados por la acción expansiva. Para ello, se ha utilizado una ley no-lineal de medio continuo basada en la teoría de la elastoplasticidad y en conceptos de la mecánica de fractura. Los resultados obtenidos reflejan que la zona con algún daño es un poco más grande que la obtenida en los cálculos lineales, lógicamente debido a la

progresión del deterioro. Sin embargo, los niveles de daño, obtenidos para una distribución de deformaciones no lineal que ajusta el valor de los movimientos de coronación medidos en la presa en la actualidad, son bajos y están suficientemente alejados de una magnitud que pudiera poner en peligro la seguridad y funcionalidad de la estructura.

CAPÍTULO 7

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DE GRAUS

7.1. INTRODUCCIÓN

Para completar el estudio de presas reales, en este capítulo se analiza el comportamiento de la presa de Graus afectada también por acciones expansivas internas (ASI y RAA). Para ello, se utilizan dos tipos de representación de la geometría de la presa a nivel 2D y 3D. Luego de un ajuste del valor de las máximas deformaciones expansivas realizadas con una distribución de tipo fenomenológico, se presenta la aplicación de una distribución de deformaciones obtenida como combinación del modelo cinético del ASI desarrollado en el capítulo 3 y de un modelo cinético de la RAA existente en la bibliografía. Posteriormente, se lleva a cabo un análisis no-lineal en el bloque 5 de la presa, en el que se simula la fisuración incluyendo a priori planos de juntas (con un comportamiento no-lineal) donde se ubican las fisuras observadas y en los planos de hormigonado.

En primer término, en el §7.2 se presentan las características de la presa y el comportamiento observado. En el §7.3 se presenta un resumen de los estudios generales realizados de forma previa al análisis estructural y se analizan hipótesis sobre las posibles causas del comportamiento observado. En el §7.4 se presentan dos modelizaciones numéricas, una de la representación 2D del perfil transversal de tres bloques y la otra con

la representación 3D de la presa completa. Se comparan resultados numéricos de los desplazamientos obtenidos con cálculos lineales en ambos tipos de modelización. En el §7.5 se presenta el análisis estructural no-lineal 2D del bloque 5 de la presa (que es el que presenta los mayores movimientos registrados), en el que se aplica el modelo cinético del ASI propuesto en el capítulo 3 junto con un modelo cinético existente para la RAA. Por último, en el §7.6 se resumen los principales aspectos del análisis realizado.

7.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO

La presa de Graus fue construida entre los años 1968 y 1971. Es una presa de gravedad de planta recta, con aliviadero de labio fijo por coronación (ver figura 7.1). La altura máxima es de 28,9 m con una longitud en coronación de 102,44 m. La presa dispone de un sistema de auscultación que permite medir los movimientos de alineaciones y nivelaciones en cada una de las bases existentes en coronación y en galería de visita. Estas bases fueron instaladas en el año 1981, es decir, unos 10 años después de su puesta en servicio.

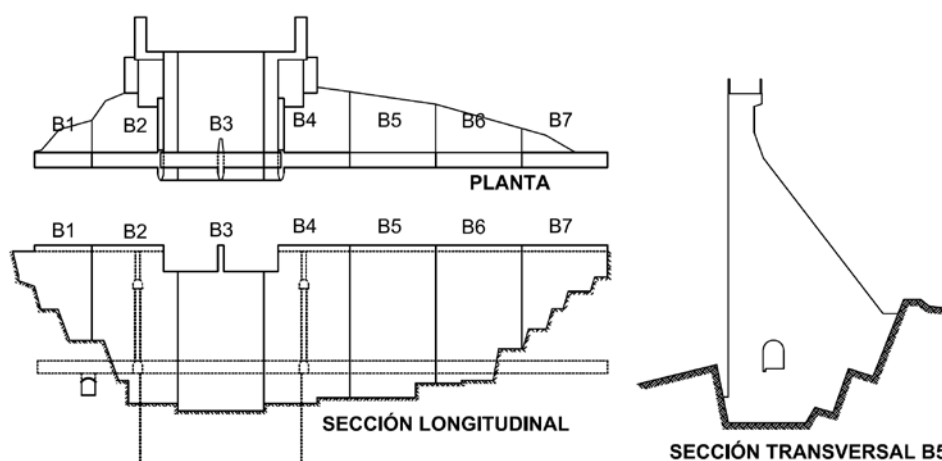


Figura 7.1 – Planta y sección longitudinal de la presa de Graus (izquierda) y sección transversal de un bloque (derecha).

En las figuras 7.2 y 7.3 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales en coronación medidos en la presa a lo largo del tiempo. En ellas se puede apreciar unos movimientos remanentes tanto en horizontal (de hasta 220 mm en el bloque 5 hacia aguas arriba) como en vertical (de hasta 95 mm en el bloque 5).

En la figura 7.4 se presentan los desplazamientos verticales medidos en las bases de galería de la presa. No se muestran los desplazamientos horizontales en galería dado que son muy próximos a cero. Se puede apreciar que también en las bases de galería hay desplazamientos remanentes (percibidos sobretudo a partir del año 1995 con elevaciones máximas comprendidas entre 4 y 12 mm).

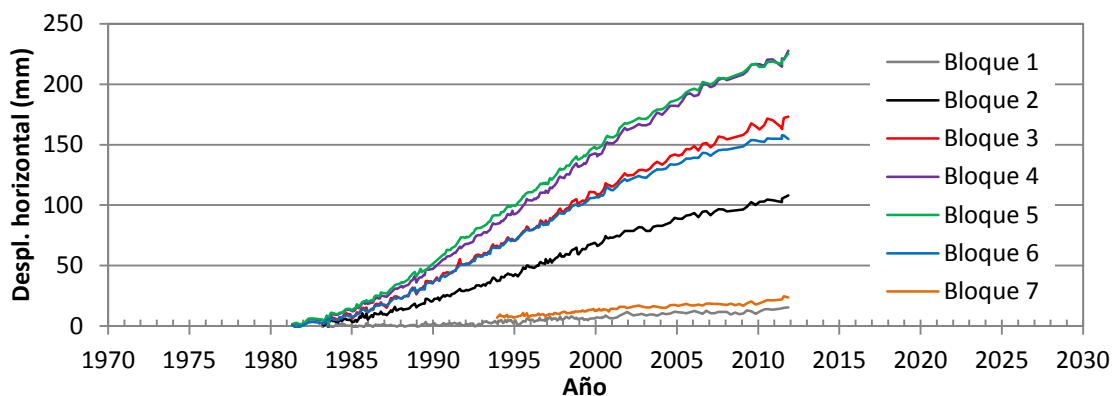


Figura 7.2 – Desplazamientos horizontales medidos en coronación a lo largo del tiempo.

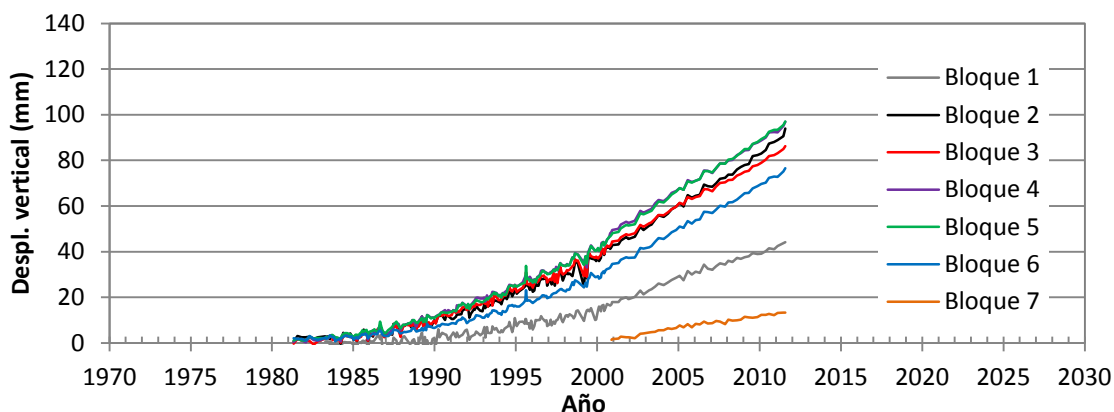


Figura 7.3 – Desplazamientos verticales medidos en coronación lo largo del tiempo.

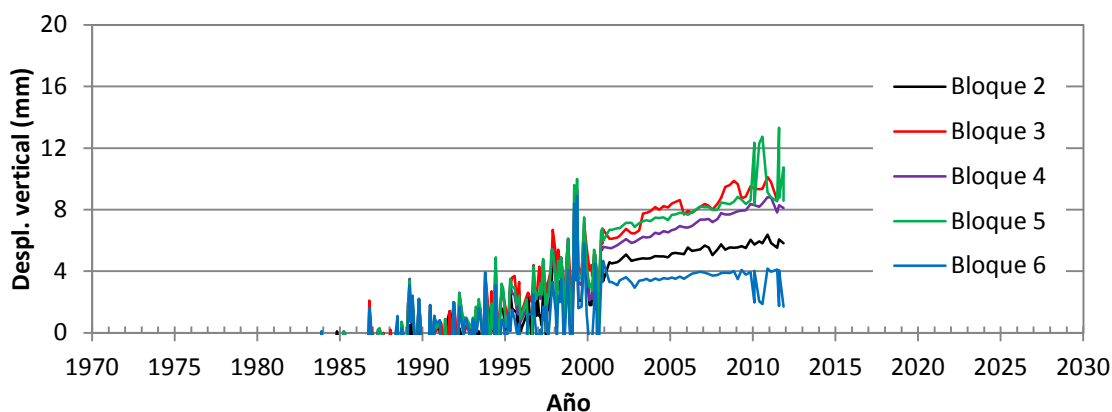


Figura 7.4 – Desplazamientos verticales medidos en galería a lo largo del tiempo.

En las figuras 7.5 y 7.6 se presentan los desplazamientos en coronación a lo largo de la presa para diferentes edades. En la figura 7.5 de los desplazamientos horizontales, se puede apreciar que los bloques 4 y 5 han alcanzado valores del orden de 22 cm mientras que el bloque 6 se ha movido 15 cm y el bloque 2 unos 10 cm. La diferencia puede ser debido a que los bloques 2 y 6, al encontrarse en una zona más próxima a los estribos,

están más coaccionados que los bloques 4 y 5 (más centrales en la presa). Por su parte, en la figura 7.6 se puede apreciar que las nivelaciones son similares en los bloques con altura similar (B2, B4 y B5).

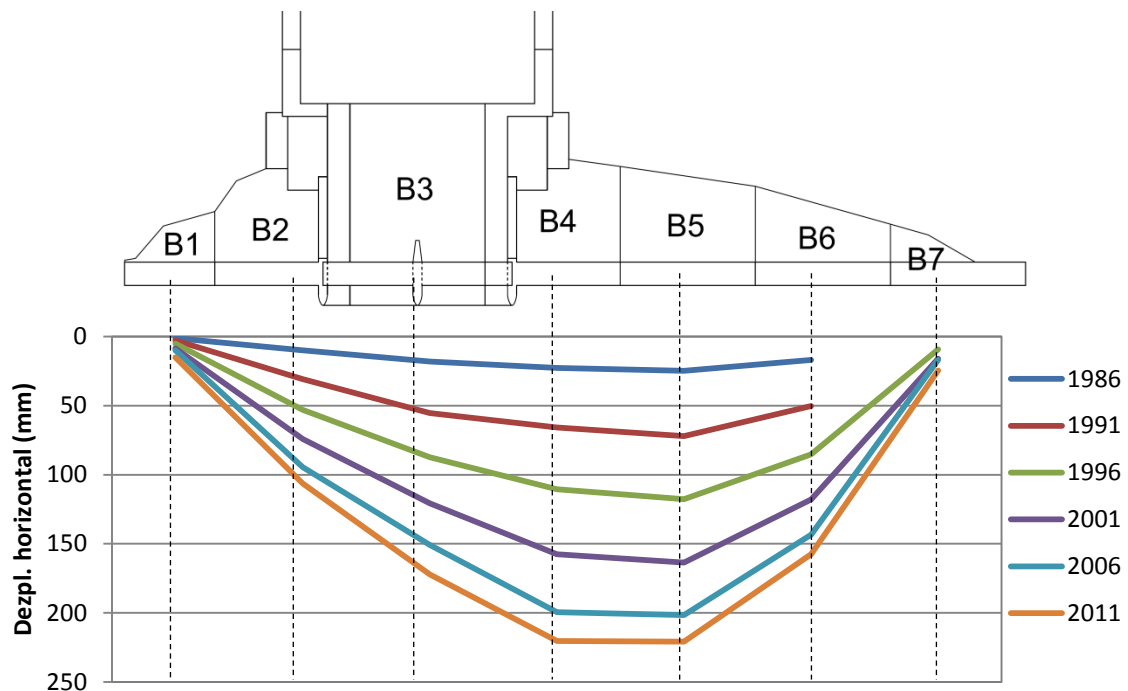


Figura 7.5 – Desplazamientos horizontales medidos a diferentes edades.

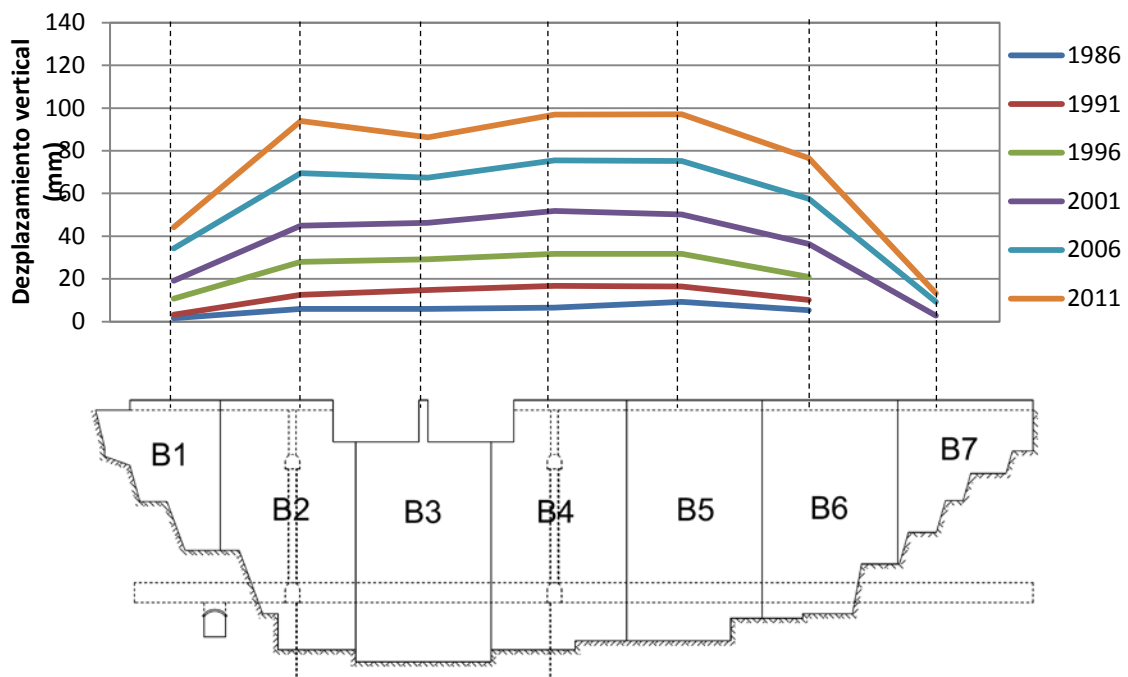


Figura 7.6 – Desplazamientos verticales medidos a diferentes edades.

Una característica diferenciada se presenta en el bloque 3, que si bien es uno de los mayores de la presa presenta unas nivelaciones inferiores a sus vecinos, además de unos desplazamientos horizontales inferiores a bloques de tamaño similar (como el B4 y el B5). Este efecto posiblemente sea debido a que su geometría es diferente de los demás por tratarse del aliviadero de la presa. Aunque la base de medida está situada a la cota de coronación, ésta se encuentra sobre una estructura auxiliar. La altura real del bloque es inferior, ya que presenta un hueco en la parte superior para el vertido del agua.

En los desplazamientos horizontales de la presa se puede apreciar una tendencia a la estabilización de los mismos (figura 7.2), mientras que en los verticales no se aprecia una tendencia de este tipo. Para analizar mejor este efecto, se han representado los incrementos anuales de los desplazamientos horizontales y verticales, que se presentan en las figuras 7.7 y 7.8, respectivamente.

En la figura 7.7 se puede observar que la evolución de los desplazamientos horizontales ha incrementado su velocidad de crecimiento hasta aproximadamente 1994-1996 (puntos de máximos en casi todos los bloques), a partir del cual empezaron a disminuir los incrementos anuales. Esta fecha representa el punto de inflexión de las curvas de la figura 7.2, que ocurriría aproximadamente a los 300 meses de edad de la presa.

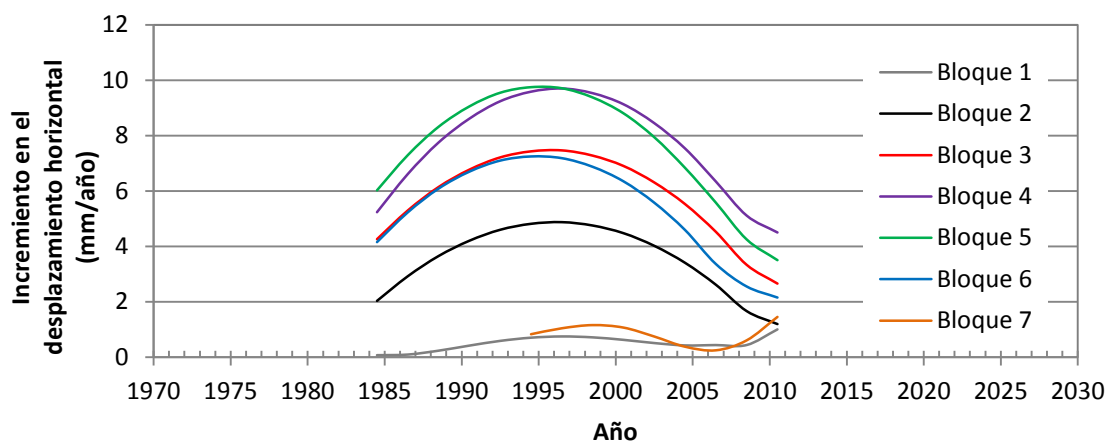


Figura 7.7 – Incrementos anuales en los desplazamientos horizontales.

En la figura 7.8 se puede observar que los incrementos anuales en los desplazamientos verticales parecen estar pasando por su máximo en el 2006-2007. Esta fecha representaría el punto de inflexión de las curvas de la figura 7.3, que tendría lugar aproximadamente a los 430 meses de edad de la presa.

Por otro lado, en diversas visitas realizadas a la presa a lo largo de los últimos 26 años, se ha observado una fisuración distribuida sin una orientación preferencial, tipo enramada (ver figura 4.46 del capítulo 4), en distintas zonas y elementos auxiliares (tajamares y muretes de coronación). También se han observado manchas color ocre, y fisuras horizontales en los pozos de los péndulos que llegan a 4 m de profundidad a partir

de coronación. En la figura 7.9 se presentan algunas vistas del paramento aguas abajo de la presa, así como una vista de la coronación desde el estribo de la margen izquierda, en la que se aprecian unas fisuras longitudinales a lo largo de la coronación.

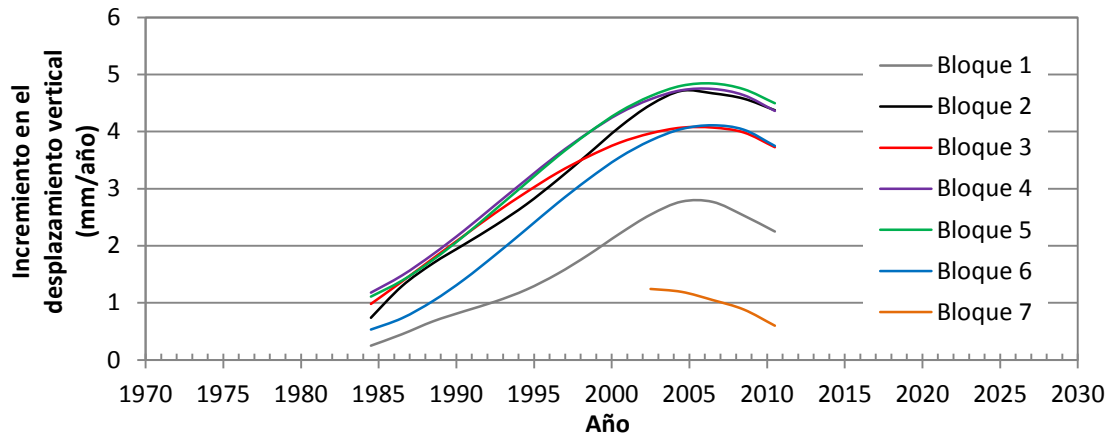


Figura 7.8 – Incrementos anuales en los desplazamientos verticales.



Figura 7.9 – Aspecto del hormigón del paramento aguas abajo y de la coronación de la presa de Graus.

En la figura 7.10 se muestra un levantamiento de fisuras en los pozos de los péndulos de la presa (señalados en la figura 7.9c) realizado en 2009. Se puede apreciar la existencia de dos fisuras longitudinales hasta los 5m, ubicadas en dirección al eje de coronación (representadas por líneas discontinuas verticales) y de una serie de fisuras horizontales distanciadas entre 30 a 100 cm con aperturas que varían desde 1 a 5 mm.

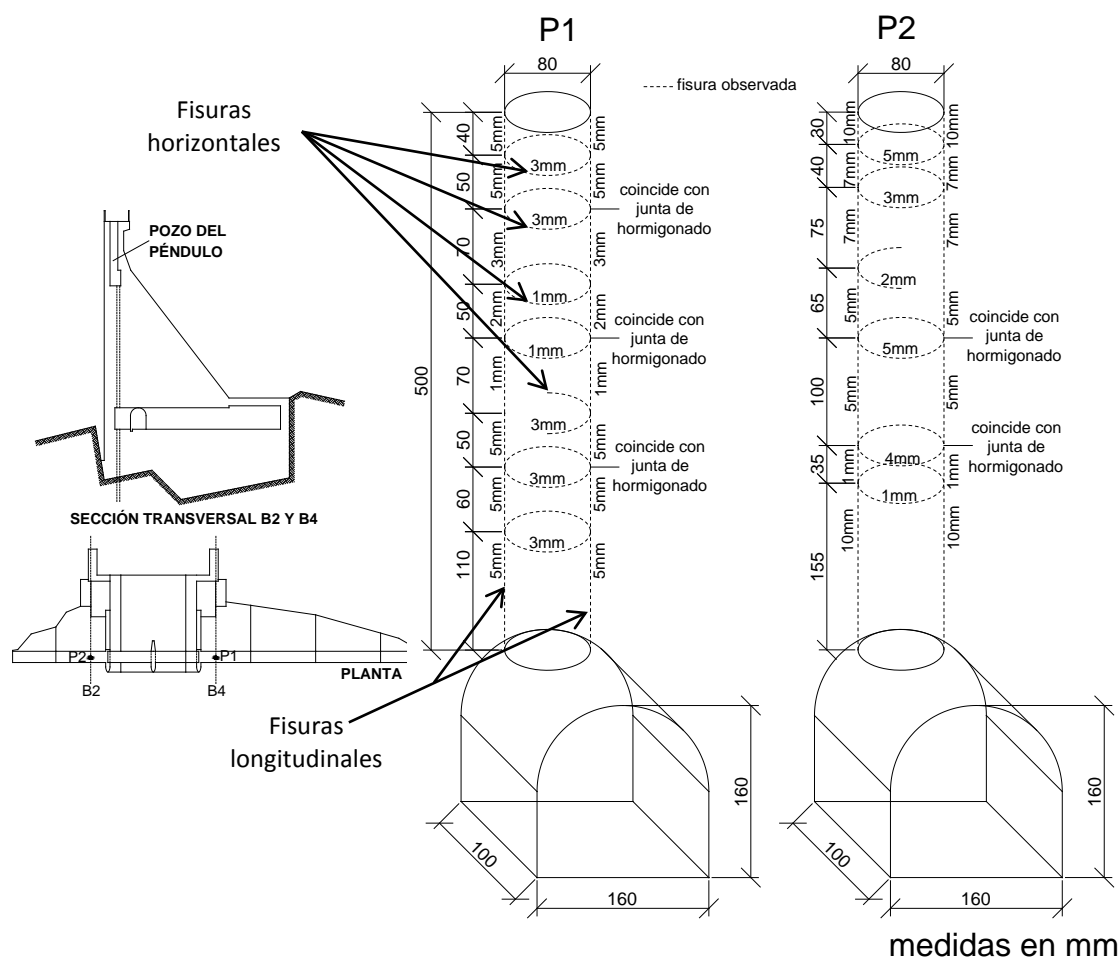


Figura 7.10 – Levantamiento de fisuras en los pozos de los péndulos de Graus.

A lo largo de los años de explotación, la empresa propietaria de la instalación ha realizado diversas actuaciones de mantenimiento, habiendo realizado la última campaña en agosto de 2011. En esa campaña se han inyectado algunas fisuras con la finalidad de poner fin a una filtración que llegaba al pozo del péndulo cerca del estribo izquierdo a través de una de estas fisuras, inundando el mismo y llegando a la galería a través del agujero del cable del péndulo. Esto indica que algunas de las fisuras horizontales de los pozos pueden conectarse con paramento aguas arriba, pero debido a una impermeabilización existente en dicho paramento no se puede apreciar la existencia de otras fisuras en el mismo.

En la figura 7.11 se presenta un detalle de la filtración mencionada, donde se muestra un plano con el pozo del péndulo y la cota del embalse cuando se detectó la filtración (figura 7.11a); vistas del pozo inundado y un detalle de la filtración (figuras 7.11b y 7.11c) y la entrada de agua en la galería llegando por el agujero del cable del péndulo (figura 7.11d).

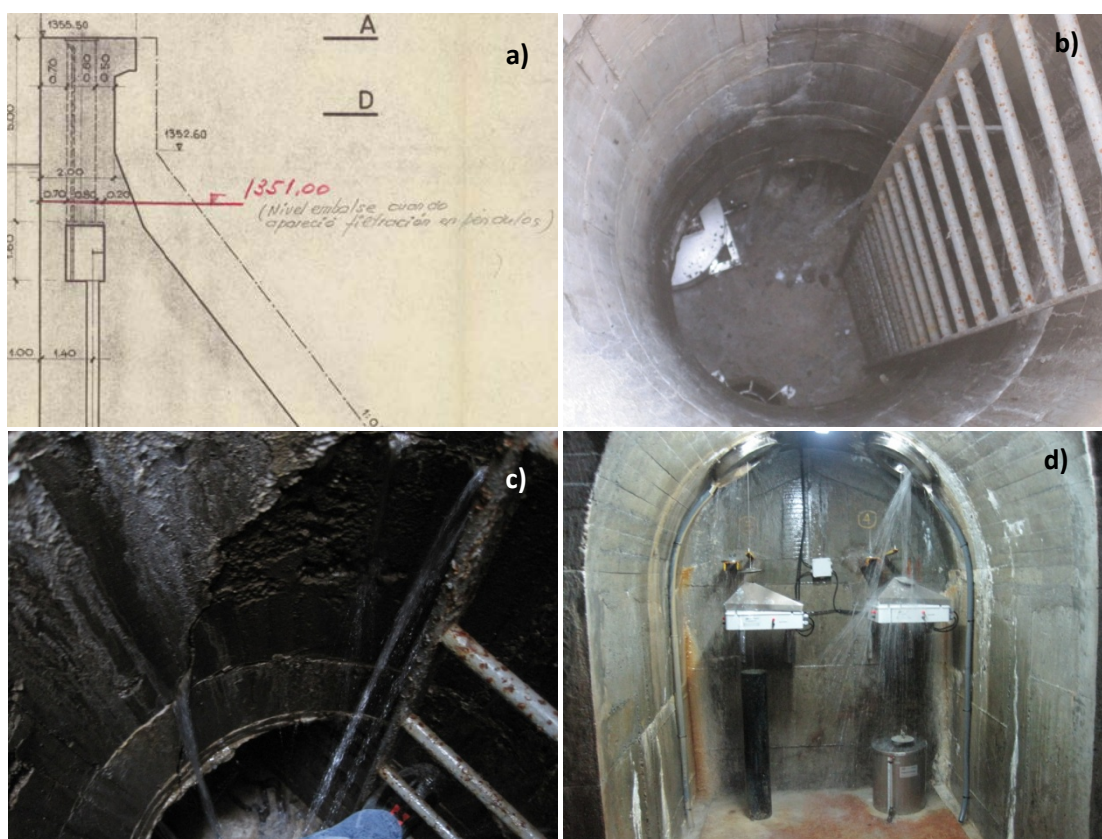


Figura 7.11 – Filtración en el pozo del péndulo.

7.3. RESUMEN DE LOS ESTUDIOS GENERALES REALIZADOS

En el año 1988 se llevó a cabo una campaña de extracción de testigos en la presa de Graus con el objetivo de estudiar las causas del comportamiento anómalo observado, habiéndose utilizado para ello técnicas de análisis visual, con lupa, microscopía y difracción de radios X. En esta campaña se constató la presencia de sulfuros de hierro en los áridos, así como etringita secundaria predominantemente en las interfases árido-pasta. También se ha encontrado gel de las reacciones álcali-árido, pero en muy poca cantidad como para generar expansión en aquel momento. Por ello, se estableció en esa época que la principal causa de los desplazamientos remanentes en la presa se debía a un ataque sulfático interno por oxidación de los sulfuros de hierro contenidos en los áridos (Martínez *et al.*, 1991).

En 1993 se llevó a cabo una nueva campaña experimental. Se extrajeron muestras de la roca utilizada en los áridos de la presa. Se utilizaron técnicas de fluorescencia de rayos X, difracción de rayos X y microscopía por luz transmitida. En este análisis químico de la roca se constató la presencia de sulfuros de hierro, principalmente de pirrotina, con concentraciones de sulfato (SO_3) de cerca de 1,98 %. También se realizó una nueva extracción de testigos del hormigón de la presa en los que (mediante las mismas técnicas

de la campaña experimental de 1988) se encontraron cantidades significativas de etringita, principalmente en el contacto árido-pasta.

En tinciones realizadas con fenolftaleína en algunos testigos se constató que había una aureola alrededor de los áridos con un pH algo menor (ver figura 7.12), lo que evidenciaba el ataque sulfático proveniente de los áridos. También se encontraron productos de las reacciones álcali-árido en pequeña cantidad. Estos productos de las RAA llevaron a suponer la posible existencia de una reacción secundaria (RAA) que podría solaparse en algún momento con el ataque sulfático (Aguado *et al.*, 1993).

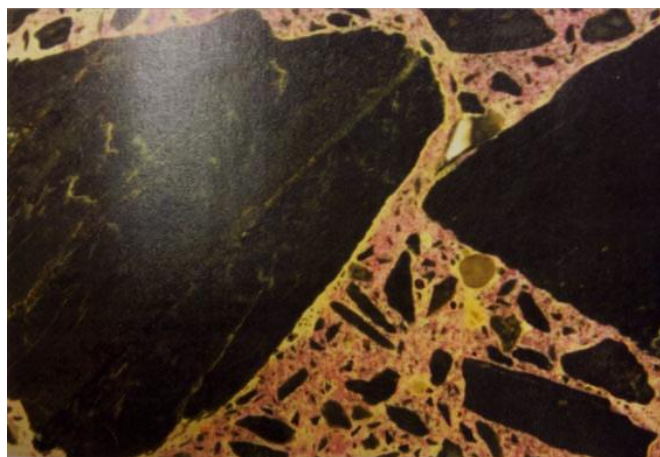


Figura 7.12 – Tinción con fenolftaleína en un testigo de Graus.

Desde entonces los desplazamientos en coronación de la presa siguieron creciendo. Por ejemplo, el bloque 5 en 1993 presentaba un desplazamiento de 82 mm en horizontal y de 18 mm en vertical, y en el año 2011 éste desplazamiento ha llegado a 225 mm en horizontal y 95 mm en vertical. Un incremento de 2,7 veces en el desplazamiento horizontal y de 5,3 veces en el vertical en un período de 18 años. La base situada en la galería de este mismo bloque, en 1993 no presentaba desplazamientos significativos mientras que en 2011 presenta una elevación de cerca de 10 mm. Los pozos de los péndulos en 1991 no presentaban fisuras visibles, mientras que en 2009 se apreciaba una serie de fisuras tal como se puede ver en la figura 7.13 en la que se presentan unas fotos del pozo1 tomadas en 1991 y 2009, respectivamente.

Los diversos estudios realizados indican que los desplazamientos horizontales de la presa de Graus son consecuencia de una expansión del hormigón debido principalmente al ASI. Este tipo de expansión depende de la disponibilidad de oxígeno. En los resultados del modelo cinético del ASI (capítulo 3) se ha observado que la distribución de las deformaciones en el interior del cuerpo de presa para este tipo de expansión es de tipo no-lineal, concentrando las deformaciones en las zonas cercanas a los paramentos expuestos al aire, lo que tiende a producir desplazamientos horizontales en coronación hacia aguas arriba, tal como se observa en las mediciones de la presa. Sin embargo, esta acción actuando sola no podría explicar la elevación medida en las galerías, ya que en una galería

tan baja y próxima al embalse las condiciones de humedad serán próximas a la saturación, lo que reduciría mucho el transporte de oxígeno en el mismo limitando el ASI a una zona muy superficial del hormigón. Tampoco los actuales valores de nivelación en coronación pueden justificarse sólo con un proceso expansivo debido al ASI.



Figura 7.13 – Vista de la parte superior del pozo del péndulo 1 en 1991 y 2009.

Si el ASI no puede ser la causa de las elevaciones medidas en la galería, ni de las magnitudes actuales en coronación, es razonable suponer que deben ser las RAA, que detectadas en proporciones reducidas en las campañas experimentales de 1988 y 1993, luego habrían seguido su desarrollo e incrementado su influencia, actuando conjuntamente con el ASI.

Como se ha visto en el capítulo 3, el ASI, en una sección de presa de gravedad, tiende a generar principalmente desplazamientos horizontales con un pequeño aporte a los desplazamientos verticales. Por su parte, las RAA suelen tener una característica más distribuida en la masa del hormigón, generando principalmente desplazamientos verticales. Esto indica que el ASI afectaría principalmente a los desplazamientos horizontales, mientras que la RAA a los desplazamientos verticales. Si analizamos los incrementos anuales en los desplazamientos horizontales y verticales (figuras 7.7 y 7.8, respectivamente) observamos que evolucionan a distinta velocidad.

Los desplazamientos horizontales han evolucionado más rápido, pasando por el punto de inflexión entre 1994-1996, mientras que los desplazamientos verticales han evolucionado más despacio, pasando por el punto de inflexión más recientemente, entre 2006 y 2007 presumiblemente. Esto parece indicar dos cinéticas distintas actuando en la presa, una más rápida (ASI que aporta principalmente desplazamientos horizontales) y otra más lenta (RAA que aportaría principalmente los desplazamientos verticales).

En las campañas experimentales de 1988 y 1993 se ha encontrado el gel de la RAA solamente en pequeñas cantidades posiblemente debido a la característica más lenta de esta reacción. En el periodo en que se llevaron a cabo dichas campañas la RAA todavía no había empezado a evolucionar de forma significativa. Esto se pone de manifiesto al analizar las medidas de nivelación de las bases de galería (figura 7.4) en que se puede

observar que los desplazamientos remanentes, consecuencia principal de la RAA en el hormigón por debajo de la misma, se empiezan a notar aproximadamente a partir de 1995.

Para profundizar esta hipótesis se ha planteado una nueva campaña de extracción de testigos de la presa de Graus, con el objeto de evaluar el estado actual del hormigón, determinando los productos de las reacciones expansivas existentes. Para ello se ha llevado a cabo en agosto de 2011 una extracción de testigos de hasta 3 m de longitud desde paramento aguas abajo de la presa, con el objetivo de analizar el avance en profundidad del ASI, además de testigos de la galería, con el a fin de evaluar el origen de las expansiones en el interior del cuerpo de la presa. A estos testigos se les realizarán una serie de ensayos como tinciones selectivas para el ASI y la RAA, microscopía óptica, difracción y fluorescencias de rayos X y microscopía electrónica de barrido (MEB) entre otros. Si bien el análisis de estos ensayos no están aún concluidos, los resultados iniciales indican la existencia de una RAA distribuida en la gran mayoría de los testigos, además del ASI en las zonas cercanas a paramento. A fines ilustrativos, en la figura 7.14 se presentan dos fotos obtenidas por MEB realizadas en muestras de un testigo de la presa en que se puede apreciar el gel de las RAA (figura 7.14a) y la etringita secundaria debido al ASI (figura 7.14b).

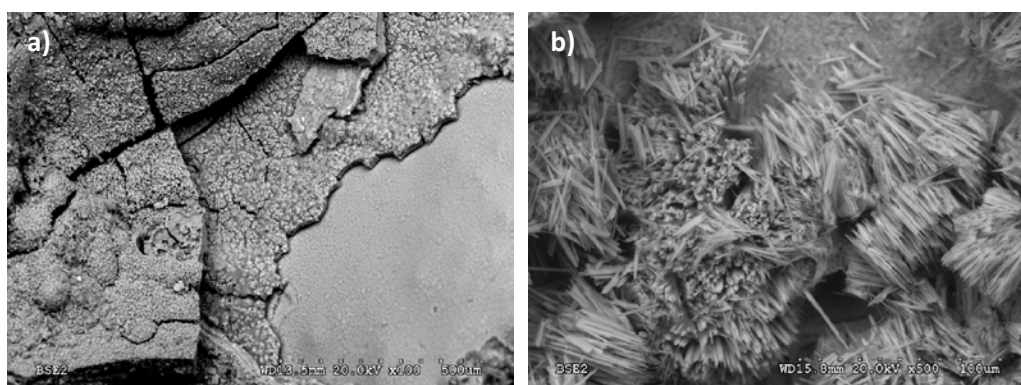


Figura 7.14 – Gel de la RAA (a) y etringita secundaria (b) obtenidas por MEB.

La hipótesis de que existan dos procesos expansivos en la presa, uno global (RAA) y otro que afecta la zona de hormigón cercana a superficies en contacto con el aire (ASI) como el paramento aguas abajo, permitiría explicar los elevados desplazamientos horizontales medidos, además de explicar no solo la elevación de la galería (medida clave que ha permitido acotar la acción de la RAA) sino también los elevados movimientos de nivelación en coronación de hasta 95 mm.

Conviene destacar que el daño existente en la presa también podría aportar una parte de los desplazamientos medidos. Como se observa en la figura 7.10 existen fisuras horizontales en la zona superior de la presa con aperturas individuales que van desde 1 a 5 mm, cuyo aporte conjunto podría incrementar los desplazamientos en coronación.

7.4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Las presas de gravedad con planta recta, en general, pueden ser analizadas satisfactoriamente mediante modelos 2D en condición de deformación plana, ya que presentan un comportamiento tipo ménsula. Sin embargo, debido a los elevados desplazamientos horizontales medidos en los bloques mas centrales de la presa de Graus, habría la posibilidad de que las expansiones, que tienden a generar compresiones longitudinales en la estructura, puedan generar un efecto arco que contribuiría para incrementar los desplazamientos de la estructura. Por todo ello además del modelo 2D se ha desarrollado un modelo 3D cuyos resultados se presentan a continuación.

7.4.1. Modelo 2D

Se han discretizado los bloques 4, 5 y 6 de la presa cuyas mallas se presentan en la figura 7.15. Puede apreciarse que la malla se ha densificado en una zona de unos 2 m cerca de las superficies expuestas al aire (con elementos de dimensión máxima de 10 cm), dado que estas zonas son las que presentarán los mayores gradientes de deformaciones. Por otra parte, en las interfases presa terreno se ha incorporado una junta lineal.

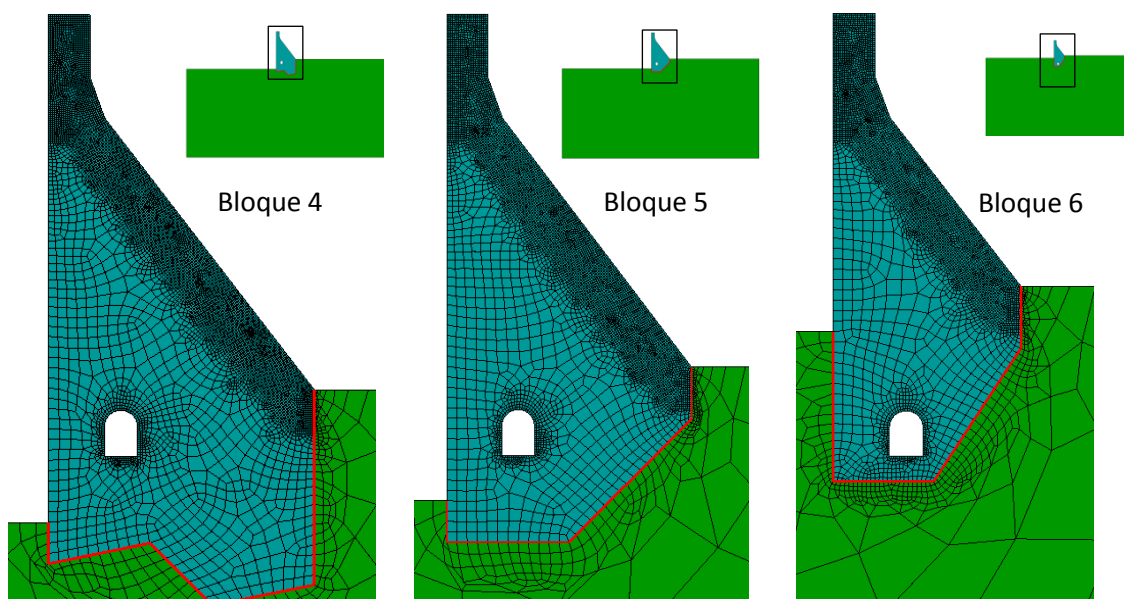


Figura 7.15 – Mallas de elementos finitos de los bloques 4, 5 y 6 de la presa de Graus.

Para estos cálculos iniciales se utilizará una distribución de deformaciones simplificada, tal como se hizo en el capítulo anterior para el estudio de la presa de Paso Nuevo. En la figura 7.16 se presenta la distribución de deformaciones simplificada adoptada, sobre la base de una actuación conjunta de una expansión generalizada (RAA) y otra localizada (ASI). Dado que, en general, la temperatura en el interior del cuerpo de presa no varía significativamente (con excepción de la zona cercana a paramento, donde

se supone que el ASI es el factor actuante principal), se adopta una distribución uniforme de las deformaciones debido a la RAA (ϵ_a), mientras que en la zona de ancho δ próxima al paramento cuya superficie está expuesta al aire, se aplica una deformación constante (ϵ_b), de mayor magnitud que la anterior. Entre ambas deformaciones se hace una transición lineal a lo largo de una distancia de 0,5 m. Debido a las condiciones de humedad de la zona de galería (con un hormigón prácticamente saturado) se desprecia el aporte del ASI en esta zona.

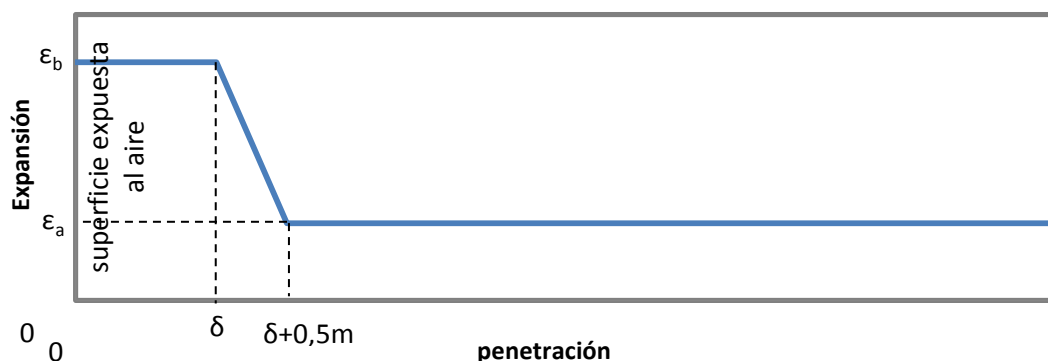


Figura 7.16 – Distribución simplificada de deformaciones en función de la penetración considerada a partir de una superficie expuesta al aire.

Se han adoptado para los parámetros materiales los siguientes valores: módulo de Young de 20 GPa y 70 GPa para el hormigón y la roca, respectivamente, y valor del coeficiente de Poisson de 0,2 para ambos materiales. Para los elementos junta en el contacto presa-terreno se han utilizado coeficientes de rigidez ($K_n = K_t = 10^9$ KN/m³), de modo de simular un comportamiento muy solidario entre presa y terreno (equivalente a la ausencia de juntas).

Para estos cálculos lineales, realizados en condiciones de deformación plana, primero se aplican las acciones del peso propio y del empuje hidrostático, seguidos de la consideración de las expansiones mediante deformaciones impuestas en los nodos de la malla. En los distintos ejemplos de cálculo se analizan los desplazamientos obtenidos en los nodos de la malla más próximos a la ubicación real de las bases de medidas en coronación.

Para la elección de los valores necesarios a fin de determinar el diagrama de la distribución simplificada de deformaciones, se ha seguido el siguiente procedimiento:

- Se ha obtenido la deformación uniforme (ϵ_a) necesaria para producir una elevación en la galería similar a la medida en la presa, ya que esta zona no está afectada de forma significativa por el ASI. Se ha adoptado una deformación de 1,62 mm/m que ajusta adecuadamente este desplazamiento para el caso del bloque 5.

- En el estudio del modelo cinético del ASI se ha observado que dependiendo de las constantes de cinética, del coeficiente de difusión del oxígeno en el hormigón y del contenido de agua, la penetración de la reacción queda en el entorno de unos 0,5 m hasta una profundidad de poco más de 1,5 m. Se utilizarán, entonces, tres valores posibles de penetraciones del ASI (δ) de 0,5 m, 1,0 m y 1,5 m en los cálculos.
- En cuanto a la expansión localizada (ϵ_b), se analizarán valores comprendidos entre 3 y 6 mm/m.

Otro efecto que se ha tenido en cuenta en los cálculos es el de la distribución de las deformaciones por encima del embalse cerca del paramento aguas arriba. Es posible que el desarrollo del ASI en esta zona sea más lento que en paramento aguas abajo debido a un mayor contenido de agua, ya que, en razón de la orientación de la presa, este paramento tiene una menor incidencia del sol durante el año, en comparación con el paramento aguas abajo, además de presentar una zona de hormigón por encima del nivel del embalse en la que actúa el efecto de la capilaridad. Para tener en cuenta este efecto se plantean dos hipótesis de comportamiento entre ambos paramentos:

- Comportamiento similar entre paramento aguas abajo y aguas arriba ($AB=AR$)
- Comportamiento diferenciado entre paramento aguas abajo y aguas arriba ($AB \neq AR$) donde no se aplican deformaciones debidas al ASI en aguas arriba.

Es razonable suponer que la situación real en la presa será un caso intermedio entre estas dos hipótesis, tendiendo más a una u otra en función de las condiciones reales de humedad en la presa. En la figura 7.17 y 7.18 se presenta a modo de ejemplo, la distribución resultante de las deformaciones para las dos hipótesis comentadas (en el caso de $\delta=1,0$ m y $\epsilon_b=5$ mm/m).

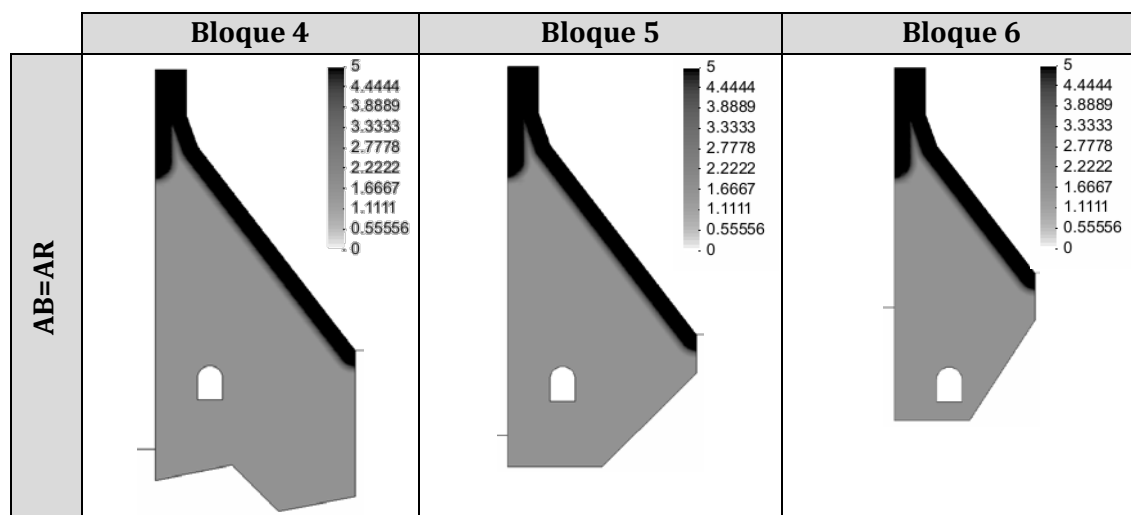


Figura 7.17 – Aplicación de la distribución simplificada de deformaciones (mm/m) en las secciones de los bloques 4, 5 y 6 de la presa de Graus para $AB=AR$.

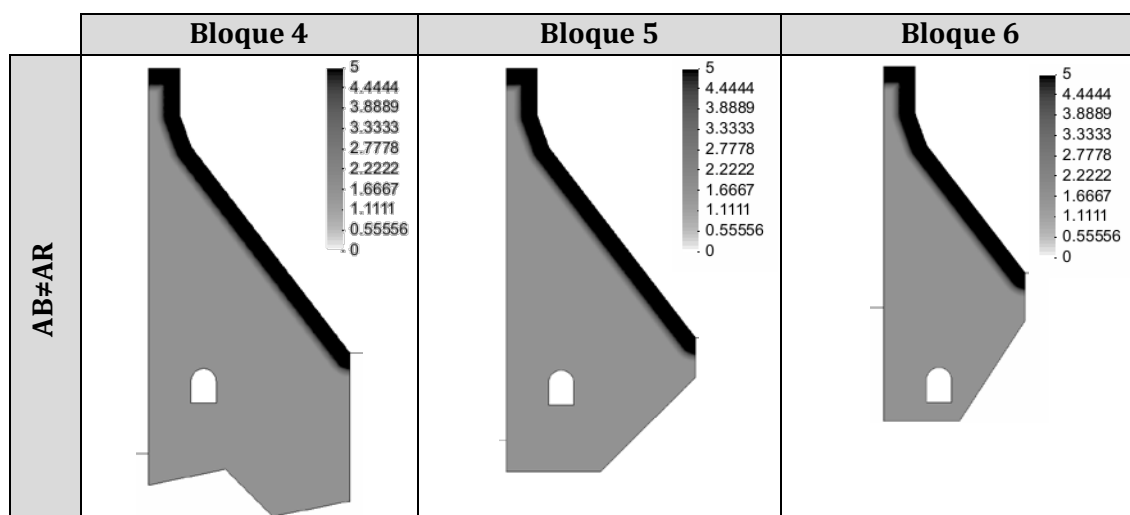


Figura 7.18 - Aplicación de la distribución simplificada de deformaciones (mm/m) en las secciones de los bloques 4, 5 y 6 de la presa de Graus para $AB \neq AR$

En la tabla 7.1 se presentan los desplazamientos verticales medidos y calculados en la galería de los tres bloques analizados de la presa para una deformación uniforme de $\epsilon_a = 1,62$ mm/m. En ella se puede observar, por un lado, que los valores medidos y calculados son similares para los bloques 4, 5 y 6 y, por otro lado, que los desplazamientos verticales tienen una cierta correlación con la altura (geometría) del bloque.

Bloque	Desplazamientos verticales (mm)	
	Medidos	Calculados para $\epsilon_a=1,62$ mm/m
4	8,81	11,07
5	9,13	9,14
6	3,97	3,05

Tabla 7.1 - Desplazamientos verticales medidos y calculados en la galería de los tres bloques.

En las figuras 7.19, 7.20 y 7.21 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales calculados en función del nivel de expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI, en línea continua para $AB=AR$ y en línea discontinua para $AB \neq AR$. En ellas, se puede apreciar que para $AB \neq AR$ se necesitan deformaciones de cerca de 6mm/m para obtener desplazamientos horizontales similares a los medidos, si bien los desplazamientos verticales calculados para estos valores quedan por debajo de los desplazamientos verticales medidos. Para $AB=AR$ se obtienen desplazamientos verticales más elevados (si bien aún por debajo de los medidos), pero esto redundaría en una reducción significativa de los desplazamientos horizontales calculados.

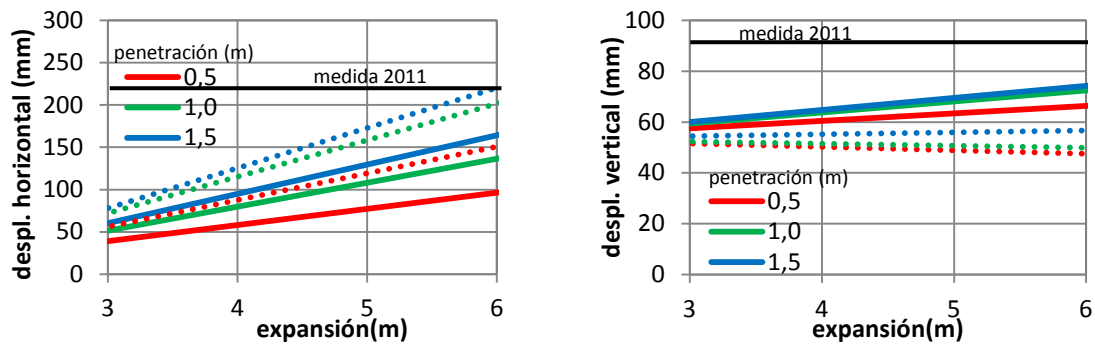


Figura 7.19 – Desplazamientos horizontales y verticales en coronación calculados en el bloque 4 en función de la expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI.

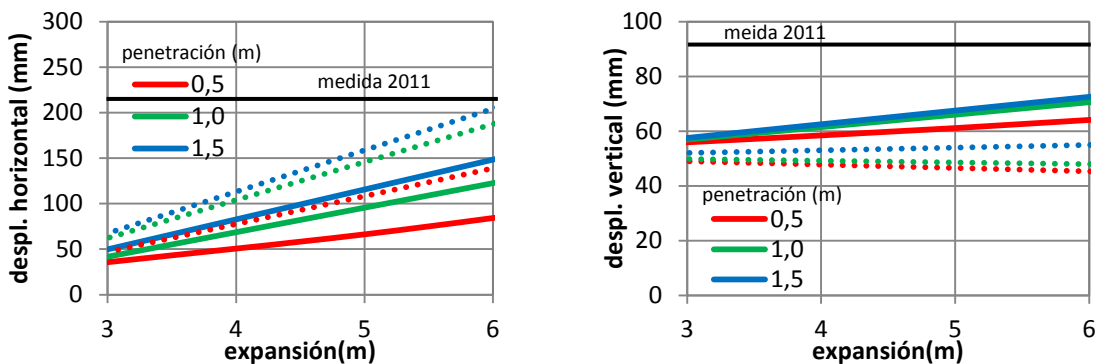


Figura 7.20 – Desplazamientos horizontales y verticales en coronación calculados en el bloque 5 en función de la expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI.

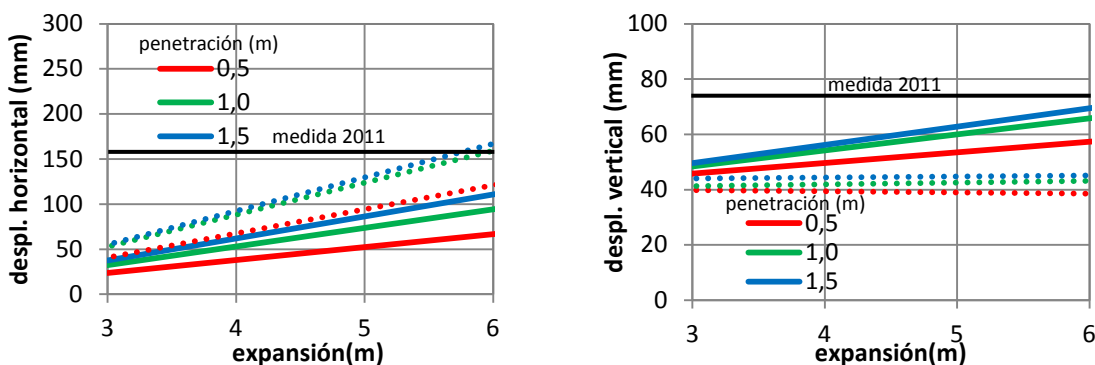


Figura 7.21 – Desplazamientos horizontales y verticales en coronación calculados en el bloque 6 en función de la expansión (ϵ_b) para distintas penetraciones del ASI.

El menor valor de los desplazamientos verticales calculados respecto a los reales, puede deberse a que la deformación uniforme se ha ajustado en galería y se ha mantenido constante en toda la altura de los bloques. Sin embargo, las deformaciones originadas por la RAA podrían variar con la altura, ya que en este tipo de expansiones suele haber una

reducción de la deformación máxima por confinamiento, situación en que se encuentra la zona de galería, por lo que cabría esperar valores superiores de expansión en zonas superiores de los bloques, y en consecuencia unos desplazamientos verticales algo superiores a los calculados en estos casos. Tampoco se descarta la posible aportación de aperturas de fisuras.

Aunque la hipótesis de un comportamiento diferenciado entre el paramento aguas abajo y la zona por encima del embalse de aguas arriba genere unas nivelaciones algo inferiores que la hipótesis de un comportamiento similar entre ambos, ésta parece ser la más representativa dado que permite llegar a desplazamientos horizontales del mismo orden que los medidos.

7.4.2. Modelo 3D

En la figura 7.22 se presentan algunas vistas de la malla de elementos finitos 3D de la presa de Graus en las que se indican el terreno en color verde y el hormigón de la presa en color azul. En ella se ha procurado simplificar diversos aspectos de la geometría, con el objetivo de reducir los grados de libertad del problema durante el proceso de generación de la malla. A la geometría, se le han incorporado planos de juntas en el contacto de la presa con el terreno y en planos verticales entre los bloques de la presa, tal como se presenta en la figura 7.22d.

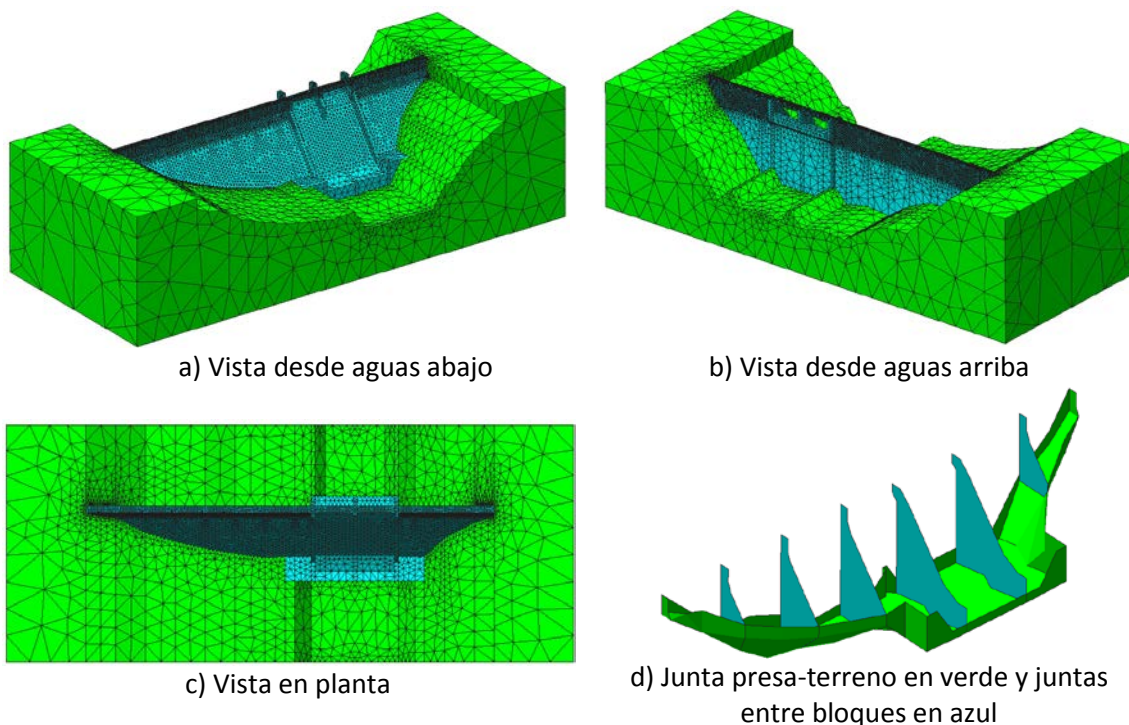


Figura 7.22 – Malla de elementos finitos de la presa de Graus.

La malla generada contiene una mayor densificación en la zona de paramento aguas abajo y en la parte superior de paramento aguas arriba (zona expuesta al ASI). La malla contiene 16773 nodos, 56920 tetraedros lineales y 3349 elementos junta triangulares.

Al igual que en el caso 2D anterior, se ha considerado un comportamiento de los materiales de tipo elástico-lineal, con iguales valores de los parámetros mecánicos. Se han incluido deformaciones impuestas en los nodos de la malla siguiendo la distribución simplificada de deformaciones presentada, anteriormente, en la figura 7.16.

En la figura 7.23 se presenta, en escalas de colores, la distribución de las deformaciones impuestas en la presa para el caso con $\varepsilon_b = 5 \text{ mm/m}$ y $\delta = 1 \text{ m}$ considerando un efecto diferenciado entre la zona de paramento aguas arriba por encima del embalse y paramento aguas abajo. Inicialmente se ha llevado a cabo un cálculo considerando una penetración $\delta = 1 \text{ m}$ con una deformación $\varepsilon_b = 5 \text{ mm/m}$, constantes normales (K_n) en las juntas altas (muy solidarias) y constantes tangenciales medianamente solidarias ($K_t = 1.10^5 \text{ KN/m}^3$). La deformación uniforme se mantiene, en este caso, con el valor de $\varepsilon_a = 1,62 \text{ mm/m}$.

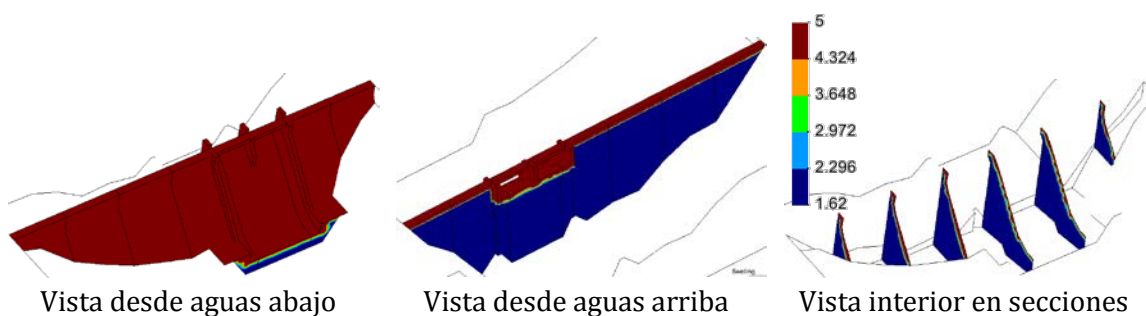


Figura 7.23 – Distribución de deformaciones (mm/m) para el caso con $\varepsilon_b = 5 \text{ mm/m}$ y $\delta = 1 \text{ m}$.

En la figura 7.24 se presenta el aspecto de la deformada de la presa, en la que se puede observar la elevación y desplazamiento hacia aguas arriba de los bloques, comparados con la estructura no deformada (líneas en rojo). También se pueden apreciar los desplazamientos relativos entre bloques que llegan a valores de 2,5 cm en horizontal.

En la figura 7.25 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales calculados en la simulación 3D (línea continua) y 2D (puntos). En ella se puede observar que los mayores desplazamientos horizontales ocurren en los bloques 4 y 5 tal como ocurre en las medidas reales, si bien el mayor desplazamiento vertical aparece en el bloque 3 (bloque del aliviadero) a diferencia de lo que se observan en las mediciones (figura 7.6, anteriormente presentada).

Una posible explicación para este efecto es que la base de medida del bloque del aliviadero está situada sobre una estructura auxiliar compuesta por una pared de hormigón (tajamar) y una pasarela, tal como se ha señalado con anterioridad en el

apartado 7.2. Esta estructura auxiliar tiene un área superficial muy grande en comparación con su volumen, lo que permitiría que hubiera un gran aporte de oxígeno para el ASI en esta zona, lo que haría que éste se desarrollase rápidamente, en comparación a los otros bloques de la presa. Por otro lado, dado que las bases de medida de la presa se instalaron 10 años después de terminada la construcción de la presa, es posible que gran parte de los desplazamientos debidos a la expansión que pueda haber ocurrido en esta estructura auxiliar no haya sido registrada.

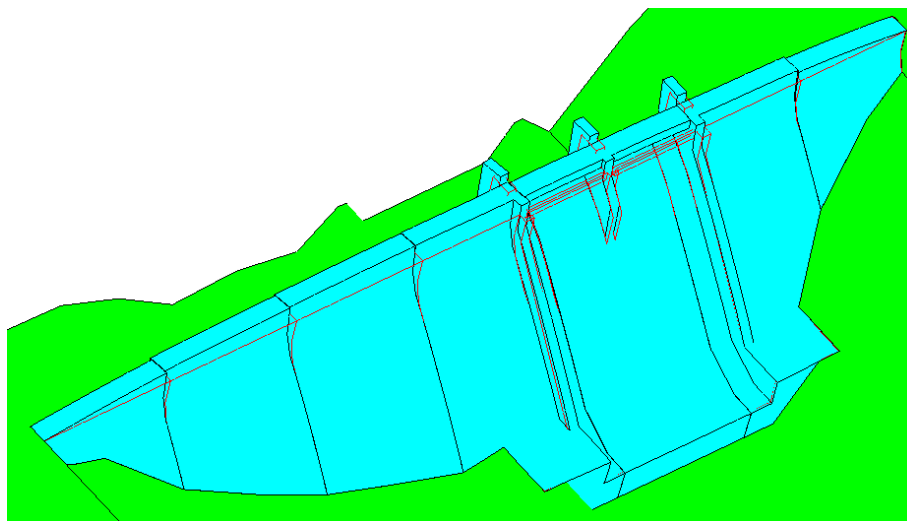


Figura 7.24 – Deformada ($\times 10$) para el caso con $\varepsilon_b = 5 \text{ mm/m}$ y $\delta = 1 \text{ m}$.

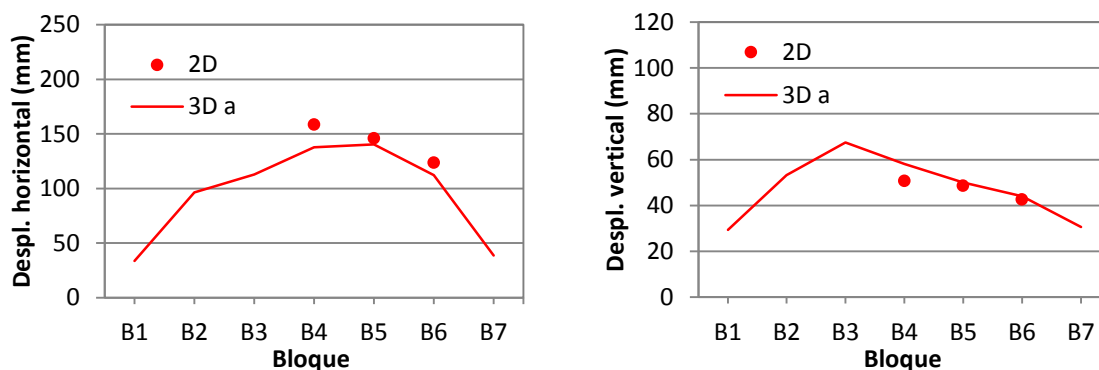


Figura 7.25 – Desplazamientos horizontales y verticales calculados en coronación ($\varepsilon_b = 5 \text{ mm/m}$, $\delta = 1.0 \text{ m}$ y $K_t = 1.10^5 \text{ KN/m}^3$).

Para acotar este efecto se ha llevado a cabo un nuevo cálculo donde no se ha aplicado deformaciones debidas al ASI en esta estructura auxiliar. En la figura 7.26 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales calculados para ambos casos, donde se puede apreciar la significativa reducción de la nivelación en el bloque 3 cuando se quita la expansión en esta estructura auxiliar. Este resultado se aproxima más a lo observado en la estructura real, tal como se puede ver en la figura 7.6.

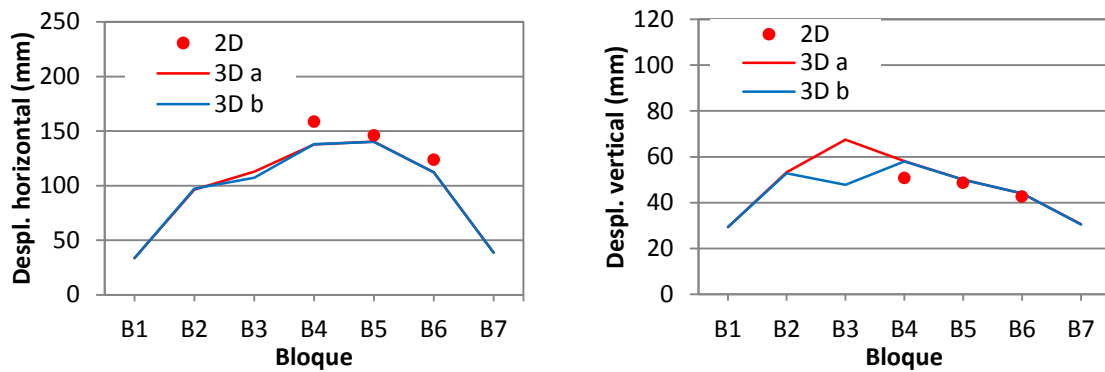


Figura 7.26 – Desplazamientos horizontales y verticales calculados en coronación ($\varepsilon_b=5\text{mm/m}$, $\delta=1.0\text{m}$ y $K_t=1.10^5\text{KN/m}^3$).

Con el objetivo de evaluar el efecto de la constante K_t , en esta última hipótesis, se han supuesto tres condiciones de las juntas entre los bloques de presa, una con un K_t muy bajo (poco solidario), otro intermedio (medianamente solidario) y uno muy alto (muy solidario), utilizando en todos los cálculos una penetración de 1 m y $\varepsilon_b=5\text{mm/m}$.

En la figura 7.27 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales calculados para los distintos K_t , en línea continua con el modelo 3D y los puntos con el modelo 2D. En ella se puede apreciar que los resultados son muy similares y, en consecuencia, no hay una influencia significativa de este parámetro en los desplazamientos.

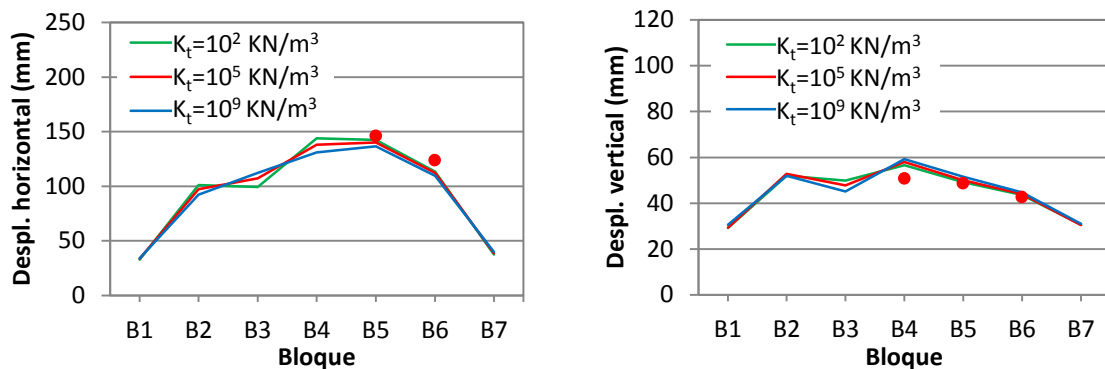


Figura 7.27 – Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación para diferentes valores de K_t en el modelo 3D (línea continua) y 2D (puntos).

Por otro lado, con el objetivo de evaluar el efecto del nivel de expansión (ε_b) y el de la penetración (δ) en los desplazamientos de la presa, se han calculado estos desplazamientos para diferentes niveles de expansión y penetraciones, utilizando en los cálculos un $K_t=1.10^5\text{KN/m}^3$ (medianamente solidario). En la figura 7.28 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales calculados en coronación, en línea continua con el modelo 3D y los puntos con el modelo 2D, donde se observa que la tendencia de las

curvas de los desplazamientos verticales y horizontales calculados es similar a las medidas en la presa, si bien con valores inferiores sobretodo en las nivelaciones. También se puede apreciar que los valores de los desplazamientos son mas elevados cuanto mayor sea el nivel de expansión y/o de la penetración.

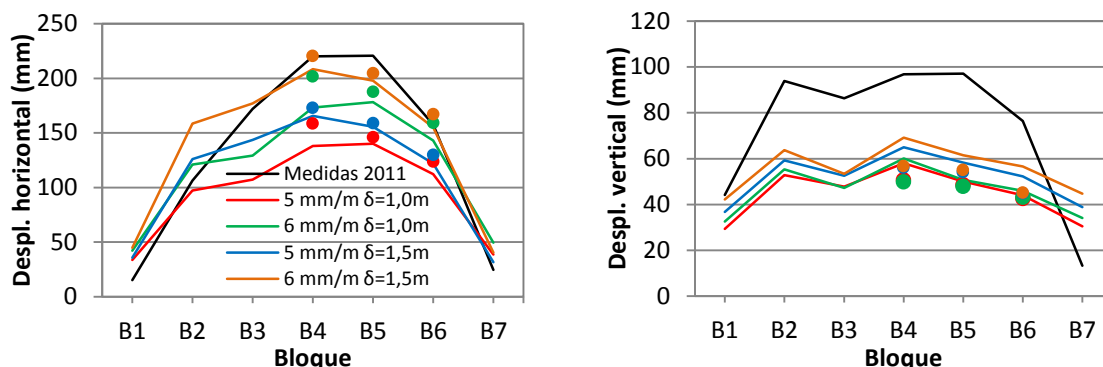


Figura 7.28 – Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación para diferentes niveles de expansión y penetraciones en los modelos 3D y 2D.

Por último, se analiza el efecto que tiene la consideración de un comportamiento diferenciado e igual entre paramento aguas abajo y la parte por encima del embalse de paramento aguas arriba, tal como se había planteado en las simulaciones 2D del apartado anterior (ver figuras 7.17 y 1.18). En la figura 7.29 se presentan los desplazamientos calculados considerando este efecto, en línea continua con el modelo 3D y los puntos con el modelo 2D.

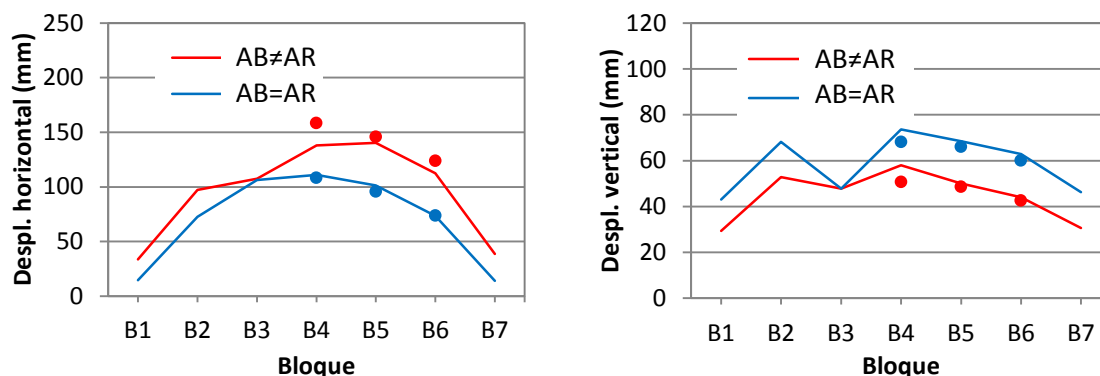


Figura 7.29 – Desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación para un comportamiento diferenciado e igual entre AB y AR en los modelos 3D y 2D.

En esta figura se puede observar que hay una reducción de los desplazamientos horizontales y un incremento de los verticales al suponer un comportamiento igual entre paramentos, del mismo modo que se observa en las simulaciones 2D del apartado anterior. Si comparamos la tendencia de los desplazamientos horizontales de la figura 7.29 con la medida (figura 7.5), observamos que la simulación con un comportamiento

diferenciado entre paramentos tiene una tendencia más similar a las medidas, ya que presenta desplazamientos máximos en los bloques 4 y 5, tal como ocurre en la estructura real. Por lo tanto, se considera que un comportamiento diferenciado entre paramentos representa mejor el comportamiento de la presa.

El modelo 3D de la presa de Graus ha permitido evaluar los desplazamientos en todos los bloques, considerando de manera más realista las coacciones e interacciones entre bloques. Como resultado se ha observado que los desplazamientos calculados en los bloques 4, 5 y 6 son muy similares a los obtenidos en los cálculos 2D en deformación plana. Esto indica que los efectos tipo arco que podrían aparecer en la simulación 3D debido a las deformaciones expansivas en la dirección del eje de la presa (que incidirían sobre todo en un incremento de los desplazamientos horizontales de los bloques ubicados en la zona central de la presa), tienen una escasa influencia en los desplazamientos de la estructura, sobre todo en los bloques más centrales de la presa. De lo cual se desprende, que la simulación 2D en deformación plana representa una simplificación válida para el estudio de estos bloques bajo estas acciones expansivas internas.

Los desplazamientos calculados en los distintos casos para la distribución de deformaciones simplificada de la figura 7.16, permiten obtener desplazamientos horizontales del mismo orden de magnitud que los medidos, correspondiendo la mejor aproximación para una expansión de 6 mm/m (ASI) y una penetración de 1,5 m.

7.5. ANÁLISIS NO-LINEAL DEL BLOQUE 5

Como se ha visto en apartados anteriores, en la presa de Graus hay una serie de fisuras horizontales ubicadas en los 5 m superiores, que pueden verse en los dos pozos de los péndulos (ver figura 7.10). Dicha fisuración puede tener un efecto en los desplazamientos de la presa, que se incrementarían por la apertura de las fisuras, de forma similar a como se ha visto en el capítulo 6 par el caso de la presa de Mequinenza.

Para evaluar el aporte de la fisuración a los desplazamientos de este bloque, se ha discretizado en la geometría del bloque líneas de juntas horizontales (en rojo en la figura 7.30b) distanciadas cada 0,5 m en la zona superior de la presa (distancia media entre las fisuras observadas en los pozos de los péndulos), además de líneas de juntas en la dirección de las juntas de hormigonado de la presa en la parte inferior del bloque (ver figura 7.30a), que como es sabido suelen ser caminos preferenciales de fisuración. Se ha generado una nueva malla 2D del bloque 5 de la presa, que se muestra en la figura 7.30b.

Del mismo modo que en las mallas anteriores se ha densificado más la zona cercana a paramento aguas abajo y por encima del embalse, cercana a paramento aguas arriba. También se ha densificado, en mayor medida, la zona donde se han incluido las líneas de juntas entre tongadas.

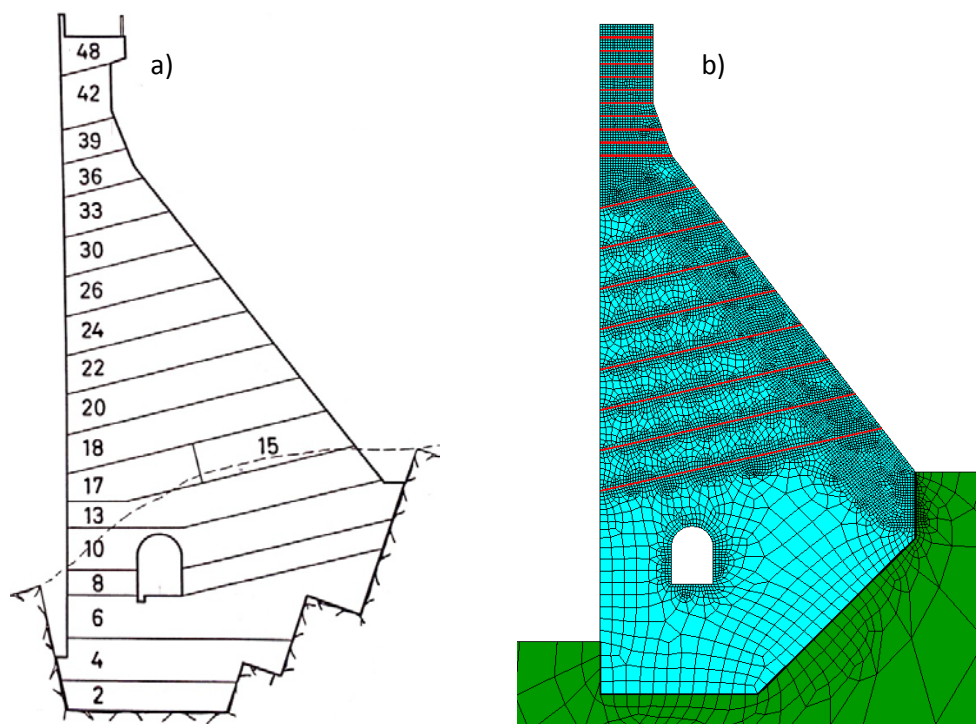


Figura 7.30 – Plano de hormigonado (a) y malla de elementos finitos (b) del bloque 5.

En este caso se evaluará de forma más detallada y realista la distribución y la evolución en el tiempo de las deformaciones impuestas por los procesos expansivos involucrados. Para el ASI se empleará el modelo cinético desarrollado en el capítulo 3 de esta tesis, mientras que para las RAA se utilizará el modelo propuesto por Ulm *et al.* (2000).

7.5.1. Expansiones debidas al ASI

En primer lugar, se solucionan las ecuaciones del modelo cinético del ASI (del mismo modo que en el capítulo 3), generando una serie de ficheros con los incrementos de deformaciones impuestas en cada nodo de la malla, cada uno referente a una edad del bloque de la presa. Posteriormente, se realiza el cálculo mecánico aplicando inicialmente las acciones del peso propio y del empuje hidrostático y, posteriormente, se incluyen las deformaciones impuestas.

Aplicación del modelo cinético del ASI

En la tabla 7.2 se presentan los parámetros utilizados en el modelo cinético considerando que el Fe^{3+} sería el oxidante principal de los sulfuros de hierro. Se ha adoptado para la concentración inicial de sulfuros de hierro, el valor estimado en el capítulo 3 (en base al análisis por FRX de una muestra de la presa de Graus). Los demás parámetros fueron estimados de modo de obtener una evolución en el tiempo de los

desplazamientos horizontales (con juntas elásticas lineales muy solidarias) similar a la observada en la presa, con valores razonables dentro de los rangos estudiados en el capítulo 3.

moles/m ³				m ³ /(mol.s)		m ² /s	θ_0	α	β	γ
[O ₂] _{atm}	[O ₂] ₀	[Fe _{1-x} S] ₀	[F ²⁺] ₀	k ₂	k ₄	D ₍₀₎				
9,26	0,00	375,00	2,00	1,58.10 ⁻⁷	2,85.10 ⁻¹¹	5.10 ⁻⁷	0,85	0,5	-1,4	0,3

Tabla 7.2 – Parámetros adoptados en el modelo cinético del ASI en la presa de Graus.

En la figura 7.31 se presenta la evolución de las expansiones fruto del ASI en la sección del bloque 5 de la presa de Graus, suponiendo una deformación máxima de 6 mm/m que es la que permite obtener desplazamientos horizontales del mismo orden de magnitud que los medidos. En ella se puede apreciar que, tal como era de esperar, el ASI se limita a la zona cercana a paramento aguas abajo no habiendo expansiones en la zona interior de la presa.

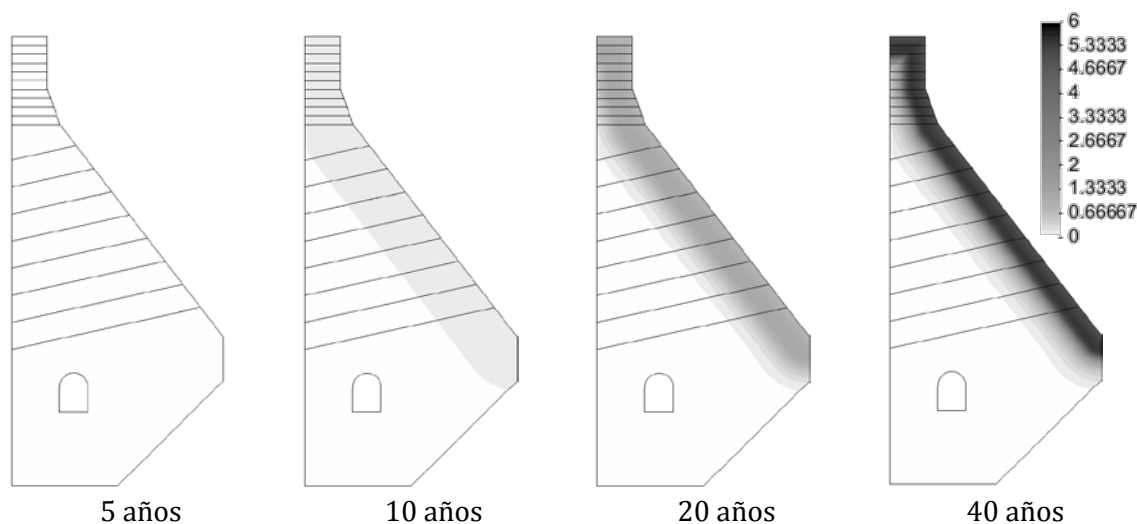


Figura 7.31 – Evolución de las expansiones debidas al ASI en la presa de Graus (en mm/m).

Desplazamientos calculados con juntas elásticas-lineales

En la figura 7.32 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados a lo largo del tiempo, pudiéndose apreciar que se reproduce la evolución y magnitud de los desplazamientos horizontales. En la evolución de los desplazamientos verticales se puede apreciar que el ASI actuando sólo genera unos valores de los desplazamientos verticales muy pequeños si se comparan con los medidos en la presa, tal como se había previsto en el apartado 7.3.

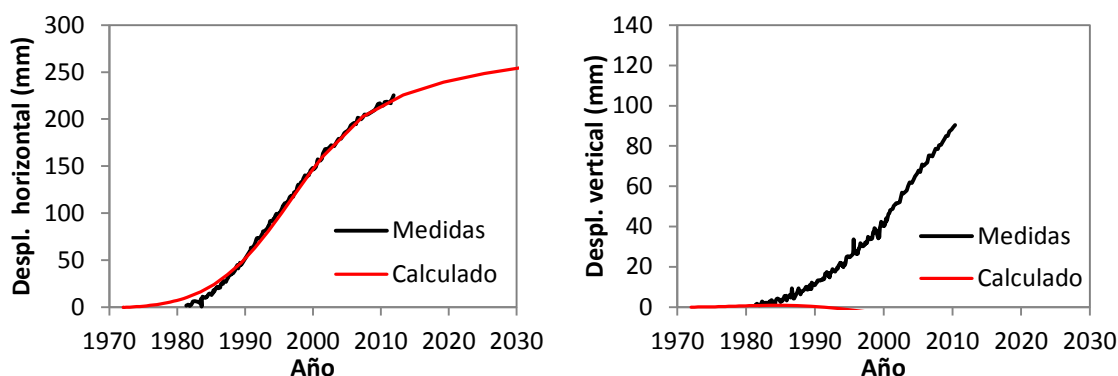


Figura 7.32 – Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación del bloque 5 de Graus debidos al ASI.

Este resultado pone de manifiesto claramente que el ASI puede generar desplazamientos horizontales elevados en la presa de Graus, sin embargo los elevados desplazamientos verticales medidos no pueden ser atribuidos a esta acción.

7.5.2. Expansiones debidas a la RAA

Para evaluar las expansiones debidas a la RAA se utilizará el modelo cinético propuesto por Ulm *et al.* (2000). Este modelo determina la evolución en el tiempo de la RAA en función de la temperatura. Para ello, en primer lugar se realiza un análisis térmico del bloque (para la misma malla utilizada en el cálculo mecánico) obteniendo las temperaturas medias mensuales de cada nodo de la malla para un año típico. Con posterioridad se solucionan las ecuaciones del modelo cinético de la RAA generando una serie de ficheros con los incrementos de deformaciones impuestas en cada nodo de la malla, cada uno referente a una edad del bloque de la presa. Por último, se procede al cálculo mecánico aplicando inicialmente las acciones del peso propio y del empuje hidrostático, seguidas de las deformaciones impuestas.

Análisis térmico del bloque 5

La temperatura en el interior de la presa depende de las condiciones de contorno de la misma (temperatura del agua, temperatura ambiente, velocidad del viento, incidencia solar, entre otros), además de las propiedades térmicas del hormigón (conductividad térmica, calor específico, entre otros). A partir del conocimiento de estas propiedades y condiciones se puede determinar numéricamente la temperatura en cada punto de la estructura a diferentes edades.

A fin de estimar las temperaturas promedio mensuales para un año típico, se procede a un análisis térmico del bloque 5 de la presa, utilizando la misma malla que en los cálculos mecánicos. Se ha empleado el código de cálculo DRACFLOW desarrollado en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la ETSECCPB de la

UPC, que resuelve diversos problemas de difusión, entre ellos el de difusión de calor. Se adoptan las propiedades térmicas y temperaturas del agua y ambientales estimadas por Aguado *et al* (1993) para esta misma presa que se presentan en las tablas 7.3 y 7.4, respectivamente. No se ha tenido en cuenta en la simulación, el aporte de la variación térmica diaria y de la incidencia solar, que según Agulló (1991) suelen afectar sólomente una capa superficial del hormigón.

Conductividad Térmica W/(m ² °C)	Calor específico J/(Kg °C)	Peso específico Kg/m ³	Coefficiente de convección W/(m ² °C)
2,5	1000	2500	20,63

Tabla 7.3 – Valores adoptados para la caracterización térmica del hormigón.

Mes	T _{amb.} (°C)	T _{agua} (°C)
Enero	1,9	3,0
Febrero	3,0	3,6
Marzo	5,6	3,9
Abril	8,2	4,3
Mayo	12,1	6,0
Junio	15,5	9,8
Julio	18,8	11,7
Agosto	17,7	11,7
Septiembre	15,2	11,3
Octubre	11,4	5,8
Noviembre	5,5	2,7
Diciembre	1,5	3,8

Tabla 7.4 – Temperatura ambiente (T_{amb}) y temperatura agua del embalse (T_{agua}) adoptadas

En los cálculos, el terreno se considera adiabático (no conduce calor). La temperatura del agua se tiene en cuenta como temperaturas impuestas en los nodos de la malla que estarían en contacto con el embalse. El transporte del calor entre el aire y el hormigón se tiene en cuenta aplicando flujos impuestos a las caras de los elementos de la malla en contacto con la superficie, determinados como el producto entre el coeficiente de convección por la diferencia de temperatura entre la superficie del hormigón y el aire.

Los cálculos se llevaron a cabo inicialmente atribuyendo una temperatura inicial al hormigón para, con posterioridad, aplicar mes a mes las condiciones de contorno, prosiguiendo con el cálculo hasta obtener un ciclo repetitivo anual de temperaturas. De este modo se obtienen las temperaturas medias para cada punto de la malla en cada mes del año.

A modo de ejemplo en la figura 7.33 se presenta en diagrama de colores la temperatura calculada en el bloque para cuatro de los meses del año, pudiéndose apreciar que el interior de la presa no presenta cambios significativos en la temperatura a lo largo del año, si bien las zonas cercanas a los paramentos sufren variaciones que van desde temperaturas próximas a cero grados centígrados en invierno hasta los 16 grados en verano.

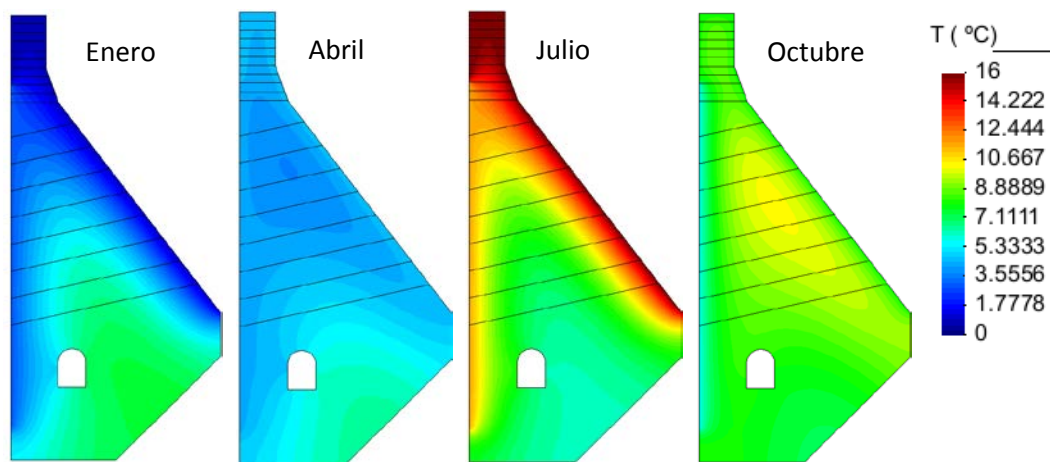


Figura 7.33 – Temperaturas calculadas en el bloque.

Aplicación del modelo cinético del RAA

El modelo cinético de la RAA propuesto por Ulm *et al.* (2000) define el progreso de la reacción en función de la ecuación diferencial:

$$1 - \xi(t) = \tau_{c(T)} \lambda_{(\xi,T)} \frac{\partial \xi(t)}{\partial t}, \quad \lambda_{(\xi,T)} = \frac{1 + e^{-\frac{\tau_L(T)}{\tau_c(T)}}}{\xi + e^{-\frac{\tau_L(T)}{\tau_c(T)}}} \quad (7.1)$$

donde: ξ es la extensión de la reacción, T es la temperatura absoluta, t es el tiempo, τ_c y τ_L son las constantes de tiempo característico y de latencia respectivamente. Estas constantes temporales dependen de la temperatura siguiendo las siguientes ecuaciones basadas en la ley de Arrhenius:

$$\tau_{c(T)} = \tau_{c(T_0)} e^{U_c \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)}, \quad \tau_{L(T)} = \tau_{L(T_0)} e^{U_L \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad (7.2)$$

donde: T_0 es la temperatura de referencia, U_c y U_L las constantes de activación del tiempo característico y de latencia respectivamente. A partir de los ensayos de Larive (1998), Ulm *et al.* (2000) proponen los siguientes rangos de las constantes de activación: $U_c = 5400 \pm 500K$ y $U_L = 9400 \pm 500K$.

La expansión se considera proporcional a la extensión de la reacción donde ε_{max}^{raa} es la expansión máxima debido a la RAA.

$$\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_{max}^{raa} \cdot \xi_{(t)} \quad (7.3)$$

Conocidas las temperaturas para cada mes en un año típico, se puede integrar mes a mes la ecuación diferencial (expresión 7.1) para cada punto de la malla a lo largo del tiempo, obteniendo a partir de la expresión 7.3 la deformación en cada punto a diferentes edades del bloque. Para el cálculo se ha adoptado una temperatura de referencia de 38°C (utilizada en los ensayos de Larive).

Como no se dispone de datos experimentales sobre la RAA del hormigón de la presa de Graus, se procede a un análisis inverso para determinar los demás parámetros del modelo, buscando obtener una evolución de los desplazamientos verticales calculados similar a los medidos en la presa. En la tabla 7.5 se presentan los parámetros adoptados para el modelo cinético de la RAA en Graus. La deformación máxima se estima en 2,8 mm/m, que es la necesaria para ajustar las nivelaciones medidas en la Galería (zona que no sufre influencia del ASI).

T_0 (°C)	U_c (K)	U_L (K)	$\tau_{c(T_0)}$ (días)	$\tau_{L(T_0)}$ (días)
38	5400	9700	387	422

Tabla 7.5 – Parámetros adoptados en el modelo cinético de la RAA para la presa de Graus.

En la figura 7.34 se presenta la evolución de la RAA en Graus, pudiéndose apreciar que la expansión se inicia primero en las zonas cercanas a paramento aguas abajo debido a sus temperaturas más elevadas en verano que aceleran las reacciones; sin embargo, en comparación con la evolución del ASI, la RAA ocurre de forma mucho más uniforme en toda la presa. Cabe mencionar, no obstante, el retraso con el que se producen las reacciones en la zona inferior a la galería, tal como se puede apreciar claramente en la figura 7.34 para la edad de 10 años.

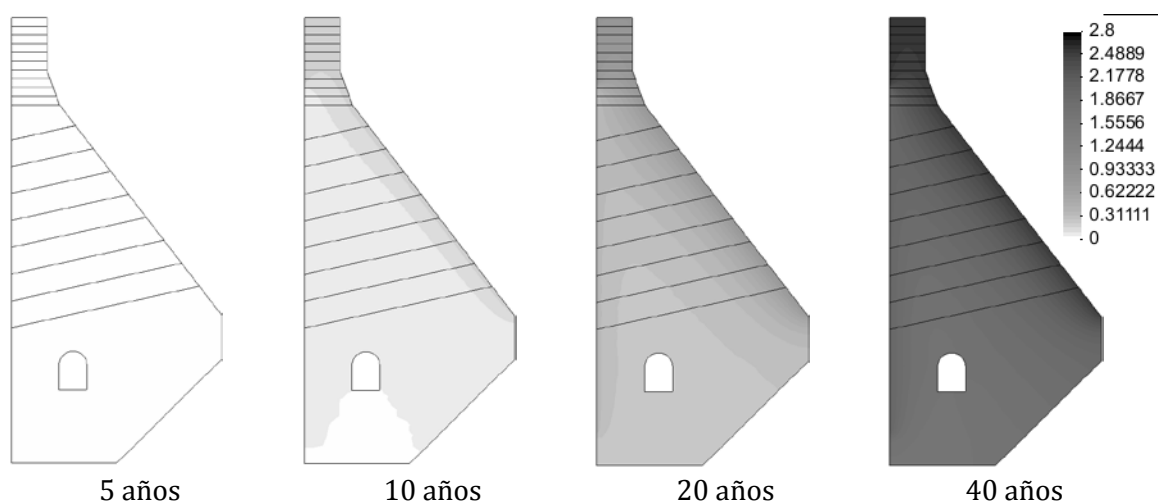


Figura 7.34 – Evolución de las expansiones debidas ala RAA en la presa de Graus (en mm/m).

Desplazamientos calculados con juntas elásticas-lineales

En la figura 7.35 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados a lo largo del tiempo en coronación del bloque (con juntas elásticas lineales muy solidarias). En ella se puede apreciar que, aunque con valores algo inferiores a los medidos, se puede reproducir la evolución de los desplazamientos verticales. En la evolución de los desplazamientos horizontales observamos que hay un pequeño aporte al principio debido a la reacción mas rápida en paramento aguas abajo que luego es contrarrestada por la expansión en el hormigón en las demás zonas de la presa. De todos modos, los desplazamientos horizontales generados son muy inferiores a los medidos en la presa.

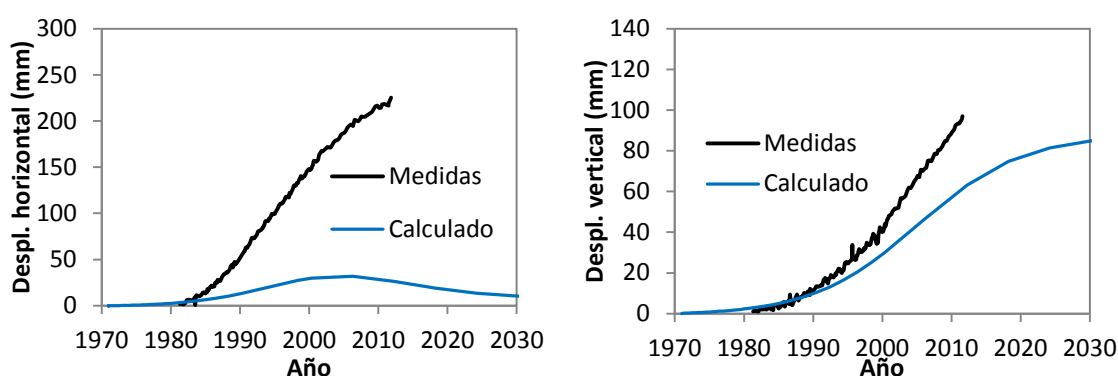


Figura 7.35 – Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados en coronación del bloque 5 de Graus debidos a la RAA.

7.5.3. Expansión combinada del ASI y de la RAA

En los apartados anteriores se ha aplicado de forma separada los modelos cinéticos del ASI y de la RAA al bloque 5 de Graus, habiéndose comprobado que el ASI es el principal responsable por los desplazamientos horizontales en coronación, mientras que la RAA es la principal responsable de los desplazamientos verticales, por lo que la aplicación conjunta de ambas expansiones debería reproducir adecuadamente el comportamiento de la presa.

Aplicación conjunta de los modelos cinéticos del ASI y de la RAA

La aplicación conjunta de ambas acciones expansivas conlleva una serie de dudas, ya que no se conoce con exactitud cómo un proceso puede influir en el desarrollo del otro. Una hipótesis razonable que se puede utilizar es suponer que predomine la deformación generada por el proceso más expansivo, o sea que en zonas donde actúen la RAA y el ASI, los productos de la reacción menos expansiva tenderían a rellenar los huecos y grietas causadas por la más expansiva, sin que ello conlleve una sumatoria de las expansiones de ambas. Esta suposición se basa en observaciones experimentales realizadas en Espinós *et*

al. (2010) en muestras de paramento aguas abajo del hormigón de la presa de Paso Nuevo (afectada por RAA y ASI) en que se aprecia el gel de la RAA rellenando huecos y grietas generados por el ASI (más rápido que la RAA en esta zona), fosilizando algunos cristales de etringita.

La hipótesis mencionada puede expresarse de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{(t)} = \max(\varepsilon_{(t)}^{ASI}, \varepsilon_{(t)}^{AAR}) \quad (7.4)$$

donde: $\varepsilon_{(t)}$ es la expansión final, $\varepsilon_{(t)}^{ASI}$ y $\varepsilon_{(t)}^{AAR}$ son las expansiones debidas al ASI y la RAA para el tiempo t , respectivamente.

En la figura 7.36 se presenta la evolución de las expansiones en el bloque, obtenida con la expresión 7.4 a partir de los resultados de los modelos cinéticos del ASI y de la RAA de los apartados anteriores. Se puede apreciar que las primeras expansiones se notan en las zonas cercanas a paramento aguas abajo debidas principalmente al ASI, y que la RAA aparece después en las demás zonas de la presa.

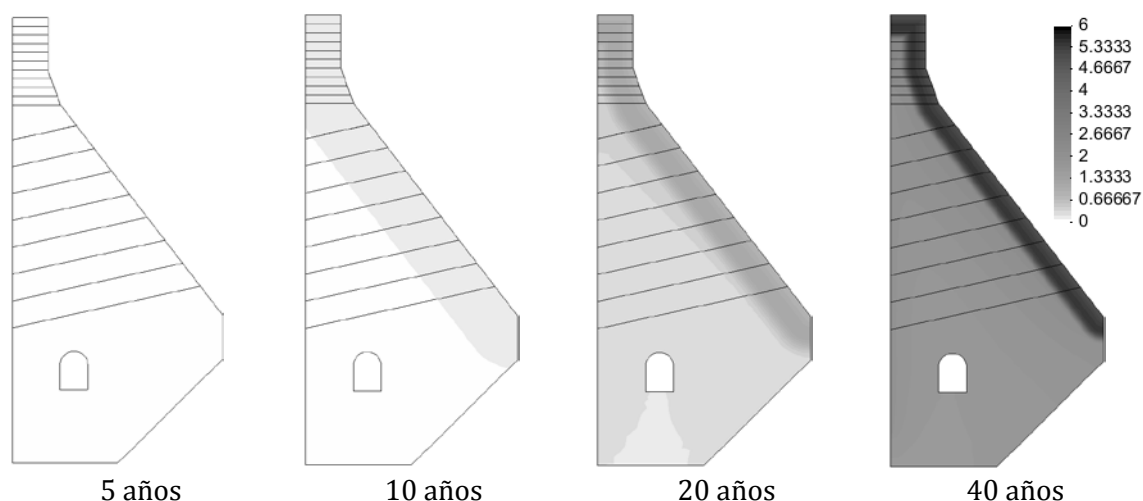


Figura 7.36 – Evolución de la expansión en Graus (en mm/m) debido a la acción conjunta del ASI y la RAA.

Desplazamientos calculados con juntas elásticas-lineales

En la figura 7.37 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados para las distintas acciones expansivas, pudiéndose apreciar que, al combinar el ASI con el AAR, los desplazamientos horizontales se han reducido en comparación al efecto aislado del ASI.

Esto responde a que la acción de la AAR reduce la diferencia de deformación entre el paramento aguas abajo y aguas arriba reduciendo el giro de las secciones horizontales y, por lo tanto, los desplazamientos horizontales en coronación. Con relación a los

desplazamientos verticales, la combinación del ASI con la RAA no afecta significativamente los desplazamientos calculados considerando el efecto aislado de la RAA.

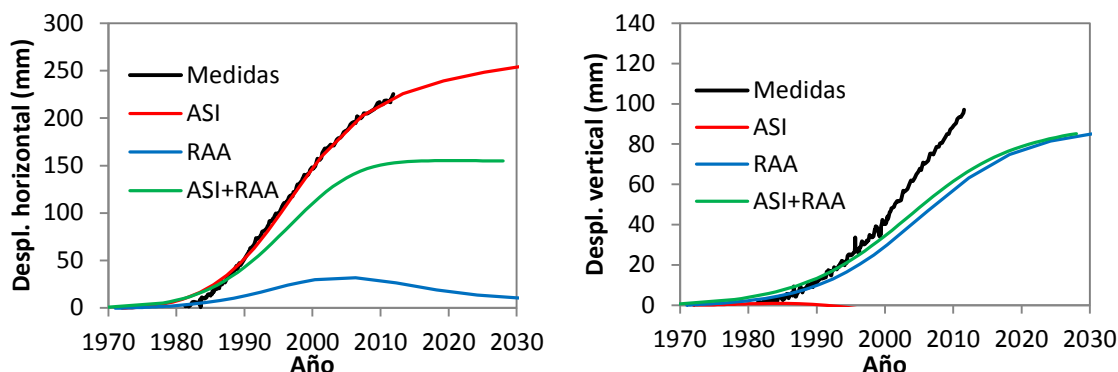


Figura 7.37 – Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados

Para el año 2011 (última medida disponible), los desplazamientos calculados son cercanos a los 151 mm en horizontal y de 66 mm en vertical, muy próximos a los calculados con la distribución simplificada en el apartado 7.4 en que se obtuvo un desplazamientos horizontal de 150 mm y uno vertical de 70 mm (para el caso con una penetración del ASI de 1,5 m).

Este resultado es razonable ya que si se compara la distribución de deformaciones obtenida con los modelos cinéticos (figura 7.36 a 40 años) con la distribución simplificada utilizada en el apartado 7.4 (figura 7.18 para el bloque 5) observamos que son muy similares, lo que viene a confirmar la bondad de los resultados obtenidos con la distribución simplificada.

7.5.4. Análisis de la fisuración en el bloque 5

Para tener en cuenta la fisuración del hormigón en el análisis numérico del bloque 5 se considera una ley constitutiva no-lineal para el comportamiento de las juntas introducidas en la sección transversal, cuya ley se describe en el anejo 2. Se supone que las juntas de hormigonado y las juntas en la parte superior de la presa presentan una buena resistencia (líneas en rojo en la figura 7.30, anteriormente presentada) por lo que se ha adoptado una resistencia a tracción de 2 MPa, $\tan\phi_0 = 0.80$ y $c_0 = 14$ MPa, $K_N = K_T = 10^9$ KN/m³, $\tan\phi_{res} = 0.40$, $G_F^l = 0.12$ N/mm, $G_F^{IIa} = 10 G_F^l$, $\sigma^{dil} = 40$ MPa y demás parámetros iguales a cero.

En las simulaciones anteriores se ha tenido en cuenta la unión de la presa con el terreno utilizando una junta con constantes tangenciales muy solidarias (como si la junta no existiera). Como en esta simulación se tendrá en cuenta la fisuración, el efecto concentrador de tensiones que suele tener el talón de la presa puede afectar la fisuración de las juntas situadas más próximas a la cimentación, por lo que resulta necesaria una hipótesis más realista del contacto presa-terreno.

Las expansiones en el hormigón de la presa, como tienden a incrementar el volumen de la misma, solicitan el contacto con el terreno a compresión, por lo que es razonable suponer que dichas compresiones se transmiten de una forma solidaria al terreno, manteniéndose un valor alto de la constante normal de la juntas ($K_n=10^9$ KN/m³). En relación a la constante tangencial, la expansión del hormigón tiende a desplazar verticalmente el hormigón en las juntas verticales con el terreno (en aguas abajo y aguas arriba), y debido a los elevados valores de expansión utilizados es razonable suponer que dicha junta se deterioraría permitiendo gran parte de estos desplazamientos, por lo que se adopta una constante tangencial poco solidaria para la unión con el terreno ($K_t=10^2$ KN/m³).

En la figura 7.38 se presenta la evolución de la fisuración a distintas edades del bloque en términos de la energía disipada en el proceso de fractura, en color rojo para juntas en carga y en azul para juntas en descarga elástica. Se puede apreciar que en la zona cercana a coronación de la presa se forman una serie de fisuras, muchas de ellas conectadas con paramento. También se aprecia fisuración en las juntas de hormigonado en el cuerpo del bloque, sobretodo en las zonas interiores del mismo.

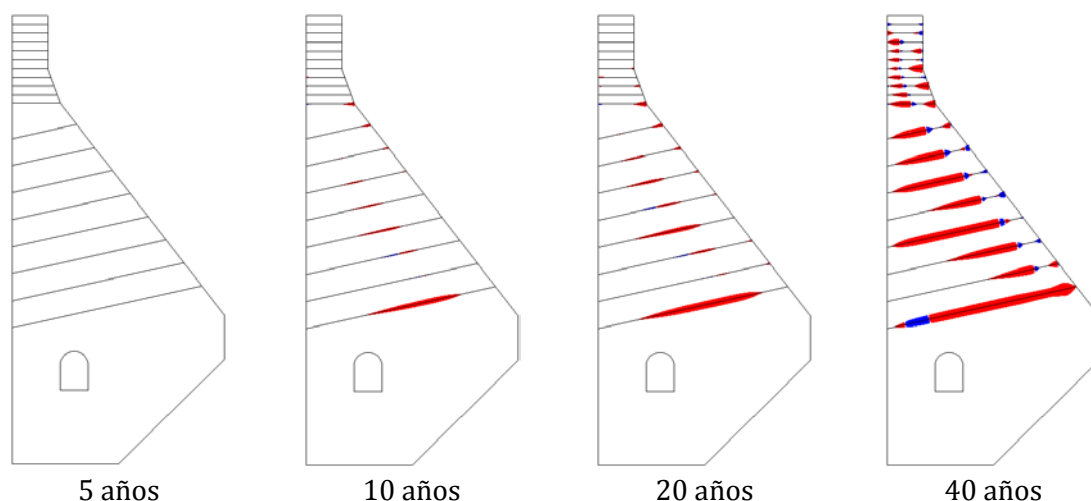


Figura 7.38 – Evolución de la fisuración en el bloque.

Si bien no resulta posible confirmar la presencia de las fisuras internas en la parte inferior de la presa dado que éstas no se reflejan de forma clara en los paramentos, las fisuras formadas en los 5 metros superiores son muy similares a las observadas en la presa, con valores de aperturas similares (las calculadas oscilan entre 1 y 4 mm y las medidas entre 1 y 5 mm, como se ha presentado en la figura 7.10). También concuerda el resultado del cálculo con lo observado en la presa, en lo que respecta a los tiempos de aparición de las fisuras horizontales: en la figura 7.38 se puede apreciar que la formación de la fisuración se produce después de los 20 años de edad de la presa, siendo ya significativa a los 40 años, que corresponde a una edad aproximada a la actual. Esto se puede contrastar con la información fotográfica de algunas visitas como la de 1991 (aproximadamente 20 años de edad de la presa), presentada anteriormente en la figura

7.13 para el pozo 1 y en la figura 7.39 izquierda para el pozo 2, en que se ve la parte superior de los pozos sin fisuración aparente, mientras que en el año 2009 (que corresponde a 38 años de edad de la presa) se observa una fisuración significativa (figura 7.38 derecha).



Figura 7.39 – Vista de la parte superior del pozo del péndulo 2 en 1991 y en 2009.

En la figura 7.40 se presenta la configuración deformada del bloque en la que se puede apreciar la apertura de las fisuras. El aporte de dichas aperturas de fisuras tiende a incrementar los desplazamientos horizontales y verticales generados por la expansión del hormigón.

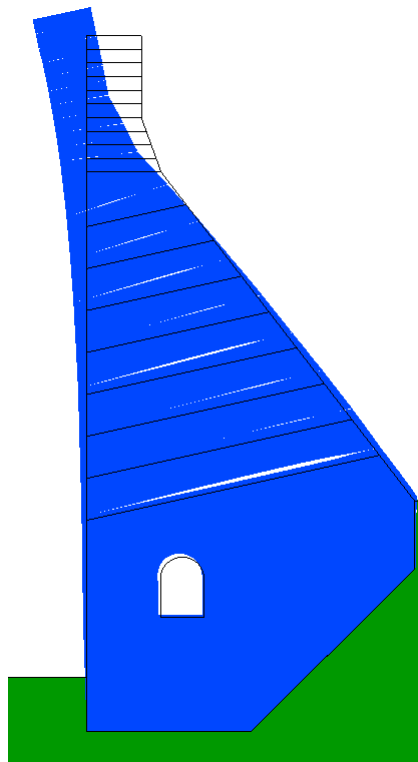


Figura 7.40 – Configuración deformada del bloque 5 a los 40 años (x10).

Este efecto se puede apreciar en la figura 7.41 en la que se presentan los desplazamientos medidos y calculados con las juntas lineales (sin fisuración) y con juntas no-lineales (con la fisuración). Se puede apreciar que al considerar la fisuración se produce un incremento de cerca de 5 cm en los desplazamientos horizontales y de cerca de 2 cm en los verticales, lo que redonda en unos valores de desplazamientos calculados más próximos a los medidos.

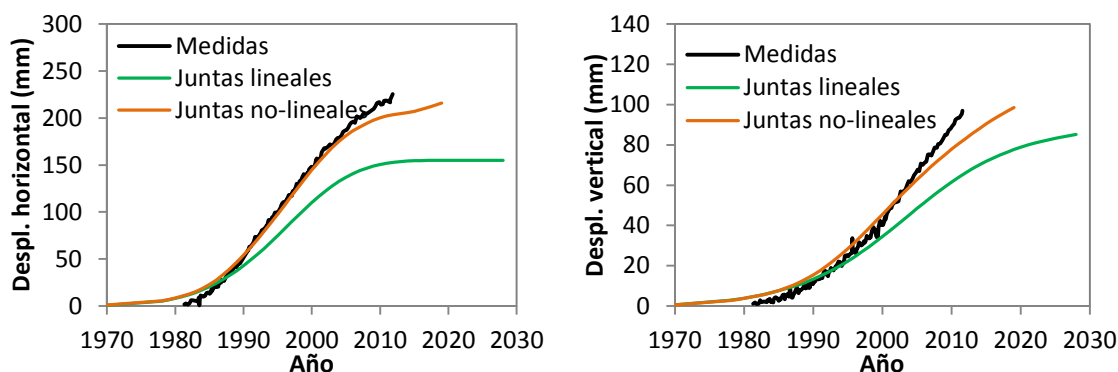


Figura 7.41 – Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales medidos y calculados.

7.6. CONSIDERACIONES FINALES

La simulación numérica realizada, en la que se han empleado unos valores razonables de los parámetros, ha aportado unos resultados que apoyan con claridad el diagnóstico formulado en cuanto a que una acción expansiva conjunta, de tipo más generalizado por el aporte de la RAA y de tipo localizado en la zona cercana a paramento aguas abajo causada por el ASI, serían las causas principales del comportamiento anómalo observado en la presa de Graus.

La aplicación del modelo cinético propuesto y desarrollado en el capítulo 3 para analizar la evolución de las expansiones debidas al ASI, en acción conjunta con el modelo cinético adoptado para evaluar la evolución de las RAA, ha demostrado ser una herramienta muy útil y potente para el estudio de las acciones expansivas en esta presa. Se ha puesto de manifiesto, entonces, la potencialidad de esta modelización para su empleo en otras presas que presenten problemáticas expansivas similares, si bien aún debe profundizarse el estudio sobre la naturaleza de la acción conjunta del ASI y la RAA, poco abordada hasta el momento en la bibliografía.

Las simulaciones lineales en 2D y 3D, con una distribución simplificada de deformaciones, han permitido acotar un orden de magnitud aproximado de las expansiones. La simulación con inclusión de elementos juntas para simular la fisuración, ha permitido reproducir las fisuras observadas en la presa, e incorporar su aporte a los desplazamientos calculados, que de esta manera se han ajustado mejor con los valores medidos en la presa.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1. CONCLUSIONES GENERALES

El objetivo principal de esta tesis ha sido analizar, mediante modelos numéricos, el comportamiento mecánico del hormigón de presas bajo la acción de fenómenos expansivos de origen interno, tanto en el nivel mesoestructural como en el macroestructural. Para llevarlo a cabo, en primer lugar se ha desarrollado un modelo que simula la cinética del proceso de difusión-reacción asociado al ataque sulfático interno, que permite evaluar la evolución en el tiempo de las acciones expansivas. El estudio de la fisuración asociada a la acción expansiva, de tipo enramada en un nivel de estudio mesoestructural, y de tipo orientada a nivel macroestructural, se ha abordado mediante simulaciones numéricas en cada nivel de análisis, que incluyen elementos junta sin espesor para representar de forma explícita la fisuración.

Como es sabido, resulta muy difícil determinar la distribución real de las expansiones en el interior del cuerpo de presa y sobre todo la evolución seguida a lo largo del tiempo, debido entre otros factores a que las reacciones químicas que las originan tienen lugar a lo largo de muchos años y están influenciadas por diversos aspectos de tipo físico y químico muy dependientes de la ubicación de la zona de presa que se considere. Esto ha llevado a que en el análisis estructural, habitualmente, la distribución y evolución

de las deformaciones se plantee con criterios fenomenológicos basados en hipótesis aproximadas y simplificativas.

Por las dificultades comentadas, un importante aporte del trabajo desarrollado es el modelo de difusión-reacción propuesto para el ámbito del ASI en presas, que permite simular la difusión de oxígeno hacia el interior del hormigón y su consumo en la oxidación de los sulfuros de hierro presentes en los áridos, y con ello, calcular la evolución de los incrementos de volumen a lo largo del tiempo que pueden producir las reacciones involucradas en el proceso.

La modelización utilizada en las simulaciones a nivel mesoestructural permite tener en cuenta múltiples aspectos internos del material, tales como la heterogeneidad, la influencia de sus principales fases componentes, el tipo de composición, la iniciación y propagación de la microfisuración, mecanismos de rotura, etc. Esta capacidad ha resultado especialmente relevante para simular procesos reactivos que provocan cambios de volumen diferencial en la estructura interna del material, lo cual da lugar a la degradación de las propiedades mecánicas macroscópicas y a la formación y evolución de procesos de fisuración, incluso en caso de ausencia de cargas exteriores. Estos aspectos resultan imposibles de obtener mediante modelos de material homogéneo.

En presas de hormigón afectadas por problemas expansivos, normalmente se observa la fisuración de tipo enramada o mapeada en elementos auxiliares libres de cargas exteriores importantes, como es el caso de tajamares en zona de coronación, muretes, dientes de pie de presa, etc. Por su parte, en zonas visibles del cuerpo de presa con responsabilidad resistente como el paramento aguas abajo, no es tan común ver este tipo de fisuración. Los resultados numéricos obtenidos con la modelización mesoestructural concuerdan con estas observaciones ya que en el caso de la expansión libre (que representaría el hormigón de los elementos auxiliares) presenta una fisuración significativa mientras que al aplicar un confinamiento (representativo del hormigón en cuerpo de presa) ésta se ve reducida hasta casi anularse. Asimismo, el aumento de volumen, aún en condiciones de confinamiento, concuerda con el comportamiento normalmente detectado en presas afectadas, expresado por unos movimientos horizontales y verticales remanentes.

Los resultados numéricos obtenidos en el estudio a macroescala de los tres casos reales de presas han permitido explicar de forma consistente el comportamiento anómalo presentado por cada uno de ellos, reproduciendo los desplazamientos medidos, simulando adecuadamente las tendencias de fisuración observadas en cada caso y evaluando el daño general en cada presa.

La aplicación de los modelos cinéticos (tanto la formulación propuesta para el ASI como la adoptada para la RAA), así como la utilización de los modelos de fisuración (de tipo discreto en algunos casos y de tipo continuo en otro), ha puesto de manifiesto la potencialidad que ofrecen estas herramientas numéricas en el análisis del

comportamiento estructural de presas bajo acciones expansivas, demostrando su gran utilidad a fines de contrastar y justificar satisfactoriamente las hipótesis formuladas en el diagnóstico.

8.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

En este apartado se presentan las conclusiones específicas correspondientes a los distintos estudios desarrollados a lo largo del presente trabajo. Estas conclusiones se presentan agrupadas en tres bloques principales, los dos primeros referentes a los capítulos 3 y 4, respectivamente, y el último referente a los capítulos 5, 6 y 7.

8.2.1. Modelo cinético del ASI

En el capítulo 3 se ha propuesto y desarrollado en detalle un modelo de la evolución en el tiempo del ataque sulfático interno por oxidación de sulfuros de hierro contenidos en los áridos de presas. Las principales conclusiones que se derivan de esta formulación son:

- Se ha puesto claramente de manifiesto la importancia del proceso de difusión del oxígeno en la cinética de la oxidación, quedando limitada la zona en que principalmente tienen lugar las reacciones (cerca a superficies expuestas al aire que es la principal fuente de oxígeno).
- Los resultados del modelo han permitido comprobar un aspecto importante del fenómeno, apreciado en ensayos experimentales: el ataque sulfático suele ser un proceso más rápido que el de la oxidación de los sulfuros de hierro. Por lo tanto, la velocidad de formación de etringita se puede considerar instantánea con respecto a la de oxidación de sulfuros, por lo cual la modelización global del ataque sulfático interno (ASI) no ha requerido un tratamiento cinético adicional.
- Se ha estudiado con el modelo la influencia de los principales parámetros en el proceso. Se ha podido constatar sobre todo la importancia de las condiciones del medio, en especial el contenido de agua del hormigón, que afecta tanto la cinética de las reacciones involucradas como la difusión del oxígeno.
- Se ha aplicado el modelo cinético del ASI a tres geometrías ficticias de presas, estudiando la forma de evolución de los desplazamientos en el caso del O_2 y del Fe^{3+} como oxidantes principales de los sulfuros de hierro. Los resultados obtenidos han puesto de manifiesto la clara diferenciación en la cinética de evolución de los desplazamientos, presentando una tendencia mucho más

similar a la observada en presas reales para el caso con el Fe^{3+} como oxidante, con una evolución en forma de “S” que presenta un período de activación y otro de pasivación (a diferencia de la cinética obtenida con el O_2 que no presenta un período de activación de los desplazamientos). Esto parece indicar que el oxidante principal de los sulfuros de hierro en el hormigón de presa es el Fe^{3+} .

- Por otro lado, se han evaluado las deformaciones expansivas mediante un planteamiento analítico en el que se obtiene la deformación resultante como diferencia entre el volumen de los productos de reacción y el de los reactantes, teniendo en cuenta el volumen de vacíos que podrían ser rellenados con los productos expansivos. Los resultados muestran una gran variabilidad de las deformaciones máximas estimadas en función de la fracción de la porosidad capilar del hormigón que puede ser rellenada por parte de los productos expansivos sin que esto genere expansión. La falta de información en cuanto a este parámetro, sobre todo en el caso de hormigones de presa, torna muy difícil la estimación de la deformación máxima mediante este tipo de método.

8.2.2. Análisis mesoestructural del hormigón

Las principales conclusiones del análisis numérico mesoestructural del hormigón bajo acciones expansivas internas, cuyo estudio se ha presentado en el capítulo 4, son:

- Se ha empleado un modelo numérico mesoestructural con elementos junta sin espesor, que permite considerar las características geométricas y mecánicas específicas de las principales fases componentes de la estructura interna del material, y también el cambio de volumen diferencial de cada una de ellas según el tipo de expansión que se quiera simular. Este aspecto ha resultado crucial para estudiar la evolución de la fisuración de una muestra de hormigón y la consecuente degradación de sus propiedades mecánicas bajo acciones expansivas internas.
- Los resultados numéricos obtenidos en el primer estudio para la expansión tipo DEF concuerdan en alto grado con resultados registrados de forma experimental, y en el segundo y tercer caso, han permitido estimar la degradación de las propiedades mecánicas bajo una acción expansiva del tipo ASI por oxidación de sulfuros de hierro en los áridos de un hormigón convencional y de presa.
- Un aporte interesante de la modelización es que ha permitido relacionar el nivel de expansión y la evolución de los parámetros mecánicos analizados, con el grado de deterioro y fisuración de la muestra, definido en términos de

la longitud total de fisuración en las juntas que se ha visto que incide de forma determinante en la degradación del módulo de Young, y la energía disipada a lo largo de las juntas activadas que influye de manera directa sobre la disminución de la resistencia a tracción.

- Los resultados obtenidos permiten apreciar la potencialidad del modelo mesoestructural para el análisis de diferentes procesos expansivos en el hormigón. Su aplicación a hormigones de presas resulta de gran utilidad en diversos aspectos, como la determinación de las propiedades mecánicas del material, el análisis del comportamiento en fractura y la simulación de patologías debidas a comportamientos expansivos generados por reacciones químicas.
- Dadas las dificultades que presentan los ensayos experimentales en estos hormigones, suelen caracterizarse sus principales propiedades mecánicas mediante resultados obtenidos sobre probetas de tamaño convencional, elaboradas con los mismos materiales pero con menor tamaño de árido. La situación se dificulta aún más en el caso de tratarse de ensayos que incluyen reacciones químicas expansivas, que presentan mayor complejidad de materialización con desarrollos en el tiempo generalmente prolongados. Este tipo de modelización, contrastada satisfactoriamente a lo largo del capítulo 4, se presenta como una herramienta de utilidad para complementar los ensayos experimentales por su repetitividad y menores costos asociados, y en algunos casos para remplazar con ventajas los experimentos de difícil o imposible materialización.

8.2.3. Análisis estructural de presas

Las principales conclusiones más generales del análisis numérico estructural de casos reales de presas, desarrollado en los capítulos 5, 6 y 7, son:

- Los modelos 2D y 3D utilizados en el estudio de las presas han resultado una herramienta muy útil y potente para analizar los comportamientos anómalos detectados. Los resultados obtenidos han permitido poner a prueba y contrastar las hipótesis de comportamiento formuladas, ayudando en el diagnóstico de las principales causas del comportamiento observado en los distintos casos estudiados.
- La inclusión de elementos junta para simular la fisuración en el estudio de las presas de Mequinenza y de Graus, ha permitido reproducir las fisuras observadas y evaluar su aporte a los desplazamientos. La formulación de los elementos junta en términos de desplazamientos relativos, permite representar unas aperturas de fisura que contribuyen decisivamente en el

aumento de los desplazamientos, algo que con una simulación sólo con medio continuo puede llegar a requerir unas deformaciones más elevadas, en algunos casos poco realistas.

Estudio del comportamiento de la presa de Mequinenza

Las principales conclusiones específicas del estudio del comportamiento de la presa de Mequinenza, llevado a cabo en el capítulo 5, son:

- Para el análisis estructural de la presa se ha empleado una simulación numérica basada en el método de los elementos finitos 2D, que incluye elementos junta sin espesor para representar la fisuración. Se han incorporado en el modelo planos potenciales de fisuración, coincidiendo con algunas juntas de construcción, para lo cual se ha tenido en cuenta un levantamiento detallado de fisuras realizado en paramento aguas arriba de la presa.
- Los resultados numéricos obtenidos permiten explicar de forma más consistente el comportamiento diferenciado detectado en la presa de Mequinenza, sin necesidad de dar una magnitud excesiva en el bloque 13-14 a la expansión generada por un proceso de imbibición de agua en el hormigón, a fines de ajustar los movimientos medidos en la presa. Para la simulación adoptada con una resistencia a la tracción baja en algunas juntas de construcción, niveles expansivos comprendidos entre 0,35 y 0,45 mm/m permiten obtener valores de los desplazamientos en coronación similares a los registrados en el bloque 13-14 (quizás tendiendo a 0,35 si se incluyeran otras posibles fisuras no consideradas en la actual discretización). Asimismo, adoptando una mayor resistencia en las juntas de construcción tal como cabe esperar en otros bloques vecinos al 13-14, la situación cambia totalmente ya que la simulación muestra que se reduciría considerablemente la fisuración, y en consecuencia la magnitud de los movimientos.
- Un aspecto clave de la modelización ha sido el empleo de elementos junta. La acción combinada de una expansión que va avanzando desde paramento aguas arriba, junto con la consideración de planos de debilidad en el bloque 13-14, ha posibilitado la simulación numérica de formación y posterior evolución de fisuras (o grietas) que contribuyen decisivamente en el aumento de los desplazamientos de este bloque.
- A fin de evaluar también la evolución de los movimientos a lo largo del tiempo, la simulación numérica requiere una formulación del proceso de evolución de la imbibición de agua en el hormigón, en cada punto del cuerpo de presa. Para esto se ha utilizado un modelo simplificado de infiltración de agua en sólidos porosos aplicable a flujos en regímenes transitorios, donde el

flujo y la saturación en el medio cambian en función del tiempo. Dado que el flujo de agua en la presa es preponderantemente horizontal (desde paramento aguas arriba hasta la línea de drenes) se ha utilizado una solución unidireccional, despreciándose el aporte que puede tener la componente vertical.

- Los resultados de la aplicación del modelo de infiltración a la sección transversal del bloque 13-14, indican una característica predominante de la evolución de la saturación en cada punto de presa con respecto al avance del proceso de transporte del agua, con lo cual las zonas de hormigón se saturan rápidamente en términos relativos una vez que el agua infiltra en el hormigón progresivamente desde el embalse. Esta forma de actuación de las deformaciones impuestas en la simulación mecánica, ha resultado clave para que se produzca la formación y posterior evolución de la fisuración progresiva y en consecuencia los desplazamientos calculados.
- Se ha realizado el cálculo mecánico de los dos casos característicos del bloque 13-14 (con 0,35 y 0,45 mm/m de máxima deformación), tomando ahora como datos de las deformaciones impuestas los resultados obtenidos con el modelo de infiltración para diferentes tiempos. Los resultados obtenidos han reproducido de manera similar el orden de magnitud de los desplazamientos máximos tanto en coronación como en las galerías, así como también la formación, evolución y profundidad de la fisuración.

El principal aporte de esta nueva simulación ha sido la obtención de curvas de la evolución de los desplazamientos muy similares a las medidas en la presa, tanto en coronación como en cada nivel de galerías. Los resultados de considerar una pantalla de drenaje perfecta indican una evolución de los movimientos rápida al principio, con un cambio de tendencia desde la fecha de actuación de la pantalla, a partir de la cual hay un pequeño incremento en los desplazamientos y una estabilización.

Por su parte, los resultados obtenidos sin considerar la línea de drenes muestran que los desplazamientos horizontales siguen creciendo hasta aproximadamente los 15-20 años, momento a partir del cual empiezan a bajar. Los datos registrados en la presa, en general, se comportan de manera intermedia entre los dos casos calculados, lo cual parece razonable teniendo en cuenta que los drenes reales, dadas sus características, permitirían que pase alguna cantidad de agua. Se desprende también de estos resultados, la gran importancia que ha tenido el drenaje realizado en el efecto de amortiguar y estabilizar los movimientos, tal como se evidencia en las mediciones.

Estudio del comportamiento de la presa de Paso Nuevo

Las principales conclusiones específicas del estudio del comportamiento de la presa de Paso Nuevo, presentado en el capítulo 6, son:

- El modelo 3D desarrollado para el cálculo estructural de la presa de Paso Nuevo ha resultado una herramienta muy útil y potente para analizar el comportamiento anómalo detectado en la presa. Los resultados obtenidos han puesto de manifiesto que la hipótesis de que las reacciones expansivas afectan principalmente al hormigón de la primera fase y en menor medida al de la segunda fase, parece correcta. Esto se ha podido contrastar, en primer lugar, en los desplazamientos verticales y horizontales calculados en puntos de la malla cercanos a las bases de medida en coronación, que concuerdan adecuadamente con los movimientos registrados en la presa.
- Para evaluar el comportamiento global de la presa se ha empleado el criterio de resistencia HMCM ("*Hiperbolic Mohr-Coulomb Model*"), cuya superficie representa un hiperboloide en el espacio de las tensiones. Del análisis de los resultados obtenidos se desprende que la mayor parte de la presa cumple el criterio, y por lo tanto no presentaría daños significativos bajo las acciones estudiadas. La degradación se localiza en zonas inferiores, fabricadas con áridos procedentes del primer frente de cantera, cercanas a paramento aguas abajo, de los bloques más cercanos a ambos estribos que son los que presentan mayor variación de altura entre sus lados extremos. Esta diferencia de altura, genera unas acciones de corte de mayor magnitud, que determinan que algunas zonas no cumplan la condición de resistencia adoptada.
- El análisis de los resultados obtenidos en la zona de galería cercana al estribo izquierdo, ha permitido constatar que se producirían los efectos que darían lugar a la fisuración inclinada observada en la presa. La causa vendría dada por los efectos cortantes que se producen en planos verticales, diferenciados entre cada borde del bloque 11, lo cual daría lugar a efectos de torsión en el bloque.
- Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el análisis lineal de la presa completa, se ha realizado luego la simulación numérica de una zona más reducida cercana al estribo izquierdo, considerando un comportamiento no-lineal del material en el bloque 11, uno de los más afectados por la acción expansiva. Para ello, se ha utilizado una ley no-lineal de medio continuo basada en la teoría de la elastoplasticidad. Los resultados obtenidos reflejan que la zona con algún daño es un poco más grande que la obtenida en los cálculos lineales, lógicamente debido a la progresión del deterioro. Sin embargo, los niveles de daño, obtenidos para una distribución de

deformaciones no lineal que ajusta el valor de los movimientos de coronación medidos en la presa en la actualidad, son bajos y están suficientemente alejados de una magnitud que pudiera poner en peligro la seguridad y funcionalidad de la estructura.

Estudio del comportamiento de la presa de Graus

Las principales conclusiones específicas del estudio del comportamiento de la presa de Graus, desarrollado en el capítulo 7, son:

- La simulación numérica realizada, en la que se han empleado unos valores razonables de los parámetros, ha aportado unos resultados que apoyan con claridad el diagnóstico formulado en cuanto a que una acción expansiva conjunta, de tipo más generalizado por el aporte de la RAA y de tipo localizado en la zona cercana a paramento aguas abajo causada por el ASI, serían las causas principales del comportamiento anómalo observado en la presa de Graus.
- La aplicación del modelo cinético propuesto y desarrollado en el capítulo 3 para analizar la evolución de las expansiones debidas al ASI, en acción conjunta con el modelo cinético adoptado para evaluar la evolución de las RAA, ha demostrado ser una herramienta muy útil y potente para el estudio de las acciones expansivas en esta presa. Se ha puesto de manifiesto, entonces, la potencialidad de esta modelización para su empleo en otras presas que presenten problemáticas expansivas similares, si bien aún debe profundizarse el estudio sobre la naturaleza de la acción conjunta del ASI y la RAA, poco abordada hasta el momento en la bibliografía.
- Las simulaciones lineales en 2D y 3D, con una distribución simplificada de deformaciones, han permitido acotar un orden de magnitud aproximado de las expansiones. La simulación con inclusión de elementos juntas para simular la fisuración, ha permitido reproducir las fisuras observadas en la presa, e incorporar su aporte a los desplazamientos calculados, que de esta manera se han ajustado mejor con los valores medidos en la presa.

8.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

A lo largo del trabajo han ido surgiendo otras posibles temáticas asociadas, o aspectos en los cuales profundizar el conocimiento, que resultan interesantes de plantear para futuras líneas de investigación. A continuación se exponen las que pueden estar más relacionadas con los aspectos tratados en esta tesis doctoral:

- Extensión a 2D y 3D del modelo de difusión-reacción del proceso de oxidación de los sulfuros en el ataque sulfático interno, dentro de un programa de cálculo mediante elementos finitos, que posibilite la resolución conjunta de ambos problemas: físico-químico y mecánico. La representación de la fisuración con elementos juntas, permitiría además analizar la influencia del acoplamiento teniendo en cuenta que las fisuras representan vías preferenciales de difusión.
- Convendría profundizar en el análisis de algunos parámetros involucrados en el fenómeno de la difusión-reacción, como el coeficiente de difusión, las constantes de cinética y como éstas se ven influenciadas por el contenido de agua en el hormigón.
- A nivel mesoestructural: profundizar el estudio de la evolución del fenómeno expansivo debido al ataque sulfático interno, incluyendo una modelización de los procesos de difusión-reacción a este nivel. Esto permitiría considerar además de la difusión del oxígeno, la difusión de los iones sulfato y $\text{Fe}^{2+,3+}$, teniendo en cuenta también la variación de pH en los distintos componentes de la mesoestructura, que como se ha visto en el capítulo 3 define el oxidante principal de los sulfuros de hierro.
- Con respecto al modelo de infiltración de agua utilizado en el capítulo 5, una extensión conveniente sería la formulación 2D dentro de un programa de cálculo mediante elementos finitos, que posibilitara la resolución conjunta de ambos problemas, el caso del transporte del agua y el mecánico. Esto permitiría, por un lado, tener en cuenta la componente vertical del flujo de agua, y por otro lado, analizar la influencia del acoplamiento teniendo en cuenta que las fisuras representan canales preferenciales de penetración, lo que redundaría en un aumento de volumen, y en consecuencia un mayor grado de fisuración interna.
- Convendría profundizar el análisis de los principales parámetros involucrados en el fenómeno de la infiltración de agua, tales como la conductividad hidráulica y el factor de incremento de volumen generado por la imbibición de agua, tanto en la definición de su evolución a lo largo del proceso (en este trabajo se han considerado constantes), como en su sensibilidad en los resultados. La conductividad hidráulica del hormigón, cuyo valor presenta gran variabilidad en la bibliografía, no es constante a lo largo del proceso ya que para cada punto depende del grado de saturación en cada momento. La variación de este parámetro, si bien no afecta la forma de la evolución de la infiltración de agua, si influye significativamente en la velocidad con que el proceso ocurre. Por su parte, en cuanto al factor de incremento de volumen en función de la ganancia de agua, existe poca información en la bibliografía y casi siempre vinculada a la retracción. En

investigaciones recientes sobre la retracción por secado se señala que la relación es no lineal, lo cual ha podido apreciarse como más adecuado en simulaciones numéricas utilizadas para ajustar unos ensayos experimentales (Idiart *et. al.*, 2011).

- Como se ha visto en el capítulo 4, la expansión causa un deterioro del hormigón, que varía en función del estado de cargas actuantes. El modelo no lineal de medio continuo utilizado en el capítulo 6 de esta tesis determina el deterioro en función del estado tensional sin tener en cuenta el deterioro causado por la expansión, por ello convendría incorporar a este modelo una variable de daño que permita tener en cuenta este efecto (que puede ser importante en las simulaciones a macroescala).
- Como es sabido parte de los productos expansivos generados como la etringita secundaria del ASI y/o el gel de la RAA se depositan inicialmente en huecos del hormigón sin causar expansión. Debido a la gran dispersión de los datos experimentales existentes, todavía es una tarea difícil determinar con cierta precisión la expansión generada en el hormigón en función de la cantidad de productos expansivos producidos, con lo cual convendría profundizar en el estudio de esta problemática.
- Sin duda un aspecto en el que deben profundizarse las investigaciones es en determinar la naturaleza y forma de actuación conjunta de más de un tipo de expansión en el hormigón, en particular en el caso de actuación simultánea de reacciones de ASI y RAA, como se ha visto que se presenta en algunas presas como las de Graus y Paso Nuevo estudiadas en esta tesis.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS

AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; BASTUS, E.; CHINCHÓN, S.; LÓPEZ, C. M.; VÁZQUEZ, E.; AYORA, C. (1993) *Estudio del comportamiento de las presas de Graus y Tabescan*. Barcelona: Documento interno UPC. Convenio UPC. C-1327.

AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; CAROL, I.; CASANOVA, I.; LÓPEZ, C. M. (2004). Análisis del comportamiento estructural: de la micro a la macro estructura. aplicación al caso de presas. *Hormigón y Acero*, n. 233, p. 145-158.

AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; CASANOVA, I.; LOPEZ, C. M. (1998) *Estudio de fenómenos expansivo en presas de hormigón. De la micro a la macro estructura*. Barcelona: Comité Español de Grandes Presas. Premio José Torán, 103 p.

AGULLÓ, L. (1991) *Estudio térmico en presas de hormigón frente a la acción térmica ambiental*. Barcelona: Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Canales, Caminos y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya.

ALAEJOS, M. P.; BERMÚDEZ, M. A. (2003) *Durabilidad y procesos de degradación del hormigón de presas*. Madrid: Monografías CEDEX. M76.

- AL-AMOUDI, O. S. B. (2002). Attack on plain and blended cements exposed to aggressive sulfate environments. *Cement and Concrete Composites*, v. 24, p. 305-316.
- ÁLVAREZ, A. (1981) *Presa de Mequinenza: Informe sobre el bloque 13-14*. Madrid: Documento Interno, Endesa Generación (A02-50-162).
- ARAÚJO, G. S. (2008) *La reacción sulfática de origen interno en presas de hormigón. Propuesta metodológica de análisis*. Barcelona: Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Canales, Caminos y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya..
- BAZANT, Z. P.; PLANAS, J. (1998) *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. Boca Raton, Florida: CRC Press, 616 p.
- BAZANT, Z. P.; STEFFENS, A. (2000). Mathematical model for kinetics of alkali-silica reaction in concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 30, p. 419-428.
- BAZANT, Z. P.; WITTMAN, F. H. (1982) *Creep and shrinkage in concrete structures*. New York: John Wiley and Ltd, 374 p.
- BELZILE, N.; CHEN, Y.; CAI, M.; LI, Y. (2004). A review on pyrrhotite oxidation. *Journal of Geochemical Exploration*, v. 84, p. 65-76.
- BENTUR, A.; DIAMOND, S.; BERKE, N. S. (1997) *Steel corrosion in concrete*. 3. ed. : Taylor & Francis, 201 p.
- BOURNAZEL, J. P.; MORANVILLE, M. (1997). Durability of concrete: The crossroad between chemistry and mechanics. *Cement and Concrete Research*, v. 27, n. 10, p. 1543-1552.
- BREYSSE, D.; GÉRARD, B. (1997). Modelling of permeability in cement-based materials: Part 1: Uncracked medium. *Cement and Concrete Research*, v. 27, n. 5, p. 761-775.
- BROUWERS, H. J. H. (2007). Composición de la pasta de cemento portland (parte I). *Cemento hormigón*, n. 905, p. 6-42.
- BRUNETAUD, X.; DIVET, L.; DAMIDOT, D. (2008). Impact of Unrestrained Delayed Ettringite Formation-induced expansion on concrete mechanical properties. *Cement and Concrete Research*, v. 38, p. 1343-1348.
- BUIL, J. M.; RÍO, F.; AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; ARAÚJO, G.; LÓPEZ, C. M. (2008). *Revisión del diagnóstico de la presa de Mequinenza*. VIII Jornadas Españolas de Presas. Córdoba: GECOLD.
- BUIL, J. M.; RÍO, F.; AGUADO, A.; ARAÚJO, G.; LÓPEZ, C. M.; AGULLÓ, L. (2009). *Mequinenza dam: revisión of an earlier diagnosis*. XXIII Congrès des Grands Barrages. Brasilia: ICOLD. p. Q91-Q52.

BUIL, J. M.; RÍO, F.; CAMPOS, A.; AGUADO, A.; LÓPEZ, C. M.; CHINCHÓN, S. (2010). *Problemática y actuaciones recientes en la presa de Mequinenza*. IX Jornadas Españolas de Presas. Valladolid: Comité Español de Grandes Presas. p. 10.

CABALLERO, A. (2006) *3d meso-mechanical numerical analysis of concrete fracture using interface elements*. Barcelona: Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.

CABALLERO, A.; CAROL, I.; LÓPEZ, C. M. (2006a). 3D meso-structural analysis of concrete specimens under uniaxial tension. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v. 195, n. 52, p. 7182-7195.

CABALLERO, A.; CAROL, I.; LÓPEZ, C. M. (2006b). A meso-level approach to the 3D numerical analysis of cracking and fracture of concrete materials. *Fatigue & Fracture and of Engineering Materials and Structures*, v. 29, p. 979-991.

CABALLERO, A.; CAROL, I.; LÓPEZ, C. M. (2007). 3D meso-mechanical analysis of concrete specimens under biaxial loading. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, v. 30, n. 9, p. 877-886.

CAPRA, B.; BOURNAZEL, J. P. (1998). Modeling of induced mechanical effects of alkali-aggregate reactions. *Cement and concrete Research*, v. 28, n. 2, p. 251-260.

CAPRA, B.; SELLIER, A. (2003). Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations. *Mechanics of Materials*, v. 35, p. 817-830.

CAROL, I.; LÓPEZ, C. M.; ROA, O. (2001). Micromechanical analysis of quasi-brittle materials using fracture interface elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 52, p. 193-215.

CAROL, I.; PRAT, P. C.; LÓPEZ, C. M. (1997). Normal/Shear Cracking Model: Application to Discrete Crack Analysis. *Journal of engineering Mechanics*, v. 123, p. 765-773.

CASANOVA, I.; AGULLÓ, L.; AGUADO, A. (1996). Aggregate expansivity due to sulfide oxidation – I. Reaction system and rate model. *Cement and Concrete Research*, v. 26, p. 993-998.

CASANOVA, I.; AGULLÓ, L.; AGUADO, A. (1997). Aggregate expansivity due to sulfide oxidation - II. Physico chemical modeling of sulphate attack. *Cement and concrete Research*, v. 27, p. 1627-1632.

CERNY, R.; ROVNANÍKOVÁ, P. (2002) *Transport processes in concrete*. London: Spon Press.

CERVERA, M.; OLIVER, J.; GALINDO, M. (1990) *Simulación numérica de patologías em presas de hormigón*. Barcelona: Monografía CIMNE.

CHARLWOOD, R. (2003) *Expansion phenomena in hardened concrete. Physical properties of hardened conventional concrete in dams*. : ICOLD, 23 p.

- CLIFTON, J. R.; POMMERSHEIM, J. M. (1994). Sulfate attack of cementitious materials: volumetric relations and expansions. *NISTIR 5390, NIST*.
- COMBY-PEYROT, I.; BERNARD, F.; BOUCHARD, P. I.; BAY, F.; GARCIA-DIAZ, E. (2009). Development and validation of a 3D computational tool to describe concrete behaviour at mesoscale. Application to the alkali-silica reaction. *Computational Materials Science*, v. 46, p. 1163–1177.
- CRANK, J. (1979) *The mathematics of diffusion*. New York: Oxford Science Publications.
- CURTIS, D. D. (2000). *A review and analysis of AAR-effects in arch dams*. 11th International conference on Alkali-Aggregate Reaction. Quebec: Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Beton. p. 10.
- CURTIS, D. D.. (1995). *Modeling of AAR affected structures using the GROW3D FEA program*. Second International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams. Chattanooga, Tennessee: USCOLD. p. 457-478.
- DE CEA, J. C.; SÁNCHEZ, F. J. (2007). El inventario de presas españolas de 2006 y síntesis de la actividad de construcción de presas en España en el trienio 2004-2006. *Revista de Obras Públicas*, p. 93-105.
- DIVET, L. (2001) *Les reactions sulfatiques internes au beton. contribution a L'etude des mecanismes de la formation differee de L'ettringite*. Paris: Tesis doctoral, Conservatoire National des Arts et Metiers.
- DORMIEUX, L.; LEMARCHAND, E.; KONDO, D.; FAIRBAIRN, E. (2004). Elements of poro-micromechanics applied to concrete. *Materials and Structures*, v. 37, p. 31-42.
- EL-DIEB, A. S.; HOOTON, R. D. (1995). Water-permeability measurement of high performance concrete using a high-pressure triaxial cell. *Cement and Concrete Research*, v. 25, n. 6, p. 1199-1208.
- ESPINÓS, J.; AGUADO, A.; LÓPEZ, C. M.; CAMPOS, A.; CHINCHÓN-PAYÁ, S. (2010). *Expansion studies for the Paso Nuevo dam*. 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation. Zaragoza: .
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. (1980). Entumecimiento higrométrico del hormigón. *Materiales de construcción*, n. 383, p. 27-41.
- FERRARIS, C. F.; GARBOCZI, E. J.; DAVIS, F. L.; CLIFTON, J. R. (1997). The effect of stress relaxation, self-desiccation, and water absorption on the alkali-silica reaction in low water/cement ratio mortars. *Cement and Concrete Research*, v. 27, n. 10, p. 1553-1560.
- FOURNIER, B.; BERUBÉ, M. (2000). Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 27, n. 2, p. 167-191.

- FURUSAWA, Y.; OHGA, H.; UOMOTO, T. (1994). *An Analytical Study Concerning Prediction of Concrete Expansion Due to Alkali-Silica Reaction*. 3rd International Conference on the Durability of Concrete. Belfast: ICDCS. p. 757-780.
- GARCÍA, C. M. (1995) *Modelos de fisuración de presas de Hormigón*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- GLASSER, F. P. (2002). *The stability of ettringite*. ISA Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed ettringite Formation. Villars: Int, RILEM TC 186. p. 43-64.
- GOMIDES, M. D. J. (2009) *Investigação de agregados contendo sulfetos e seus efeitos sobre a durabilidade do concreto*. Porto Alegre: Tesis doctoral, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- GRIMAL, E.; SELIER, A.; PAPE, Y. L.; BOURDAROT, E. (2008a). Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism - part I: A constitutive model. *ACI Materials Journal*, v. 105, n. 3, p. 227-235.
- GRIMAL, E.; SELIER, A.; PAPE, Y. L.; BOURDAROT, E. (2008b). Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism - part II: identification of model parameters and application. *ACI Materials Journal*, v. 105, n. 3, p. 236-242.
- HERRADOR, M. F. (2002) *Modelo de comportamiento aplicable a hormigones de edad avanzada afectados por la reacción álcali-silicatos- desarrollo teórico y calibración experimental*. A Coruña: Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Caneles y Puertos. Universidad de A Coruña, 196 p.
- HOBBS, D. W. (1988) *Alkali-silica reaction in concrete*. Michigan: Telford.
- HUANG, M.; PIETRUSZCZAK, S. (1999). Modeling of thermomechanical effects of alkali-silica reaction. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 125, n. 4, p. 476-487.
- IDIART, A. E. (2009) *Coupled analysis of degradation processes in concrete specimens at the meso-level*. Barcelona: Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.
- IDIART, A. E.; LÓPEZ, C. M.; CAROL, I. (2011a). Modeling of drying shrinkage of concrete specimens at the meso-level. *Materials and Structures*, v. 44, n. 2, p. 415-435.
- IDIART, A. E.; LÓPEZ, C. M.; CAROL, I. (2011b). Chemo-mechanical analysis of concrete cracking and degradation due to external sulfate attack: A meso-scale model. *Cement and Concrete Composites*, v. 33, n. 2, p. 411-423.
- IMRAN, I.; PANTAZOPOULOU, S. J. (1996). Experimental study of plain concrete under triaxial stress. *ACI Materials Journal*, v. 93, n. 6, p. 589-601.
- JONES, A. E. K.; CLARK, L. A. (1998). The effects of ASR on the properties of concrete and implications for assessment. *Engineering Structures*, v. 20, n. 9, p. 785-791.

- KARIHALOO, B. L. (1995) *Fracture mechanics and structural concrete*. New York: Harlow, Essex : Longman Scientific & Technical.
- KUMAR, A. (2010) *Water flow and transport of chloride in unsaturated concrete*. Saskatoon: Tesis doctoral, University of Saskatchewan.
- KUPFER, H.; GERSTLE, K. H. (1973). Behaviour of concrete under biaxial stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, v. 99, p. 552-866.
- KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RUSCH, H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stresses. *ACI Journal*, n. 66-52, p. 656-665.
- LARIVE, C. (1998) *Apports combines de l'experimentation et de la modélisation à la comprehension de l'alcali-reaction et de ses effets mécaniques*. Paris: Tesis Doctoral. LCPC.
- LÉGER, P.; CÔTÉ, P.; TINAWI, R. (1996). finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams. *Computers & Structures*, v. 60, n. 4, p. 601-611.
- LEVENSPIEL, O. (1972) *Chemical Reaction Engineering*. New York: John Wiley and Sons.
- LIANG, M.-T.; LIN, S.-M. (2003). Mathematical modeling and applications. *Journal of Marine Science and Technology*, v. 11, n. 1, p. 20-33.
- LO, K. Y.; HEFNY, A. M. (1999). Measurements of residual expansion rates resulting from alkali-aggregate reaction in existing concrete dams. *ACI Materials Journal*, v. 96, n. 3, p. 339-344.
- LÓPEZ, C. M. (1999) *Análisis microestructural de la fractura del hormigón utilizando elementos finitos tipo junta. Aplicación a diferentes hormigones*. Barcelona: Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Canales, Caminos y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya, 237 p.
- LÓPEZ, C. M.; CAROL, I.; AGUADO, A. (2008a). Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. I: numerical model and tensile behavior. *Materials and Structures*, v. 41, p. 583-599.
- LÓPEZ, C. M.; CAROL, I.; AGUADO, A. (2008b). Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. II: compression, biaxial and Brazilian test. *Materials and Structures*, v. 41, p. 601-620.
- LUGG, A.; PROBERT, D. (1996). 'Mundic'-type problems: a building material catastrophe. *Construction and Buildings Material*, v. 10, p. 467-474.
- MALLA, S.; WIELAND, M. (1999). Analysis of a arch-gravity dam with a horizontal crack. *Computers & Structures*, v. 72, p. 267-278.
- MARTÍNEZ, J. M.; AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; VÁZQUEZ, E. (1991). *Diagnosis of the behaviour of the Graus and Tabescan dams*. Proceedings of the Seventeenth International Congress on Large Dams. Viena: . p. 603-617.

- MEHTA, P. K. (1983). Mechanism of sulfate attack on portland cement concrete - Another Look. *Cement and Concrete Research*, v. 13, p. 401-406.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (2006) *Concrete Microstructure, properties, and materials*. 3. ed. New York: McGraw-Hill, 659 p.
- MULTON, S.; CYR, M.; SELLIER, A.; LEKLOU, N.; PETIT, L. (2008). Coupled effects of aggregate size and alkali content on ASR expansion. *Cement and Concrete Research*, v. 38, p. 350-359.
- MULTON, S.; SELLIER, A.; CYR, M. (2009). Chemo-mechanical modeling for prediction of alkali silica reaction (ASR) expansion. *Cement and Concrete Research*, v. 39, p. 490-500.
- MULTON, S.; TOUTLEMONDE, F. (2005). Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions. *Cement and concrete Research*, v. 36, p. 912-920.
- NEVILLE, A. M. (2002) *Properties of concrete*. : Longman Group UK Limited.
- NICHOLSON, R. V. (1994). *Iron sulfide oxidation mechanisms: laboratory studies*. The Environmental Geochemistry of Sulfide Mine Wastes D. W. Blowes y J. L. Jambor. : Min Assoc. Canada Short Course Handbook. p. 163-183.
- NIXON, P. J.; SIMS, I. (2006). An International Specification to combat AAR, Granada. Disponible en: <<http://www.dam-research.org/>>. Último acceso en: 16 mayo 2012.
- NIXON, P. J.; SIMS, I. (2007). Assessment of Aggregates for Alkali-Aggregate Reactivity Potential: RILEM International Recommendations, Granada. Disponible en: <<http://www.dam-research.org/>>. Último acceso en: 15 mayo 2012.
- OLIVEIRA, I. (2011) *Reacción sulfática interna en presas de hormigón cinética del comportamiento*. Barcelona: Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.
- OLIVEIRA, I.; CAVALARO, S. H. P.; AGUADO, A. (2012). New Unreacted-Core Model to Predict Pyrrhotite Oxidation in Concrete Dams. *Journal of Materials in Civil Engineering*.
- PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. (1991). Physical and Chemical Characteristics Affecting the Durability of Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 2, p. 186-196.
- PARDO, F. (2009) *Estudio del diagnóstico y del tratamiento de presas de hormigón con expansiones*. Barcelona: Tesina de final de carrera, Universidad Politècnica de Catalunya, 193 p.
- PARK, D. C. (2008). Carbonation of concrete in relation to CO₂ permeability. *Construction and Building Materials*, v. 22, p. 2260-2268.
- PIASTA, W. G.; SCHNEIDER, U. (1992). Deformations and elastic modulus of concrete under sustained compression and sulphate attack. *Cement and Concrete Research*, v. 22, p. 149-158.

- POOLE, A. B. (1992) *Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete*. New York: Swamy, R. N. Editor, Van Nostrand Reinhold, 1-28 p.
- PRAT, P. C.; GENS, A.; CAROL, I.; LEDESMA, A.; GILI, J. A. (1993). *DRAC A computer software for the analysis of rock mechanics problems*. Application of computer methods in rock mechanics. Xian: . p. 1361-1368.
- RASHID, Y. R. (1968). Analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design*, n. 7, p. 334-344.
- RÍO, F.; LÓPEZ, C. M.; ARAUJO, G.; AGUADO, A. (2008). *Análisis de la fisuración orientada en coronación: interacción estribo-estructura*. VIII Jornadas Españolas de presas. Córdoba: Comité Nacional Español de Grandes Presas. p. 11 p.
- ROCCO, C.; GIANGRASSO, F.; BERGOL, L.; DI PACE, G.; PLANAS, J. (2004). *Fracture properties of concrete exposure to delayed ettringite formation*. Fifth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Vail: Victor Li. p. 623-630.
- RODRÍGUEZ, M.; LÓPEZ, C. M.; CAROL, I. (2011). *High temperature effects in mortar and concrete specimens using meso-mechanical model with fracture based zero-thickness interface elements*. Computational Plasticity XI (COMPLAS 2011). Barcelona: Oñate, Owen, Peric & Suárez.
- RODRÍGUEZ, M.; LÓPEZ, C. M.; CAROL, I.; WILLAM, K. J. (2011b). *Meso-mechanical modeling of thermal spalling in concrete using fracture-based zero-thickness interface elements*. Proceedings of 2nd International RILEM Workshop. Delft: Koenders & Dehn. p. 237-244.
- SAMSON, E.; MARCHAND, J. (2007). Modeling the transport of ions in unsaturated cement-based materials. *Computers and Structures*, v. 85, p. 1740-1756.
- SAMSON, E.; MARCHANDA, J.; BEAUDOIN, J. J. (2000). Modeling the influence of chemical reactions on the mechanisms of ionic transport in porous materials. An overview. *Cement and Concrete Research*, v. 30, p. 1895-1902.
- SAOUMA, V. E.; BROZ, J. J.; BRUHWILER, E.; BOGGS, H. L. (1991). Effect of aggregate and specimen size on fracture properties of dam concrete. *Journal of Materials in Civil Engineeringm ASCE*, v. 3, n. 3, p. 204-218.
- SAOUMA, V.; PEROTTI, L. (2005). *Alkali aggregate reactions in dams; Stress analysis and long term predictions*. Dam Safety Conference. New Orleans: ASDSO.
- SAOUMA, V.; PEROTTI, L.; SHIMPO, T. (2007). Stress Analysis of concrete Structures Subjected to Alkali-Aggregate Reactions. *ACI Structural Journal*, v. 104, n. 5, p. 532-541.

- SAOUMA, V.; XI, Y. (2004) *Literature review of alkali aggregate reactions in concrete dams*. Colorado: Structural engineering and structural mechanics research series. University of Colorado.
- SCHLANGEN, E.; COPUROGLU, O. (2007). *Concrete damage due to alkali-silika reaction: A new method to determine the proprieties of the expansive gel*. 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Catania: Taylor & Francis. p. 1831-1841.
- SCHNITZER, N. J. (1994) *A history of Dams: The useful pyramids*. Rotterdam: A.A.Balkema.
- SEGARRA, J. (2005) *Envejecimiento de presas por reacciones expansivas en el hormigón*. Barcelona: Tesina de final de carrera, Universidad Politécnica de Catalunya.
- SINGER, P. C.; STUMM, W. (1970). Acid mine drainage: the rate-determining step. *Science*, v. 167, p. 1121-1123.
- SKALNY, J.; MARCHAND, J.; ODLER, I. (2002) *Sulfate Attack on Concrete*. 10. ed. London: Spon Press.
- SMAOUI, N.; BÉRUBÉ, M.-A.; FOURNIER, B.; BISSONNETTE, B.; DURAND, B. (2004). Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali-silica reaction. Part I: Experimental study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 31, p. 826-845.
- SPOSITO, G. (1994) *Chemical equilibria and kinetics in soils*. : Oxford University Press, 268 p. p.
- STANTON, T. E. (1940). Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. *American Society of Civil Engineerings*, New York, v. 66, p. 1781-1811.
- SULLIVAN, P. J.; REDDY, K. J.; YELTON, J. L. (1988). Iron sulfide oxidation and the chemistry of acid generation. *Eviromental Geological Water Science*, v. 11, n. 3, p. 288-295.
- SUWITO, A.; JIN, W.; XI, Y.; MEYER, C. (2002). A mathematical model for the pessimum size effect os ASR in concrete. *J. Concrete Science and Engineering*, v. 4, p. 23-24.
- TAGNIT-HAMOU, A.; SARIC-CORIC, M.; RIVARD, P. (2005). Internal deterioration of concrete by the oxidation of pyrrhotitic aggregates. *Cement and Concrete Research*, v. 35, p. 99-107.
- TAKEWAKA, K.; YAMAGUCHI, T.; MAEDA, S. (2003). Simulation model for deterioration of concrete structures due chloride attack. *Journal of Advanced Concrete Technology*, v. 1, n. 2, p. 139-146.
- THAULOW, N.; JOHANSEN, V.; JAKOBSEN, U. H. (1997). *What causes delayed ettringite formation*. Proceeding of the Materials Research Society's Symposium on Mechanisms of Chemical Degradation of Cement-based Systems. Boston: . p. 219-226.

- THOMPSON, G. A.; CHARLWOOD, R. G.; STEELE, R. R.; CURTIS, D. D. (1994). *Mactaquac generating station intake and spillway remedial measures*. Proceedings for the Eighteenth International Congress on Large Dams. Durban: ICOLD. p. Q-68, R.24, 347-368.
- TIXIER, R. (2000) *Microstructural development and sulfate attack modeling in blended cement-based materials*. : Tesis Doctoral. Arizona State University, Tempe, Ariz.
- TIXIER, R.; MOBASHER, B. (2003a). Modeling of Damage in Cement-Based Materials Subjected to External Sulfate Attack. I: Formulation. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 15, p. 305-313.
- TIXIER, R.; MOBASHER, B. (2003b). Modeling of Damage in Cement-Based Materials Subjected to External Sulfate Attack. II: Comparison with Experiments. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 15, p. 314-322.
- TRUNK, B.; WITTMANN, F. H. (1998). Influence of element size on fracture mechanics parameters of concrete. *Dam Engineering*, v. IX, n. 1, p. 3-24.
- TUTHILL, L. H.; SARKARIA, G. S.; CORTRIGHT, C. J. (1970). *Better concrete for dams: recent experiences and trends in California*. Transactions of the Tenth International Congress on Large Dams. Montréal: ICOLD. p. 181-197.
- ULM, F.-J.; COUSSY, O.; KEFEI, L.; LARIVE, C. (2000). Thermo-Chemo-Mechanics of ASR Expansion in Concrete Structures. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, v. 126, n. 3, p. 233-242.
- VALLARINO, E. (1977) *Obras Hidraulicas - II. Presas*. Madrid: E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- VALLARINO, E. (1991) *Tratato basico de presas*. Madrid: Coleccion Senior.
- VAN MIER, J. G. (1984) *Strain-softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions*. Eindhoven: Tesis doctoral, Eindhoven University of Technology.
- VAN MIER, J. G. M. (1997) *Fracture Processes of Concrete*. : CRC Press.
- VELASCO-TORRES; ALAEJOS, P.; SORIANO, J. (2010). *Relación geología-patología en presas españolas afectadas por la reacción álcali-sílice*. Proceedings of the 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation. Zaragoza: CRC Press. p. 163-172.
- VILLARDELL, J.; AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; GETTU, R. (1998). Estimation of the modulus of elasticity for dam concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 28, n. 1, p. 93-101.
- VONK, R. (1992) *Softening of concrete loaded in compression*. : Tesis doctoral, Technische Universiteit Eindhoven.
- WANG, H. L.; SONG, Y. P. (2008). Behavior of mass concrete under biaxial compression-tension and triaxial compression-compression-tension. *Materials and Structures*, v. 42, p. 241-249.

WITTMANN, F. H. (1983) Structure of concrete with respect to crack formation. In: WITTMANN, F. H. *Fracture Mechanics of Concrete*. London/ New York: , p. pp. 43.

XI, Y.; SUWITO, A. (2002). *The effect of microstructure features on pessimun effect of ASR in concrete*. 5th World Congress on Computational Mechanics.

ZHANG, Z.; OLEK, J.; DIAMOND, S. (2002a). Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat-cured mortars I. expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity, and weight gains. *Cement and Concrete Research*, v. 32, p. 1729-1736.

ZHANG, Z.; OLEK, J.; DIAMOND, S. (2002b). Studies on delayed ettringite formation in heat-cured mortars II. Characteristics of cement that may be susceptible to DEF. *Cement and Concrete Research*, v. 32, p. 1737-1742.

ANEJO 1

INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DEL MODELO CINÉTICO DEL ASI

A1.1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo tiene por objeto evaluar la sensibilidad del modelo cinético del ASI desarrollado en el capítulo 3, frente a la variación de sus principales parámetros. Motiva este análisis el hecho de que algunos de ellos presentan una gran variabilidad en la bibliografía técnica, mientras que de otros no se dispone de datos experimentales que permitan estimar sus valores con una mejor precisión.

A1.2. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS: SECCIÓN UNIDIRECCIONAL

En este apartado se estudia la influencia de los principales parámetros del modelo cinético en una sección unidireccional como la utilizada en el apartado 3.3.5 del capítulo 3 (ver tabla A1.1). Para ello se han llevado a cabo 32 simulaciones en las que se han variado dichos parámetros dentro de un rango razonable.

moles/m ³				m ³ /(mol.s)			m ² /s	θ_0	α	β	γ
[O ₂] _{atm}	[O ₂] ₀	[Fe _{1-x} S] ₀	[F ²⁺] ₀	k ₂	k ₄	K ₅	D ₍₀₎				
9,26	0,00	375,00	10,00	1,6.10 ⁻⁷	1,6.10 ⁻¹⁰	5,7.10 ⁻⁹	10 ⁻⁷	0,75	0,5	-3,0	0,3

Tabla A1.1 - Parámetros adoptados en el modelo cinético para el caso tipo (O₂ o Fe³⁺ como oxidantes).

La concentración inicial de sulfuros de hierro

Para evaluar la influencia de la concentración inicial de sulfuros de hierro se ha reducido la concentración inicial de la misma a un 25% del valor inicial manteniendo los demás parámetros iguales al caso tipo presentado en el capítulo 3. En la figura A1.1 se presenta el resultado para los casos con el O₂ y el F³⁺ como oxidantes en función de la cantidad de sulfuros de hierro oxidados. Se ha podido observar que en ambos casos la reducción de la cantidad de sulfuros conlleva una mayor profundidad de penetración de la reacción, pasando de cerca de 1 m a aproximadamente 2 m. La reducción de la cantidad de sulfuros implica una disminución de la velocidad de la oxidación (reacción 1 o 4), que es proporcional a la cantidad de reactantes disponibles. Esto redundará en un menor y más lento consumo de oxígeno lo que permite que la difusión de este sea más rápida, permitiendo que la oxidación llegue a una mayor profundidad en el hormigón. Conviene resaltar que una reducción en la cantidad de sulfuros también repercutirá en una disminución de la deformación máxima en el hormigón.

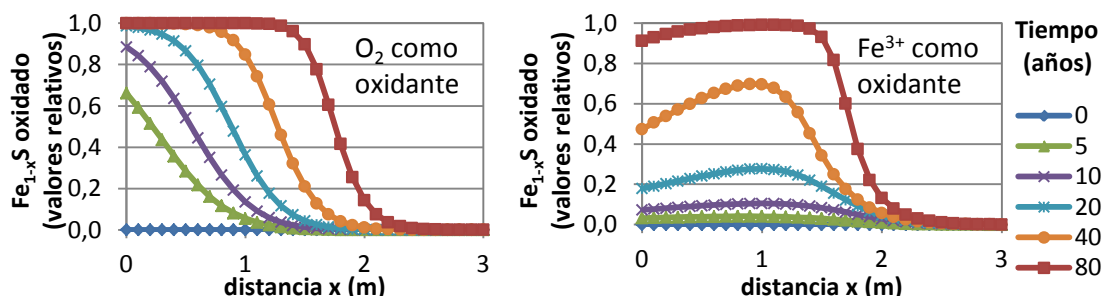


Figura A1.1 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos.

Un efecto interesante que se puede observar en la figura A1.1 derecha es que la reacción es más rápida a cierta profundidad (x=1 m) comparada con la zona cerca de la superficie. Esto ocurre porque la combinación entre humedad y disponibilidad de oxígeno favorece, en este caso, más la zona a 1 m de profundidad que la cercana a la superficie.

La concentración inicial de oxígeno

Para evaluar la influencia de una concentración inicial de oxígeno en el hormigón, se ha llevado a cabo un cálculo con un valor de 4 moles/m³ de oxígeno en el hormigón y demás parámetros iguales a los casos tipo. Se ha obtenido como resultado una evolución

del proceso de oxidación tanto con el O_2 como con el Fe^{3+} como oxidantes sin cambios significativos con respecto a los obtenidos considerando este parámetro igual a cero. Este resultado parece razonable ya que se requiere más del doble de moles de oxígeno para oxidar un mol de sulfuro de hierro, que tiene una concentración elevada comparada a la de oxígeno. Esto hace que cualquier concentración inicial de oxígeno sea rápidamente consumida sin oxidar un número significativo de moles de sulfuro, con lo cual este aspecto presenta escasa influencia en el proceso.

La concentración inicial de Fe^{2+}

La concentración inicial de Fe^{2+} es un parámetro que afecta únicamente la oxidación con el ion Fe^{3+} como oxidante. Una concentración inicial de este ion es necesaria para iniciar el ciclo entre las reacciones 2 y 4. En el caso tipo presentado en 3.3.5 se ha adoptado un valor bajo de 10 moles/ m^3 como concentración inicial del Fe^{2+} . Este contenido puede ser producido por una oxidación iniciada con el oxígeno como oxidante. Para evaluar la sensibilidad del modelo a este parámetro se han llevado a cabo cálculos con una concentración inicial de Fe^{2+} de 1 y 20 moles / m^3 .

En la figura A1.2 se presentan las cinéticas a distintas profundidades para los dos valores iniciales de concentración de Fe^{2+} comentados. Se puede apreciar que el principal efecto de este parámetro está en el tiempo que el proceso tarda en activarse. Por ejemplo, para una concentración inicial de 1 mol/ m^3 la cinética supera el valor relativo de 0,2 a los 25 años (figura A1.2 izq.), con una concentración inicial de 20 moles/ m^3 esto ocurre a los 10 años (figura A1.2 der.), presentando cinéticas muy similares después de esto. Por lo tanto, cuanto menor sea la concentración inicial de Fe^{2+} , más tiempo tardará la oxidación en empezar con una cinética significativa. El tamaño de la zona en que ocurre la oxidación no sufre una influencia significativa de este parámetro.

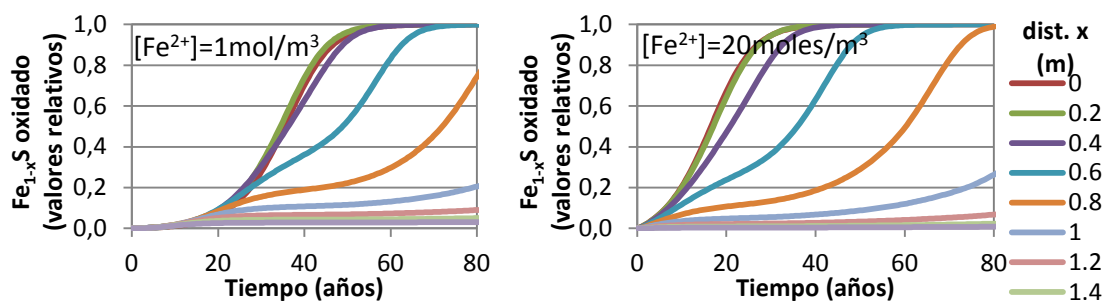


Figura A1.2 – Cinética de la oxidación para distintas profundidades (Fe^{3+} como oxidante).

El contenido de agua en la superficie

En los casos tipo, se ha supuesto un contenido de agua en la superficie del hormigón de 75%, ahora se evalúa un contenido de agua inferior de 50% y uno más elevado de 90%. En las figuras A1.3 y A1.4 se presentan la evolución de la oxidación en términos del contenido de sulfuros de hierro oxidado para el O_2 y el Fe^{3+} como oxidante

respectivamente, pudiéndose observar, en ambos casos, que al reducir el contenido de agua, la reacción cerca del paramento se produce más lentamente debido a que la cinética está directamente relacionada con la humedad, sin embargo la zona en que ocurren las reacciones es mayor debido a que en un hormigón más seco la difusión de oxígeno es mayor. Al aumentar el contenido de agua se obtiene el efecto contrario, la reacción se produce más rápidamente pero se reduce la zona en que ocurre la reacción.

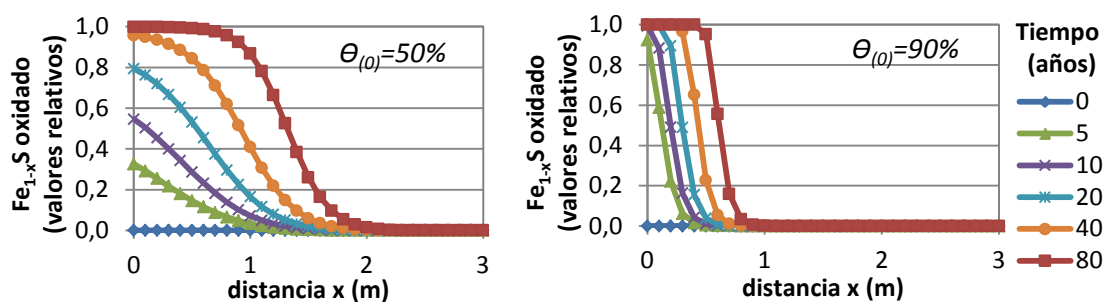


Figura A1.3 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).

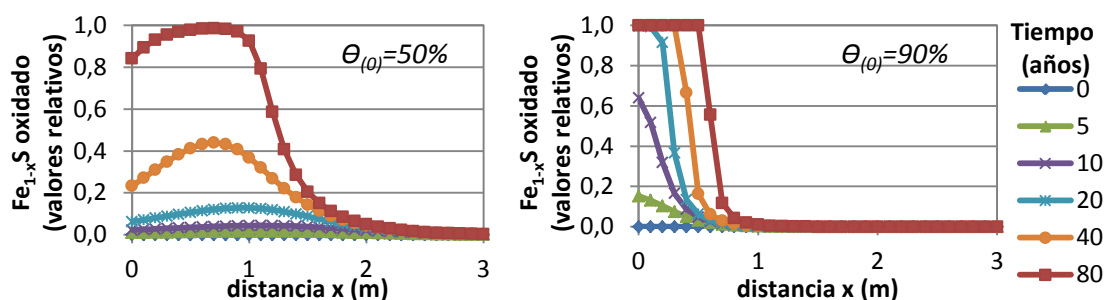


Figura A1.4 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).

El contenido de agua tiene efecto en dos variables importantes del problema. Un contenido de agua elevado favorece la cinética de la reacción pero reduce la velocidad con la que el oxígeno es transportado, y, por el contrario, un contenido bajo de agua reduce la cinética de la reacción pero aumenta la velocidad de la difusión del oxígeno. En el caso extremo de un hormigón totalmente saturado (por ejemplo, el próximo al paramento aguas arriba) hay un transporte muy lento (casi nulo) del oxígeno hacia el interior del hormigón lo que prácticamente impide que los sulfuros se oxiden, sucediendo algo similar con un hormigón casi seco (en una zona desértica por ejemplo) las reacciones no ocurrirían por la ausencia de agua, aunque la difusión del oxígeno será máxima en esta situación.

Esto implica que las condiciones más desfavorables ocurren con un contenido de agua intermedio que no frene demasiado las reacciones y tampoco torne el transporte del oxígeno demasiado lento. En el caso de presas, generalmente, estas condiciones

desfavorables suelen estar presentes principalmente en la zona cercana a paramento aguas abajo.

El coeficiente de difusión del oxígeno

Para evaluar la influencia del coeficiente de difusión del oxígeno, se ha llevado a cabo un nuevo cálculo reduciendo su valor de 10^{-7} a 10^{-8} m²/s. En ambos casos (con el O₂ y el Fe³⁺ como oxidante) la reducción de este coeficiente ha disminuido drásticamente la penetración de la oxidación de cerca de 1 m en los casos tipo a menos de 0,5 m en este caso (ver figura A1.5 y A1.6). Esto ocurre debido a que el transporte del oxígeno es más lento, de modo que la cinética a distintas profundidades es más lenta (con excepción de la cinética en la superficie que no depende del transporte del oxígeno). Esto pone de manifiesto que el tamaño de la zona en que ocurre el fenómeno está muy influenciado por el coeficiente de difusión del oxígeno en el hormigón.

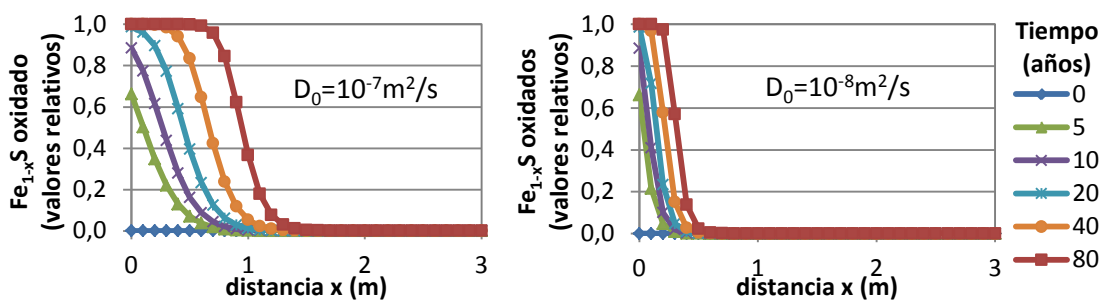


Figura A1.5 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O₂ como oxidante).

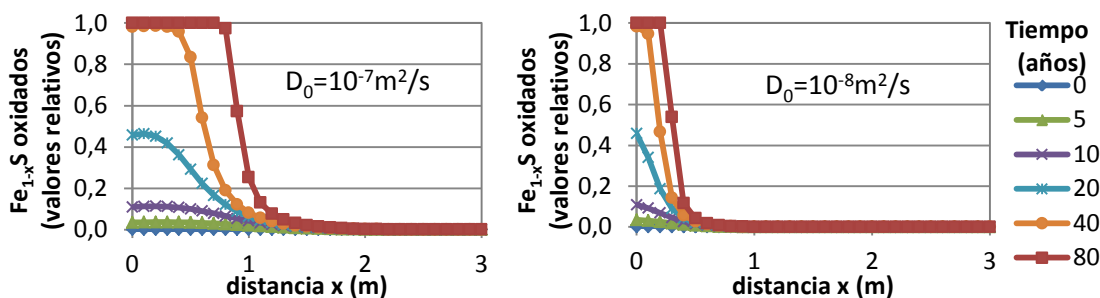


Figura A1.6 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe³⁺ como oxidante).

Los coeficientes de cinética

En relación a la oxidación con el O₂ como oxidante se evalúa el efecto del coeficiente k_5 en la oxidación. Se ha llevado a cabo un nuevo cálculo reduciendo su valor de $5,71 \cdot 10^{-9}$ (equivalente a 30 meses de oxidación en condiciones ideales) a $1,90 \cdot 10^{-9}$ m³/(mol.s) (equivalente a 90 meses de oxidación en condiciones ideales), con demás

parámetros iguales al caso tipo. En la figura A1.7 se presenta la evolución del proceso de oxidación en términos del contenido de sulfuros de hierro oxidados para ambos coeficientes de cinética. Se puede apreciar que el valor relativo a que llegan las curvas (figura A1.7 der.) son un poco menores que los del caso anterior (figura A1.7 izq.) debido a la reducción de la cinética de la oxidación. Mientras que en el caso anterior, en la superficie ($x=0$) la reacción terminaba completamente a los 20 años, en el caso actual esta llega hasta los 60 años. La reducción del coeficiente de cinética en aproximadamente tres veces su valor inicial, ha hecho tres veces más lenta la reacción, sin embargo no ha cambiado significativamente el tamaño de la zona cerca de la superficie en que ésta se desarrolla.

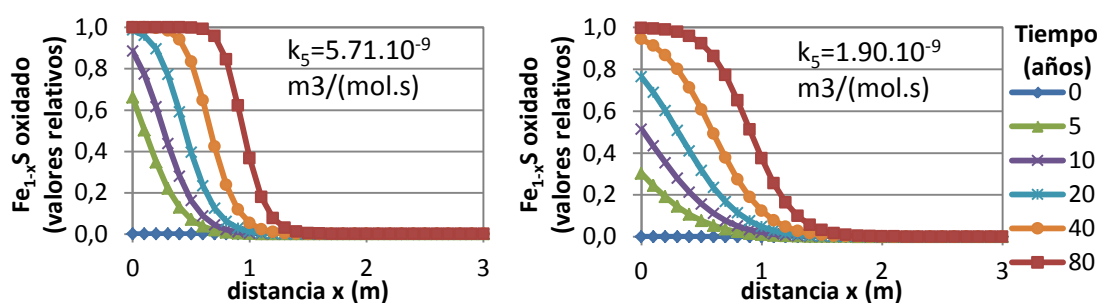


Figura A1.7 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).

En relación a la oxidación con el Fe^{3+} como oxidante, hay que evaluar el efecto de las constantes de cinética k_2 y k_4 . El coeficiente de cinética k_2 se ha estimado en un valor de $1,6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$ en el caso tipo. Como no se dispone de información experimental o analítica que permita fijar un rango razonable de variación de este parámetro, se estudiará un rango de mayor amplitud de variación, desde un valor 5 veces más pequeño ($k_2=3,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$) hasta uno 5 veces más grande ($8,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$).

En la figura A1.8 se presenta la evolución del proceso de oxidación en términos del contenido de sulfuros de hierro oxidados para ambos coeficientes de cinética (con los demás parámetros iguales al caso tipo). Se puede apreciar que al reducir k_2 se ralentiza significativamente la oxidación, mientras que, lógicamente, al aumentar el valor de k_2 se aumenta la velocidad de la oxidación.

En relación al coeficiente de cinética k_4 , se ha aplicado el mismo rango amplio de variación, calculando el resultado para un valor 5 veces más pequeño ($3,2 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$) y otro 5 veces más grande ($8 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$). En la figura A1.9 se presenta la evolución del proceso de oxidación en términos del contenido de sulfuros de hierro oxidados para ambos coeficientes de cinética (con los demás parámetros iguales al caso tipo). En ella se puede apreciar que al reducir en 5 veces k_4 , se ha reducido considerablemente la velocidad de la reacción, ya que para el tiempo de cálculo de 80 años ningún punto de la sección ha llegado al final del proceso de oxidación. Al aumentar el valor de k_4 se acelera el proceso.

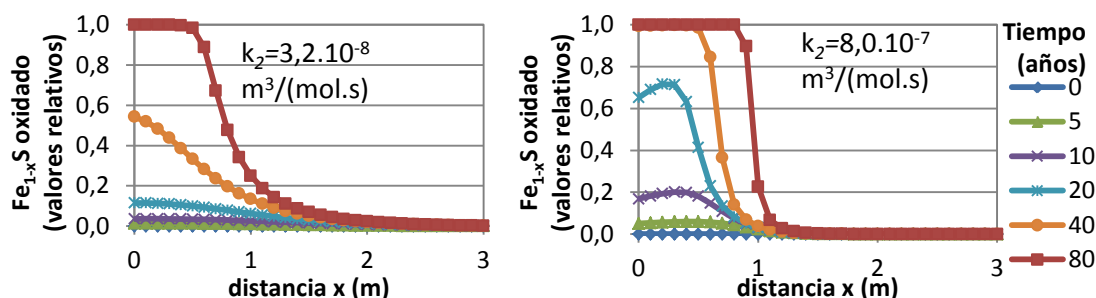


Figura A1.8 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).

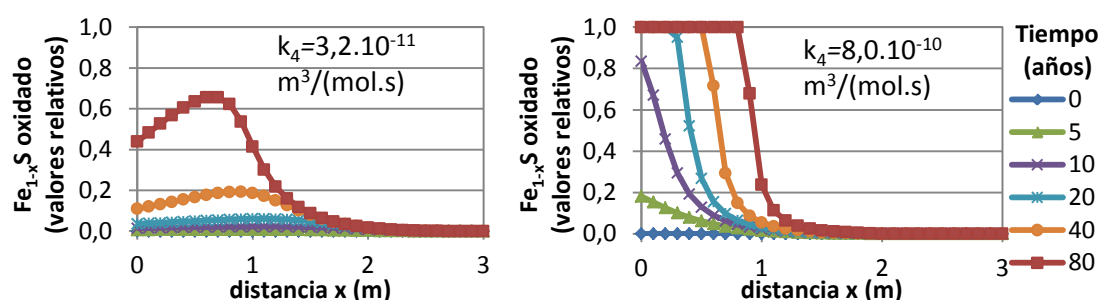


Figura A1.9 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).

La variación de los coeficientes de cinética k_2 y k_4 afectan directamente la velocidad en que la oxidación ocurre, si bien no se ha observado en ningún caso un cambio significativo en el tamaño de la zona cerca de la superficie en que ésta se desarrolla. El efecto de reducir significativamente cualquiera de estos dos coeficientes ha tenido como efecto una gran reducción de la velocidad del proceso de oxidación en comparación con el caso tipo (ver figura 3.13), si bien el aumento de estos coeficientes no ha generado un incremento tan significativo de la velocidad comparado al mismo caso tipo. Esto ha ocurrido porque se ha variado de forma separada cada uno de los coeficientes, manteniendo el otro igual al del caso tipo, de modo que aún con un gran aumento en el valor de una constante, la velocidad de la oxidación se veía gobernada por la reacción más lenta.

El estudio del efecto de las constantes de cinética en ambos procesos de oxidación ha demostrado que éstas tienen una gran influencia en el tiempo en que el proceso ocurre pero con una escasa influencia en el tamaño de la zona en que se desarrolla la oxidación.

El coeficiente α

El coeficiente α controla la forma de variación del contenido de agua desde el valor en superficie hasta la saturación en algún punto en el interior del hormigón. El aumento de este coeficiente tiende a reducir el tamaño de la zona no saturada de

hormigón reduciendo también el tamaño de la zona en que se desarrolla la oxidación. Para evaluar su efecto se han llevado a cabo simulaciones con valores desde $\alpha=0$ (contenido de agua constante en toda la sección, de valor igual al superficial) hasta $\alpha=2$ (zona de transición entre el hormigón no saturado de superficie y el saturado de menos de 1m). Como resultado se ha obtenido que para un $\alpha=2$ la zona en que se desarrolla la oxidación no supera 1 m, mientras que para un $\alpha=0$ ésta es de algo más de 1m en ambos casos (con el O_2 y el Fe^{3+} como oxidantes).

En el hormigón saturado la difusión del oxígeno se hace muy lenta impidiendo la oxidación, y al reducir el tamaño de la zona no saturada (aumentando el valor de α) se reduce también la zona de desarrollo de la oxidación. Ya al suponer que todo el hormigón tiene el mismo contenido de agua (con $\alpha=0$) la zona de desarrollo del proceso también se queda limitada a una profundidad de poco más de 1 m debido a que con el avance de la oxidación hacia el interior del hormigón, cada vez es necesario que el oxígeno sea transportado una extensión mayor, lo que hace que su transporte sea más lento a medida que aumenta la profundidad en el hormigón, tendiendo a una estabilización del proceso.

El coeficiente β

El coeficiente β controla la forma de variación del coeficiente de cinética con el contenido de agua. Como se ha comentado anteriormente, los valores más razonables de β son negativos, que implica que la reacción ocurre preferencialmente con contenidos de agua más elevados. Para evaluar la incidencia de este parámetro se han calculado casos con $\beta=-3$ (valores significativos de k para contenidos de agua superiores al 85%) y $\beta=0$ (relación lineal entre k y el contenido de agua). En las figuras A1.10 y A1.11 se presentan la cantidad de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos para distintos tiempos para el O_2 y el Fe^{3+} como oxidantes, respectivamente.

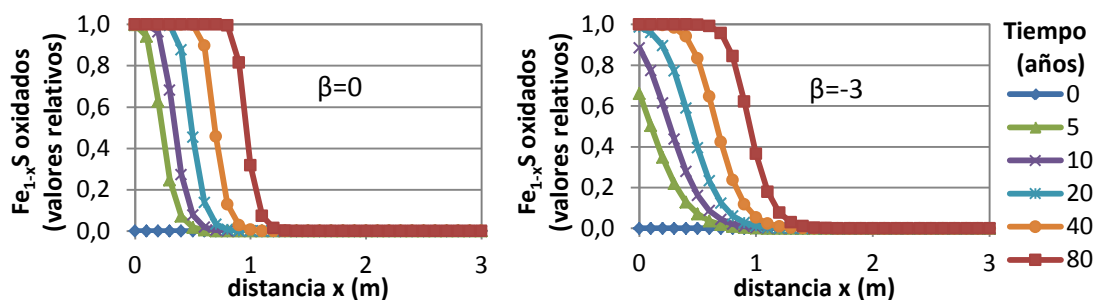


Figura A1.10 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (O_2 como oxidante).

Como resultado se ha observado que este parámetro tiene un efecto similar al de la variación de las constantes de cinética, ya que incide directamente sobre su valor, pero localizado en las capas más cercanas a la superficie. Al utilizar $\beta=0$ la reacción en la zona más cercana al paramento se desarrolla más rápidamente, mientras que al reducir su valor se va reduciendo la velocidad con que ocurre la reacción en esta zona. Al igual que con la

variación de las constantes de cinética no se observa una influencia significativa en el tamaño de la zona en que ocurre la oxidación.

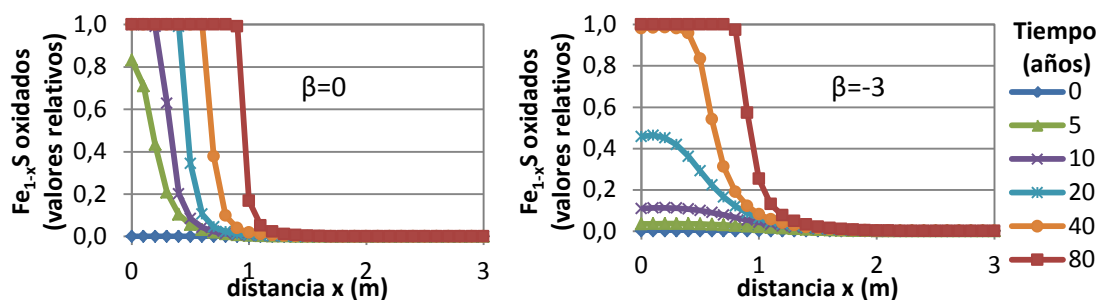


Figura A1.11 – Sulfuros de hierro oxidados, en valores relativos, para distintos tiempos (Fe^{3+} como oxidante).

El coeficiente γ

El coeficiente γ controla la forma de variación del coeficiente de difusión en función del contenido de agua. En el caso tipo se adoptó $\gamma=0,3$ (valor para el cual se obtiene un buen ajuste de los resultados experimentales de la figura 3.5). Se ha estudiado el efecto que tiene la variación de este coeficiente con valores entre 0,3 a 1,0. Se ha observado en los resultados que el aumento del valor de γ reduce ligeramente el tamaño de la zona en que ocurre la oxidación, pasando de poco más de 1 m ($\gamma=0,3$) a poco menos de un metro ($\gamma=1,0$). Esto ocurre porque al aumentar el valor de γ el coeficiente de difusión para contenidos de agua más elevados (entre 60% y 90%) disminuye, teniendo un efecto similar al de la reducción del coeficiente de difusión.

A1.3. INFLUENCIA DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS EN LOS DESPLAZAMIENTOS

En el apartado anterior se ha estudiado el ASI con una oxidación de los sulfuros de hierro debido al O_2 y al Fe^{3+} . Si bien no se descarta un aporte de la oxidación por el O_2 , los resultados obtenidos en el capítulo 3 indican que la evolución en el tiempo más razonable en presas se obtiene con la oxidación con el Fe^{3+} . Por lo tanto, en este apartado se considerará solamente la oxidación por el Fe^{3+} .

Se estudia ahora la influencia de los principales parámetros del modelo cinético en los desplazamientos de una sección de presa. Los parámetros que se analizan son: la concentración inicial de sulfuros de hierro, la concentración inicial de Fe^{2+} , el contenido de agua en la superficie, el coeficiente de difusión del oxígeno, los coeficientes de cinética y los parámetros α, β y γ . Los cálculos se llevaron a cabo en la malla de elementos finitos con la base intermedia (16,67 m) presentada en el capítulo 3.

La concentración de sulfuros de hierro

En el apartado anterior se observó que la reducción de la concentración de sulfuros de hierro aumentaba considerablemente la penetración de las reacciones, reduciendo también la velocidad con que las reacciones ocurrían. Cabe resaltar que una reducción de la concentración de sulfuros de hierro posiblemente implicará una reducción de la deformación máxima, ya que se liberará menos ácido sulfúrico en la pasta. Se estudia entonces el efecto de la concentración de sulfuros de hierro, reduciendo la concentración de sulfuros de hierro a un 25% del valor inicial. Como la deformación máxima es un valor adoptado, la reducción de la misma no ocurre de modo directo en el modelo con el cambio de la concentración de sulfuros. Para tener en cuenta el efecto de la reducción de la deformación, por simplificación, se reducirá la deformación máxima en la misma proporción de la reducción de la concentración de sulfuros.

En la figura A1.12 se presenta la evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos para el caso con 375 moles/m³ de Fe_{1-x}S y con una cuarta parte de éste. Se puede apreciar que la zona en que ocurren las reacciones es más grande al reducir el contenido inicial de sulfuros de hierro.

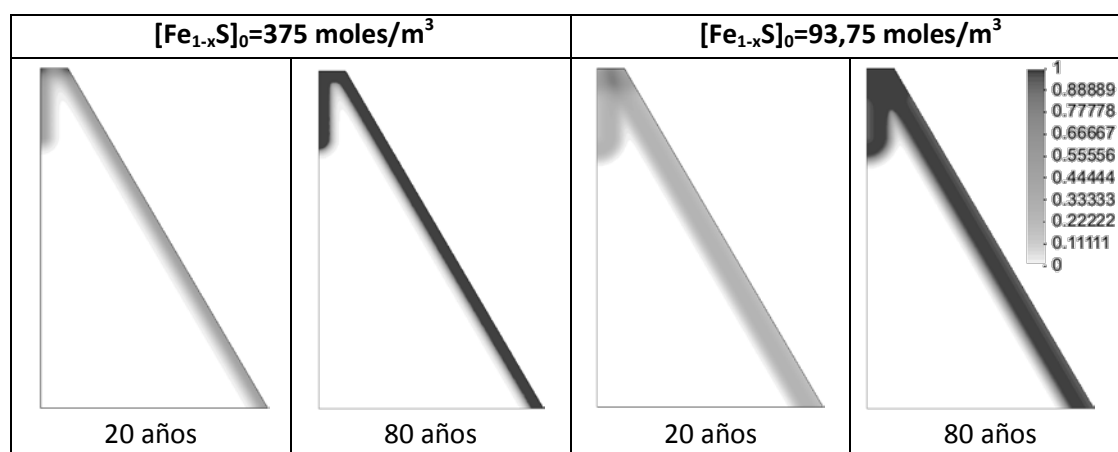


Figura A1.12 – Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos.

En la figuras A1.13 se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales y verticales para las dos concentraciones de sulfuros de hierro iniciales consideradas. Se puede observar que hay una reducción de los desplazamientos con la reducción del contenido de sulfuros.

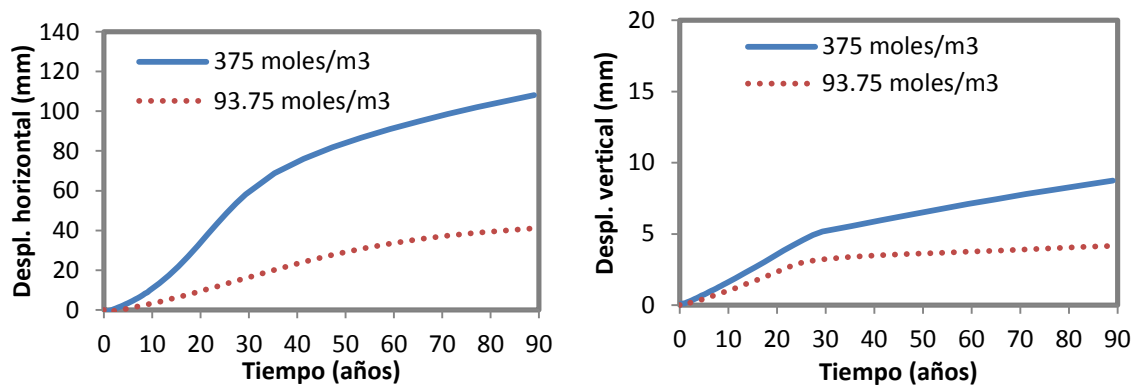


Figura A1.13 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintas concentraciones iniciales de sulfuros de hierro.

La concentración inicial de Fe^{2+}

En el apartado anterior se comprobó que la concentración inicial de Fe^{2+} afecta principalmente el tiempo en que el proceso tarda en activarse (tiempo que tarda en presentar valores significativos de oxidación). Se evalúa ahora el efecto en los desplazamientos de las concentraciones iniciales de Fe^{2+} de 1, 10 y 20 moles/m³ (manteniendo los demás parámetros iguales al caso tipo). En la figura A1.14 se presentan las cinéticas de evolución de los desplazamientos horizontales y verticales para distintas concentraciones iniciales de Fe^{2+} . Se puede observar que para un valor bajo de $[Fe^{2+}]$ hay un periodo inicial mayor en que no se aprecian desplazamientos significativos.

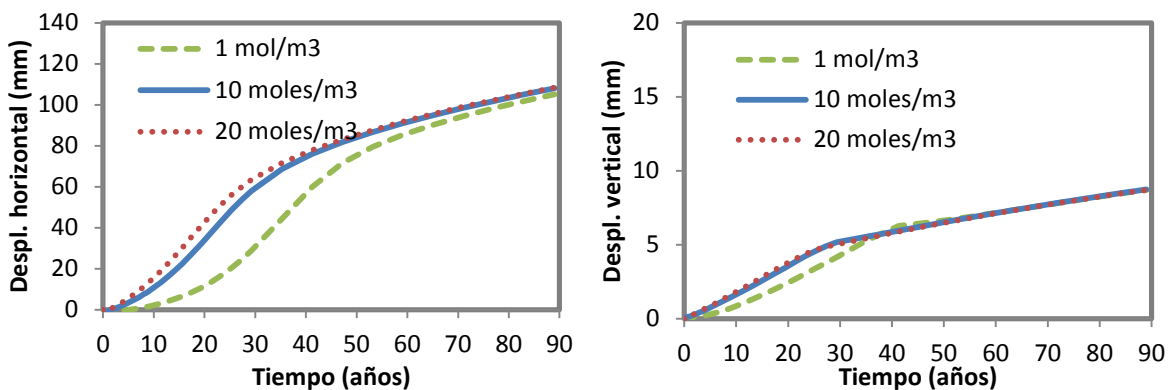


Figura A1.14 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintas concentraciones iniciales de Fe^{2+} .

El contenido de agua en la superficie

Se estudia el efecto en los desplazamientos de contenidos de agua superficial comprendidos entre 50 y 90% (manteniendo los demás parámetros iguales al caso tipo).

En la figura A1.15 se presenta el contenido oxidado de sulfuros de hierro a los 80 años para tres diferentes contenidos de agua. Se puede apreciar que cuanto mayor es el contenido superficial de agua, menor es la penetración de la oxidación. Esto ocurre porque la difusión de oxígeno disminuye con un contenido más elevado de agua.

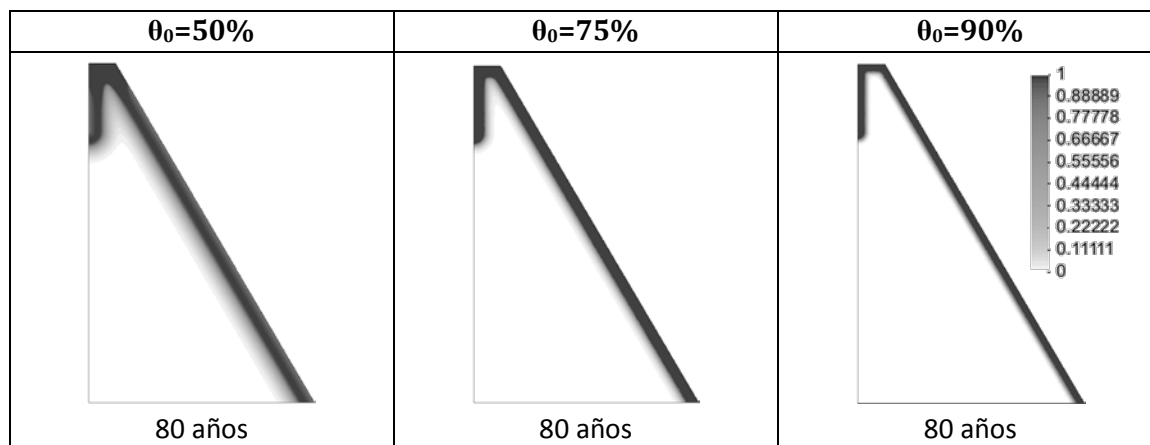


Figura A1.15 - Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos.

En la figura A1.16 se presentan las cinéticas de evolución de los desplazamientos horizontales y verticales en coronación para distintos contenidos superficiales de agua. Se puede apreciar que al reducir el contenido de agua, la evolución de los desplazamientos horizontales se hace más lenta, pero llega a valores más elevados debido a la mayor penetración de la oxidación. Los desplazamientos verticales también llegan a valores más elevados con contenidos menores de agua, pero sin un cambio significativo en la velocidad de evolución.

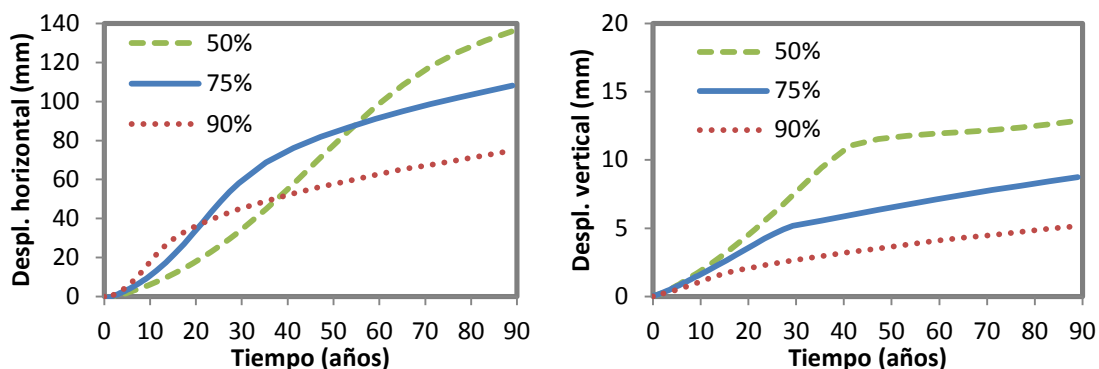


Figura A1.16 - Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos contenidos superficiales de agua.

El coeficiente de difusión del oxígeno

Se estudia el efecto en los desplazamientos de una reducción de 10^{-7} a 10^{-8} m²/s en el coeficiente de difusión del hormigón seco (manteniendo los demás parámetros

iguales al caso tipo). En la figura A1.17 se presenta la evolución del contenido oxidado de sulfuros de hierro en valores relativos para distintas edades. Se puede apreciar que la reducción del coeficiente de difusión reduce considerablemente la penetración de la oxidación para los mismos tiempos.

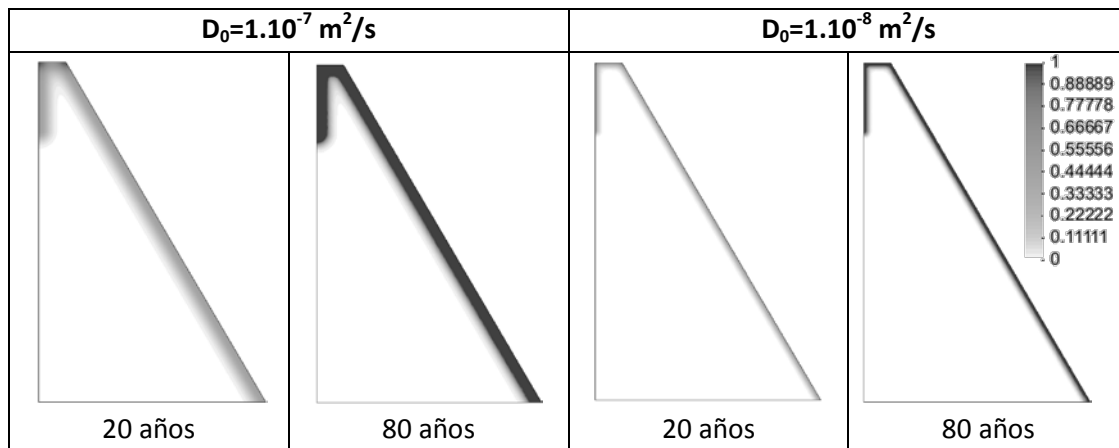


Figura A1.17 – Evolución del contenido de sulfuros de hierro oxidado en valores relativos.

En la figura A1.18 se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales y verticales en coronación para distintos coeficientes de difusión. Se puede apreciar que la cinética es similar pero los desplazamientos son menores con un coeficiente de difusión menor debido a la reducción de la penetración de la reacción.

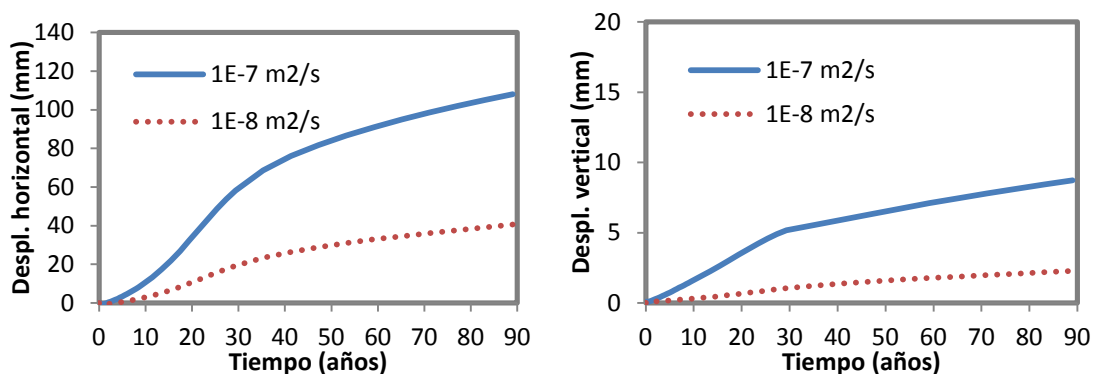


Figura A1.18 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos coeficientes de difusión.

Los coeficientes de cinética k_2 y k_4

Se ha estudiado el efecto en los desplazamientos del coeficiente de cinética k_2 (manteniendo los demás parámetros iguales al caso tipo) con valores entre $8,0 \cdot 10^{-7}$ y $3,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/(\text{mol} \cdot \text{s})$. En la figura A1.19 se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales y verticales para distintos k_2 . Se puede observar que cuanto mayor es el k_2 , más rápido ocurre el proceso, no presentando una diferencia significativa de evolución de

los desplazamientos para los valores de $1,6 \cdot 10^{-7}$ y $3,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$ debido a que la reacción 2 ya es muy rápida comparada a la reacción 4 que pasa a limitar la velocidad de evolución del proceso.

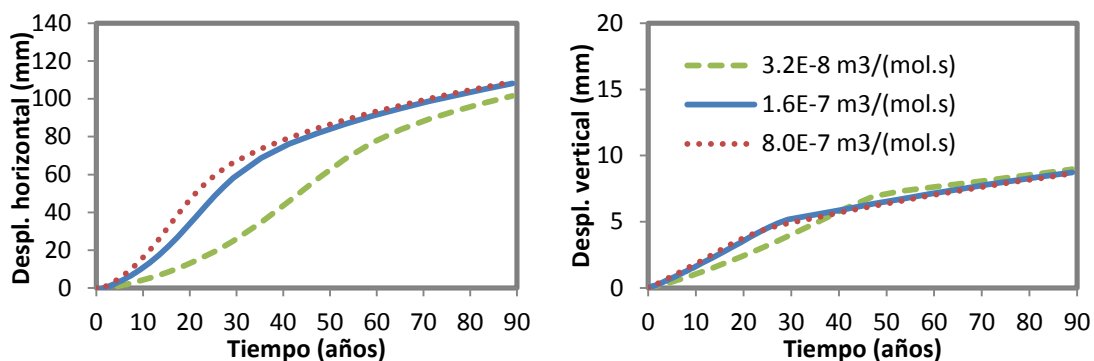


Figura A1.19 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos k_2 .

Para el coeficiente de cinética k_4 se realiza el estudio de su influencia en los desplazamientos para valores entre $8,0 \cdot 10^{-10}$ y $3,2 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/(\text{mol}\cdot\text{s})$. En la figura A1.20 se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales y verticales para distintos k_4 . Se puede apreciar que cuanto mayor es el k_4 , más rápido se desarrolla el proceso.

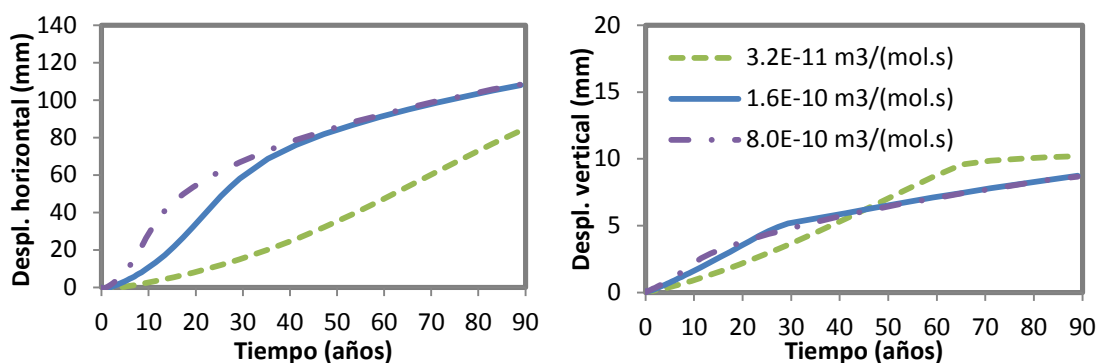


Figura A1.20 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos k_4 .

El coeficiente α

Se estudia la influencia de este coeficiente en los desplazamientos con valores comprendidos entre 0 y 2. En la figura A1.21 se presenta la evolución en el tiempo de los desplazamientos horizontales y verticales para distintos α . Se puede apreciar que el desplazamiento final sufre una pequeña disminución con el aumento de α , debido a una reducción de la penetración de la oxidación.

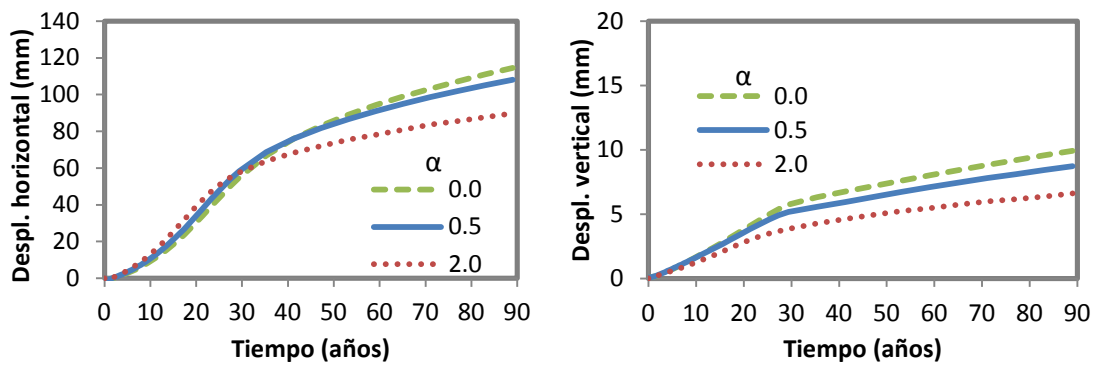


Figura A1.21 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos valores de α .

El coeficiente β

Se estudia la influencia de este coeficiente en los desplazamientos con valores comprendidos entre 0 y -3,0. En la figura A1.22 se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales y verticales en coronación para distintos β . Se puede observar que con un β más próximo a 0, la cinética de los desplazamientos se produce más rápido debido a que las reacciones en la zona próxima a la superficie (que tiene el menor contenido de agua) ocurren más rápido.

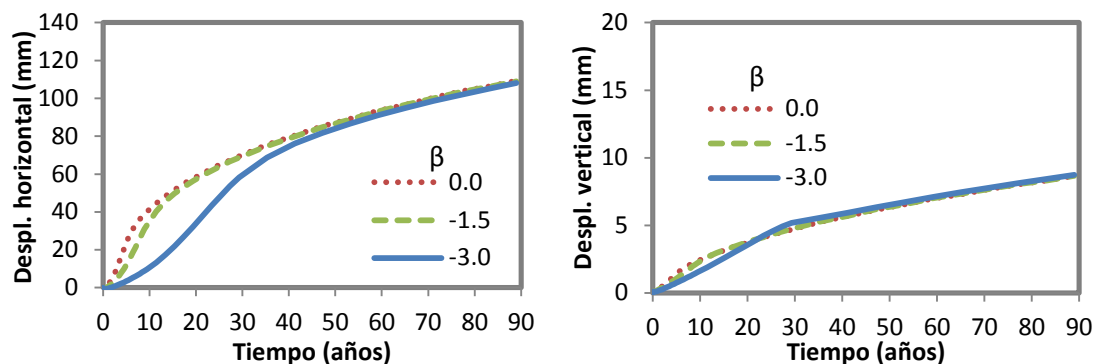


Figura A1.22 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos valores de β .

El coeficiente γ

Se estudia la influencia de este coeficiente en los desplazamientos con valores comprendidos entre 0,3 y 1,0. En las figura A1.23 se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales y verticales en coronación para distintos γ . Se puede apreciar que con el aumento del valor de γ , hay una reducción de los desplazamientos máximos debido a que el coeficiente de difusión es menor para contenidos de agua similares, lo que reduce un poco la penetración de la oxidación.

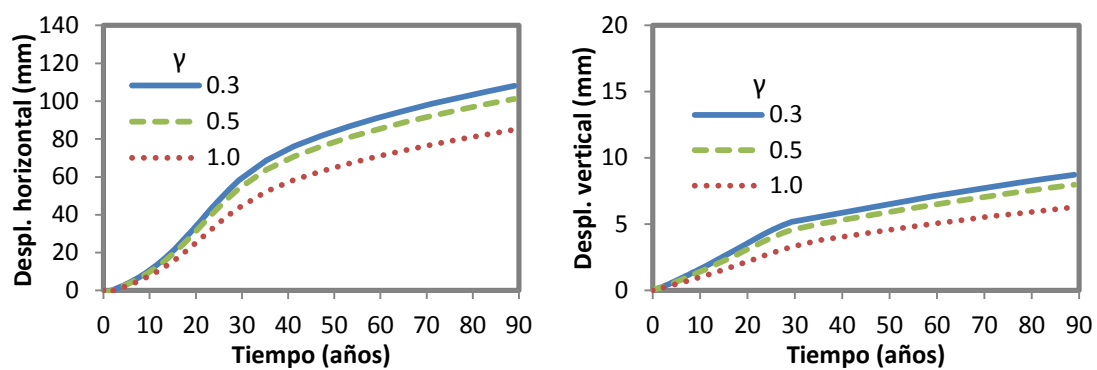


Figura A1.23 – Evolución de los desplazamientos en coronación para distintos valores de γ .

ANEJO 2

LEY CONSTITUTIVA DE JUNTA

A2.1. INTRODUCCIÓN

En la aproximación de la fisuración discreta, una manera conveniente de análisis es mediante elementos junta sin espesor, con una ley constitutiva no lineal que represente el comportamiento de las fisuras e interfases. En este Anejo se describen brevemente las características principales del modelo constitutivo de junta utilizado en los cálculos no-lineales de los capítulos 4, 5 y 7.

A2.2. LEY DE JUNTA

El modelo constitutivo de junta, formulado en Carol *et al.* (1997), está basado en la teoría de la elasto-plasticidad, e incorpora conceptos de la Mecánica de Fractura. Este modelo ha sido ampliamente utilizado en estudios de mesoestructuras de hormigón y otros materiales cuasifrágiles, presentando una buena concordancia con ensayos mecánicos experimentales (Carol *et al.*, 2001; López *et al.*, 2008a; 2008b; Caballero *et al.* 2006a; 2006b, 2007; Idiart *et al.*, 2011a; 2011b).

El modelo constitutivo de junta está formulado en términos de las componentes normal y tangencial de las tensiones en el plano medio de la junta y los desplazamientos relativos correspondientes. Dichos desplazamientos pueden ser identificados como

aperturas de fisuras. El modelo asume que la fisura comienza cuando la tensión en el plano de una junta alcanza la condición de $F(\sigma_N, \sigma_T) = 0$, siendo σ_N la tensión normal a la junta, σ_T la tensión tangencial a la junta y F el criterio de fractura definido por una superficie en el espacio de las tensiones $\sigma_N - \sigma_T$. La superficie de fractura adoptada se define mediante la hipérbola de tres parámetros:

$$F = \sigma_T^2 - (c - \sigma_N \tan \phi)^2 + (c - \chi \tan \phi)^2 \quad (A2.1)$$

donde:

χ es vértice de la hipérbola

c y $\tan \phi$ son los parámetros de la asíntota.

Desde un punto de vista físico χ es la resistencia a tracción, c la cohesión aparente y ϕ el ángulo de fricción interna del material.

Una vez iniciada la fisuración, la superficie de rotura se contrae mediante el decrecimiento de los parámetros de la hipérbola en función de unas leyes basadas en el trabajo consumido en el proceso de fractura (W^{cr}). En la figura A2.1 se presenta de forma esquemática el modelo de junta.

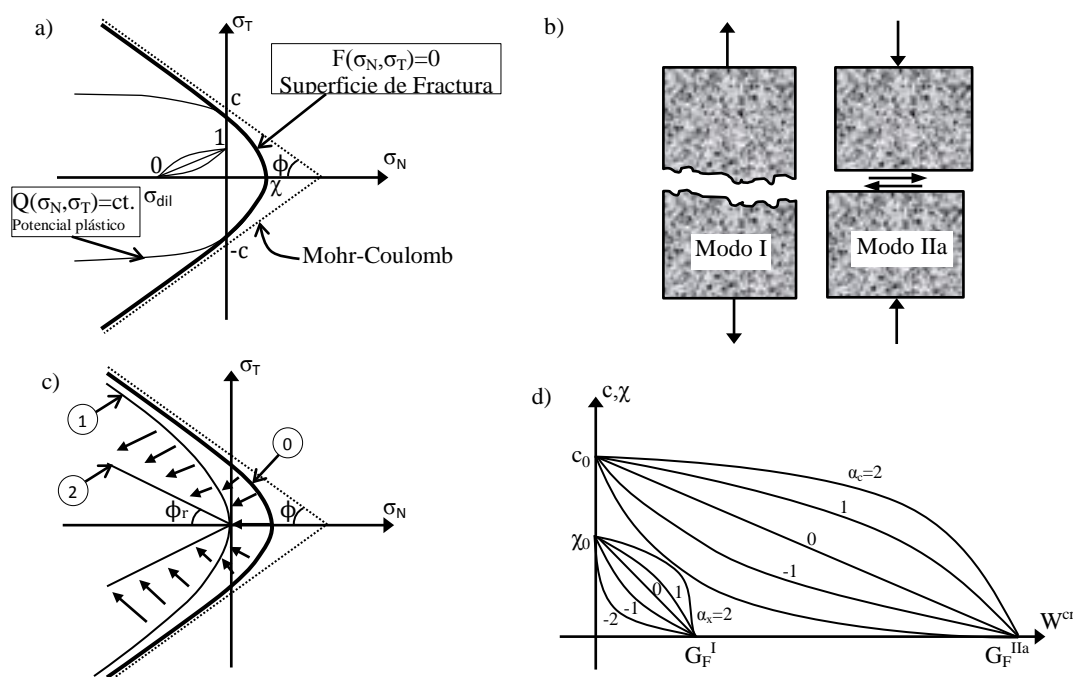


Figura A2.1 – Superficie de fractura y potencial plástico (a), modos básicos de fractura (b), evolución de la superficie de fractura (c) y leyes de reblandecimiento (d). (Carol et al., 1997).

Para controlar el proceso de evolución de F , el modelo posee dos parámetros que representan la energía de fractura clásica en modo I, G_f^I (tracción pura) y un segundo modo

denominado Modo IIa definido bajo corte y alta compresión sin dilatación, G_f^{IIa} (figura A2.1b). Para tracción pura la superficie de rotura final viene dada por una hipérbola con vértice en el origen (curva "1" en la figura A2.1c). En el estado de situación final para el cual $c = 0$ y $\tan\phi = \tan\phi_r$, la superficie de fractura queda definida por un par de líneas rectas que representan la fricción pura (curva "2" en la figura A2.1c). Los parámetros adicionales α_x , α_c y α_ϕ controlan la forma de evolución de las curvas de reblandecimiento (para $\alpha_x = \alpha_c = \alpha_\phi = 0$ el decrecimiento es lineal, figura A2.1d). El modelo es asociado en tracción $F = Q$, aunque no en compresión, donde se define una ley de dilatación para que ésta disminuya progresivamente con el nivel de compresión $\sigma \rightarrow \sigma_{dil}$ (figura A2.1a) y con la degradación de la junta $c \rightarrow 0$.

Una descripción más detallada de la ley constitutiva de junta puede consultarse en Carol *et al.* (1997, 2001), López (1999) y López *et al.* (2008a).

ANEJO 3

RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA PRESA DE MEQUINENZA

A3.1. INTRODUCCIÓN

En este Anejo se presenta el detalle de los resultados complementarios del análisis numérico del bloque 13-14 de la presa de Mequinzenza, que completan el conjunto de cálculos del capítulo 5.

A3.2. RESULTADOS BLOQUE 13-14

En la tabla A3.1 se presentan las principales características de los casos calculados, indicando para cada uno de ellos la expansión máxima, la resistencia a tracción de las juntas, la consideración o no de la subpresión en las juntas, los desplazamientos horizontales y verticales en coronación, y las aperturas de las juntas en paramento aguas arriba en cada una de las juntas de construcción discretizadas en la modelización.

Los parámetros de la ley de junta, además de la resistencia a tracción presentada en la tabla A3.1, son los siguientes: $K_N = K_T = 10^8 \text{ KN/m}^3$, $\tan\phi_0 = 0.60$, $\tan\phi_{res} = 0.40$, $c_0 = 5 \text{ MPa}$, $G_F^l = 0.1 \text{ N/mm}$, $G_F^{la} = 10 G_F^l$, $\sigma^{dil} = 40 \text{ MPa}$ y demás parámetros iguales a cero.

Caso	Deformación (mm/m)	Resistencia de las juntas (MPa)	Desplazamiento horizontal (cm)	Desplazamiento vertical (cm)	Apertura (mm) en paramento aguas arriba de las juntas a diferentes cotas									
					118,4 m	112,0 m	108,0 m	104,5 m	102,5 m	101,0 m	98,0 m	95,0 m	88,0 m	85,0 m
1	0,00	0,50	0,84	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,35	lineal	5,96	2,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,35	0,50	10,82	5,59	7,67	6,71	5,62	5,73	0,76	2,98	4,64	4,01	5,96	1,24
4	0,35	0,05	10,42	5,80	5,80	5,87	5,63	5,08	2,39	2,96	4,86	4,36	5,79	1,66
5	0,35	1,00	10,08	4,88	7,20	6,32	4,55	5,17	0,64	1,20	4,25	2,79	5,15	0,00
6	0,35	2,00	7,32	3,17	5,74	4,99	0,00	0,00	2,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,35	3,00	5,82	2,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,20	0,50	5,11	2,32	3,21	2,35	2,40	0,13	1,38	0,13	1,74	0,72	1,26	0,00
9	0,45	0,50	14,90	7,95	9,98	9,35	8,55	7,97	2,89	3,93	7,74	6,01	8,52	3,48
10*	0,35	0,50	9,05	4,45	7,39	5,67	4,26	4,40	0,59	1,39	3,02	2,24	2,51	0,00
11**	0,35	0,50	9,16	4,55	5,33	4,75	3,60	4,15	0,70	1,09	3,30	2,18	3,95	0,00
12	0,45	3,00	9,06	3,95	7,83	5,65	0,00	0,00	2,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

* sin la acción de la subpresión

** GF¹ 5 veces más grande que en el caso 3

Tabla A3.1 - Tabla resumen de los casos calculados.

En la figura A3.1 se presentan, en escala de colores y en representación vectorial, las tensiones principales calculadas para el caso 1 con las acciones del peso propio y el empuje hidrostático, para la parte superior del bloque. Como se puede observar los valores de las tensiones son muy bajos con una máxima de compresión de 1,1 MPa. Los desplazamientos calculados en el punto central de la coronación también son pequeños, con 8,4 mm en horizontal hacia aguas abajo y 1,3 mm de elevación.

En las figuras A3.2 a A3.9 se presenta la evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para los distintos casos de cálculo en que los resultados no se han incluido en el capítulo 5.

En la figura A3.2, correspondiente al caso 4, con una resistencia de las juntas muy baja de 0,05 MPa, se observa que la longitud de las fisuras es similar al caso 3, si bien con una disipación de energía menor.

En las figuras A3.3 y A3.4, correspondientes a los casos 5 y 6 respectivamente, con resistencia en las juntas mayores, se observa una reducción de la fisuración en comparación con el caso 3.

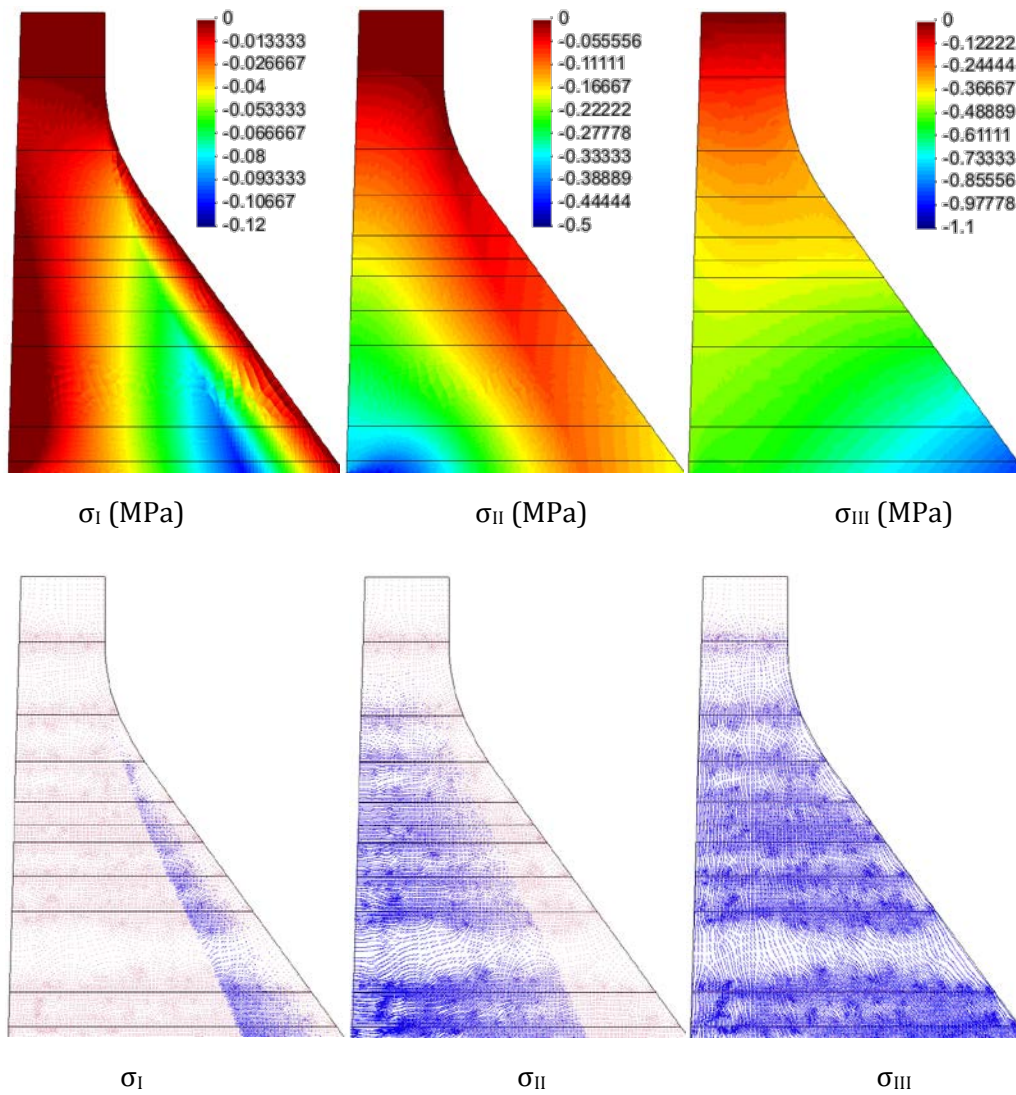


Figura A3.1 – Caso 0: Tensiones principales para el caso con peso propio y empuje.

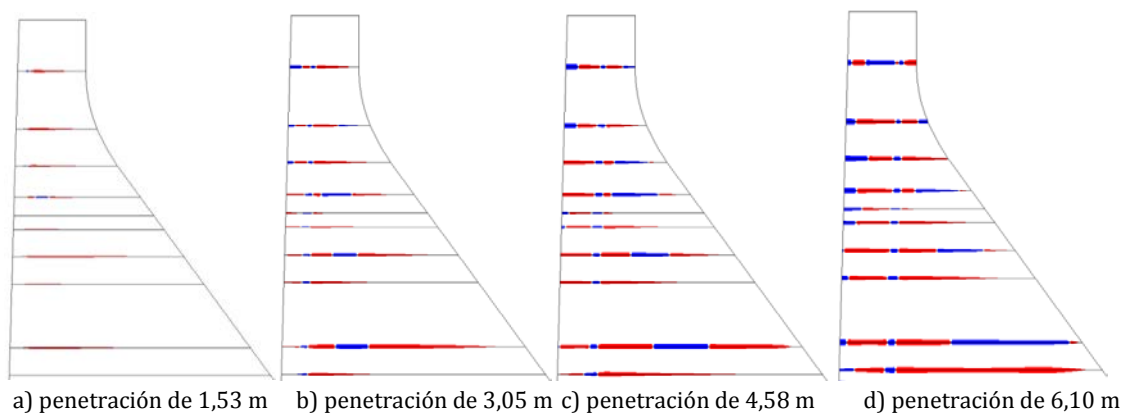


Figura A3.2 – Caso 4: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,05MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m.

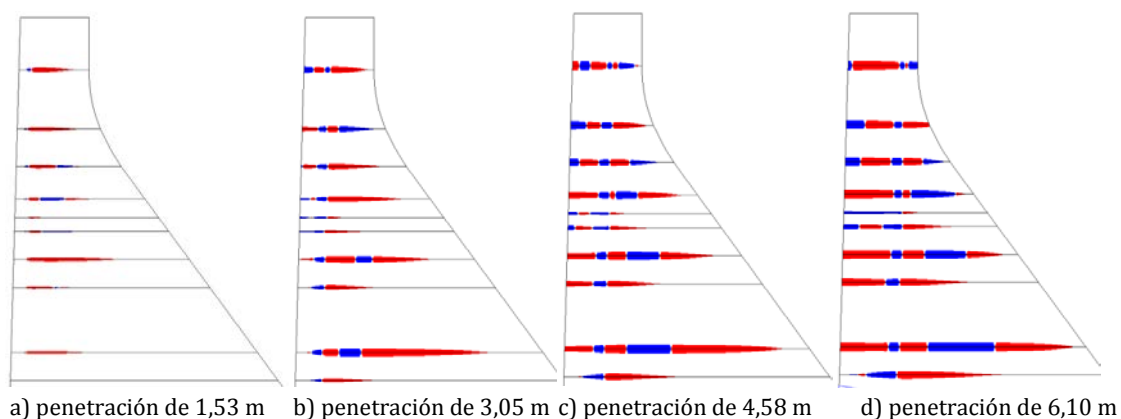


Figura A3.3 – Caso 5: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 1,0MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m.

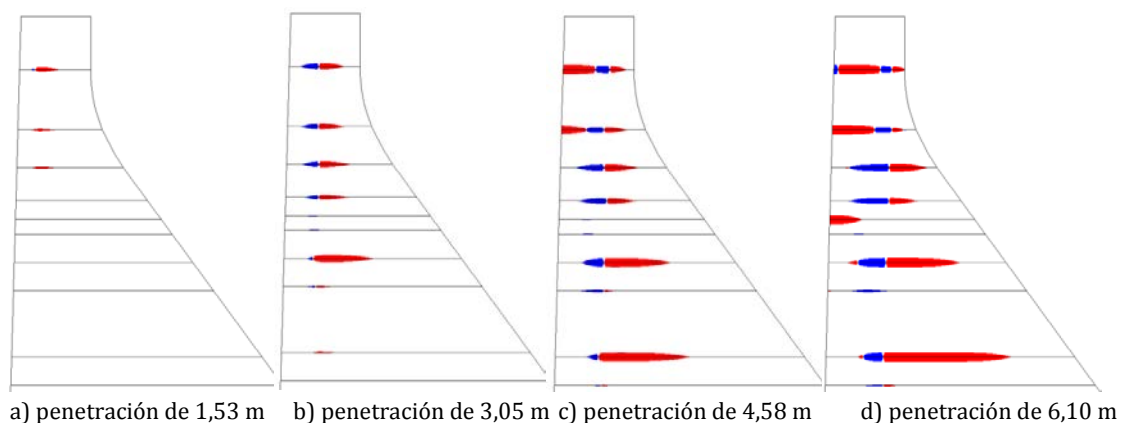


Figura A3.4 – Caso 6: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 2,0MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m.

En la figura A3.5, correspondiente al resultado del caso 8, con una deformación reducida a 0,2 mm/m, se observa una reducción del nivel de fisuración en comparación con la obtenida en el caso 3 (figura 5.5 del capítulo 5), mientras que en la figura A3.6, correspondiente al resultado del caso 9, con una deformación mayor de 0,45 mm/m se observa un incremento en el nivel de fisuración.

En la figura A3.7, correspondiente al caso 10 para una evolución de la fisuración sin la acción de la subpresión, se observa una fisuración similar a la obtenida en el caso 3 (con subpresión).

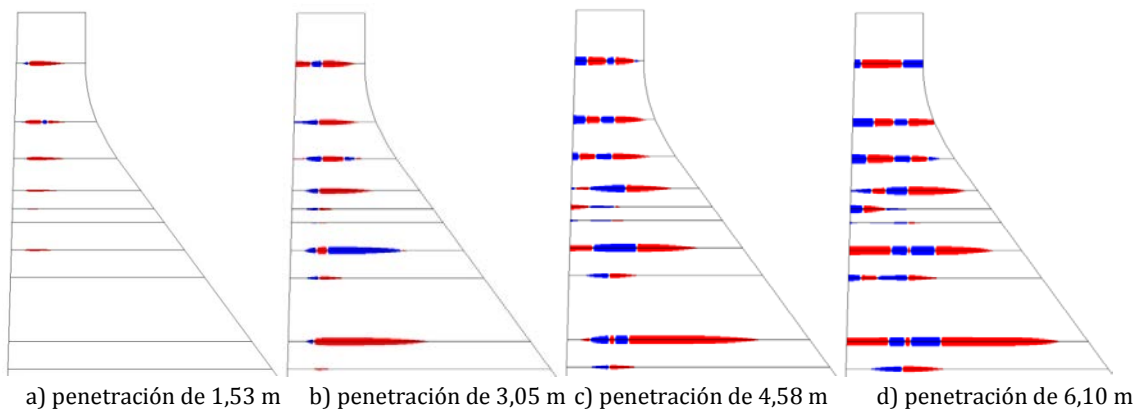


Figura A3.5 – Caso 8: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,20 mm/m.

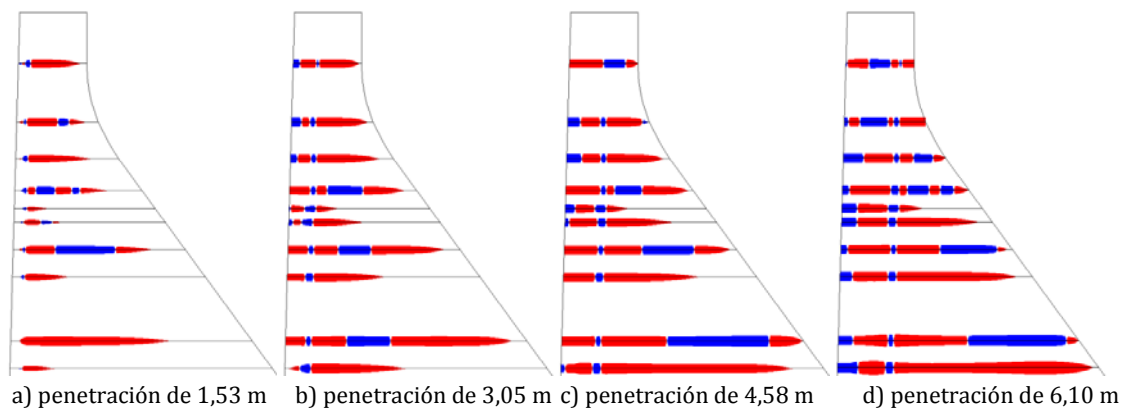


Figura A3.6 – Caso 9: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,45 mm/m.

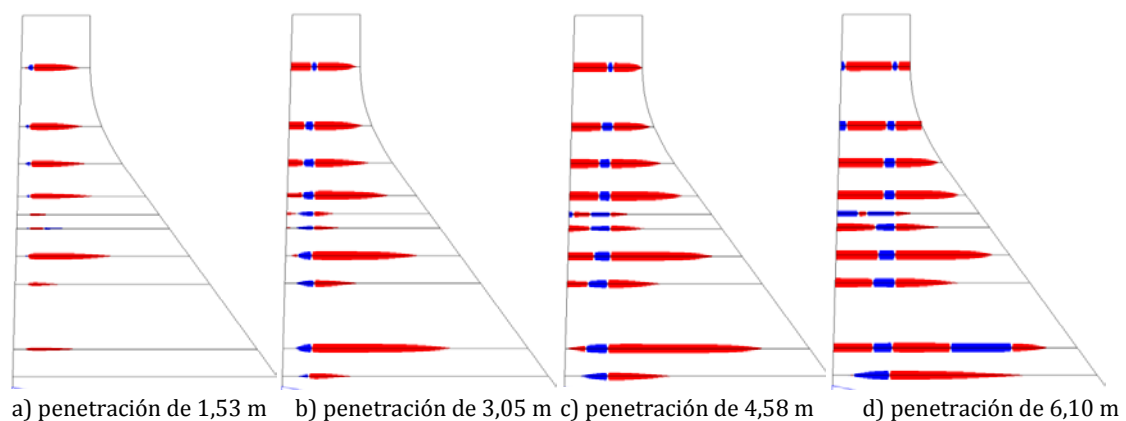


Figura A3.7 – Caso 10: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m (sin subpresión).

En la figura A3.8, correspondiente al caso 11 para las juntas con una energía de fractura 5 veces mayor que en el caso 3, se observa una fisuración muy similar a la obtenida en el caso 3.

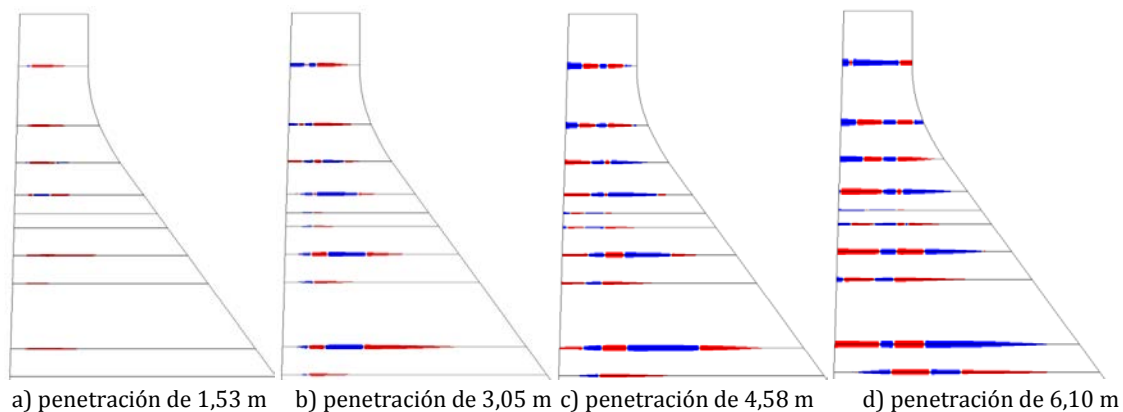


Figura A3.8 – Caso 11: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 0,5MPa en las juntas y una expansión de 0,35 mm/m (5xGF₁).

En la figura A3.9, correspondiente al caso 12, para una expansión de 0,45 mm/m y una resistencia de juntas de 3,0 MPa, se observa una reducción de la fisuración se comparada al caso 5 (figura 5.8 del capítulo 5).

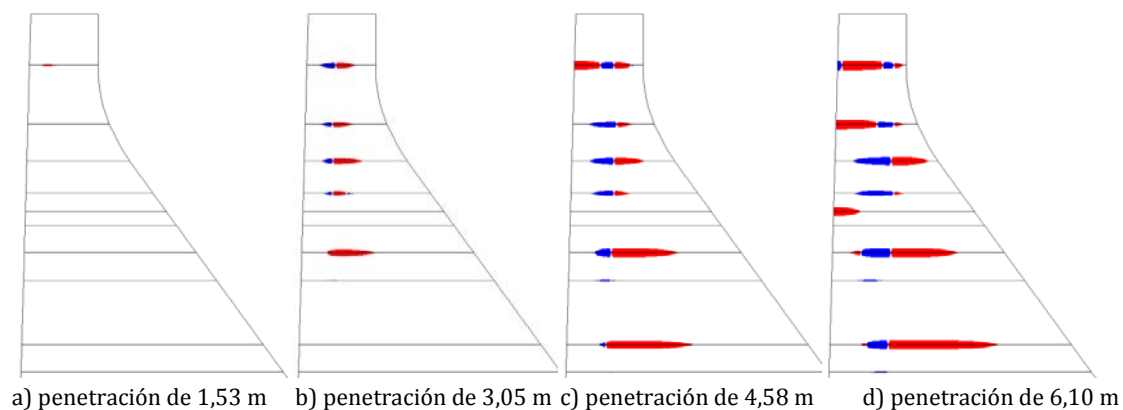


Figura A3.9 – Caso 12: Evolución del estado de fisuración para una resistencia de 3,0MPa en las juntas y una expansión de 0,45 mm/m.

ANEJO 4

MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA EN EL HORMIGÓN

A4.1. INTRODUCCIÓN

En este Anejo se describe en mayor detalle la formulación utilizada para obtener la infiltración de agua y posterior expansión en el bloque 13-14 de la presa de Mequinenza.

A4.2. FORMULACIÓN DEL MODELO

La ecuación de Richards aplicable a flujos en regímenes transitorios, donde el flujo y la saturación en el medio cambian en función del tiempo, es el resultado de la combinación de la ley de Darcy con la ecuación de continuidad (Cerny y Rovnaníková, 2002).

Ley de Darcy:

$$q = -k(\theta) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (A4.1)$$

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial x} \quad (A4.2)$$

Ecuación de Richards para flujo horizontal:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (A4.3)$$

donde: q – flujo o volumen de agua que circula a través de una superficie unidad por unidad de tiempo (m/s).

θ – ganancia de agua (volumen de agua/volumen total).

k – conductividad hidráulica (m/s).

h – potencial (P/γ) (m).

P – presión del agua (Kg/m^2).

γ – peso específico del agua (Kg/m^3).

x – profundidad medida en la horizontal (m).

t – tiempo (s).

pudiéndose escribir $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ como:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad \frac{\partial \theta}{\partial t} = C(h) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (A4.4)$$

que reemplazada en la expresión A4.3, da lugar a la ecuación A4.5.

$$C(h) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (A4.5)$$

donde ($C(h) = \partial \theta / \partial h$) es la capacidad específica del medio no saturado.

En un punto material que no contiene ninguna cantidad de agua, de un material poroso como el hormigón, sometido a un incremento progresivo de la presión de agua, se desarrollará un aumento de la ganancia de agua con el aumento del potencial hasta la saturación, a partir del cual solo aumenta el potencial, tal como se muestra en la figura A4.1 de forma cualitativa.

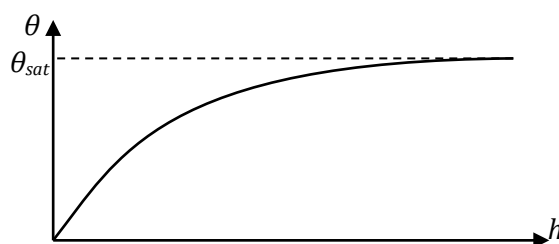


Figura A4.1 – Representación gráfica de la relación entre la ganancia de agua y el potencial.

Teniendo en cuenta la característica de la curva, se adopta entonces la siguiente expresión exponencial simplificada que relaciona la ganancia de agua y el potencial:

$$\theta = \theta_{\text{sat}}(1 - e^{-\alpha h}) \quad (\text{A4.6})$$

donde θ_{sat} es la ganancia de agua de saturación (volumen de agua igual al volumen de vacíos).

$$\frac{\partial \theta}{\partial h} = \alpha \cdot \theta_{\text{sat}} e^{-\alpha h} \quad (\text{A4.7})$$

donde α es un parámetro que controla la forma de la curva.

Para analizar la influencia de este parámetro (α) se han hecho simulaciones unidireccionales con distintos valores, que generaban una saturación del punto material a potenciales de 1 hasta 10 metros de columna de agua. La variación de este parámetro afecta la forma de la curva pero no afecta significativamente la evolución en el tiempo de la infiltración de agua en el hormigón, por lo que para todos los cálculos se ha utilizado $\alpha = 1$, equivalente a un potencial que satura un punto material de hormigón con 2 metros de columna de agua.

El entumecimiento y la hidratación de la cal libre suelen ser procesos muy rápidos una vez que llega el agua necesaria al hormigón, por lo que se pueden considerar instantáneos en comparación con el tiempo que el agua tarda en llegar a los distintos puntos de la presa, no siendo necesario un tratamiento cinético adicional para estos procesos.

La expansión se supone por simplificación proporcional a la ganancia de agua:

$$\varepsilon = \varepsilon_{\text{max}} \cdot \frac{\theta}{\theta_{\text{sat}}} \quad (\text{A4.8})$$

El valor de la conductividad hidráulica varía con la ganancia de agua, alcanzando su valor máximo con la saturación (Cerny y Rovnaníková, 2002). Por simplificación en este trabajo se considerará la conductividad hidráulica como constante.

La determinación del potencial y de la ganancia de agua para una dada profundidad x se obtiene de la solución del sistema de ecuaciones A4.3 y A4.6. La solución de dicho sistema se obtiene considerando que la integración se hará para pasos pequeños de ∂x y ∂t .

$$\begin{aligned} \Delta x &= \partial x \text{ en el intervalo de } i \text{ a } i+1 \\ \Delta t &= \partial t \text{ en el intervalo de } j \text{ a } j+1 \end{aligned}$$

obteniéndose para el hormigón no saturado ($\theta < \theta_{\text{sat}}$)

$$h_{i,j+1} = h_{i,j} + k \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \cdot \frac{(h_{i+1,j} - 2h_{i,j} + h_{i-1,j})}{\alpha \cdot \theta_{\text{sat}} \cdot e^{-\alpha h_{i,j}}}$$

$$\theta_{i,j+1} = \theta_{\text{sat}}(1 - e^{-\alpha h_{i,j+1}})$$
(A4.9)

mientras que para el hormigón saturado ($\theta = \theta_{\text{sat}}$)

$$h_{i,j+1} = h_{i+1,j+1} \frac{(h_e - h_{i+1,j+1})}{i + 1}$$
(A4.10)

donde h_e es la altura de columna de agua del embalse. Para los cálculos se ha utilizado $\Delta x = 0,1\text{m}$ y $\Delta t = 0,001$ años y $K=3 \cdot 10^{-10}$ m/s.

La solución para una malla de elementos finitos 2D se obtiene de la siguiente manera:

- 1) Se determina la ganancia de agua (expresión A4.6) y posteriormente la expansión (expresión A4.8) para algunas edades (con intervalos de tiempo entre edades menores al principio en que el proceso es más rápido y mayores al final) para secciones horizontales en el bloque separadas en altura de 2 en 2m.
- 2) Se interpola para los nodos de la malla de elementos finitos las deformaciones calculadas en función de la altura y distancia horizontal hacia paramento aguas arriba, generando ficheros de expansiones correspondientes a distintas edades del bloque
- 3) Por último se procede a realizar el cálculo mecánico, incluyendo las expansiones calculadas en el paso anterior como deformaciones impuestas en los nodos de la malla.

A4.3. APLICACIÓN A SECCIONES DE LA PRESA

A modo de ejemplo se presenta en las figuras A4.2 a A4.5 la evolución de la infiltración en términos de la ganancia de agua para distintas edades y para profundidades del embalse de 5, 20, 40 y 60m, respectivamente.

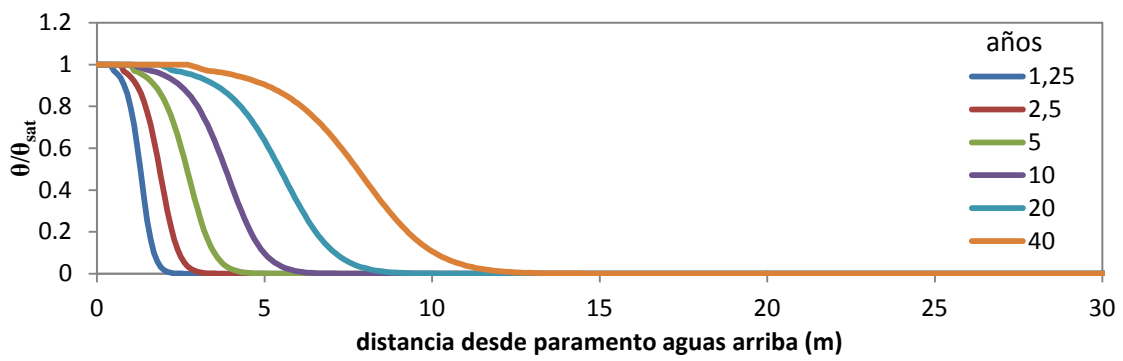


Figura A4.2 – Infiltración horizontal para una altura del embalse de 5 m.

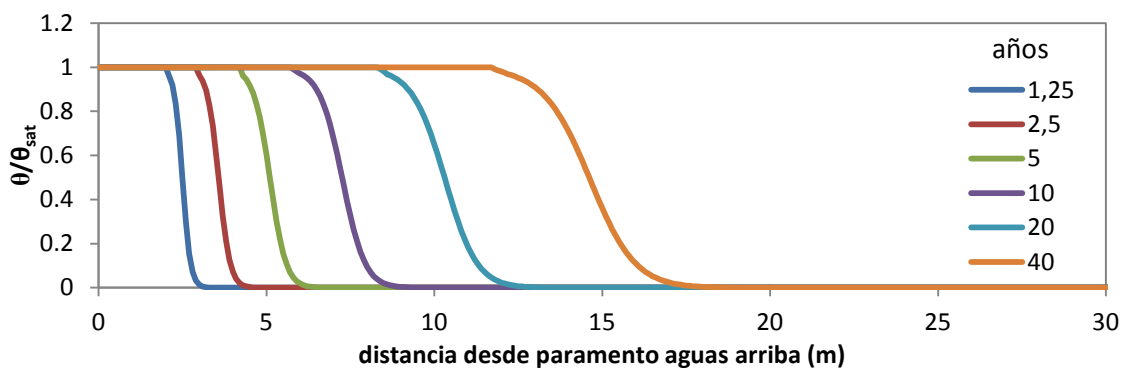


Figura A4.3 – Infiltración horizontal para una altura del embalse de 20 m.

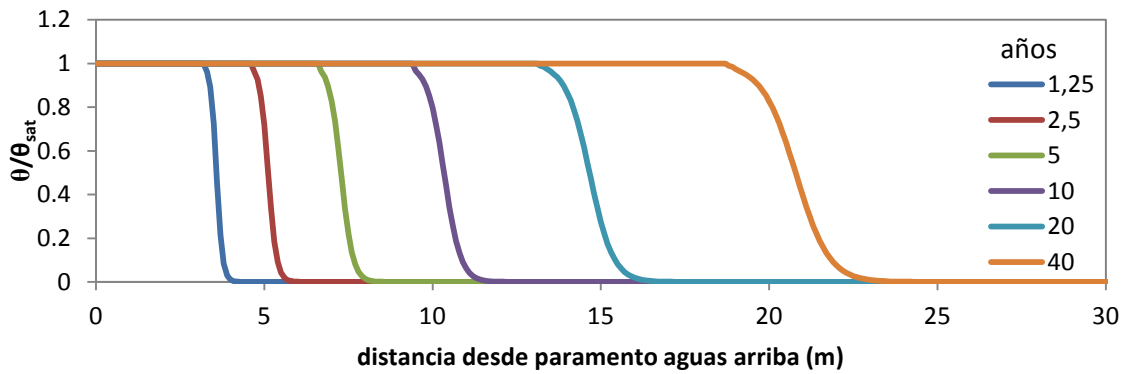


Figura A4.4 – Infiltración horizontal para una altura del embalse de 40 m.

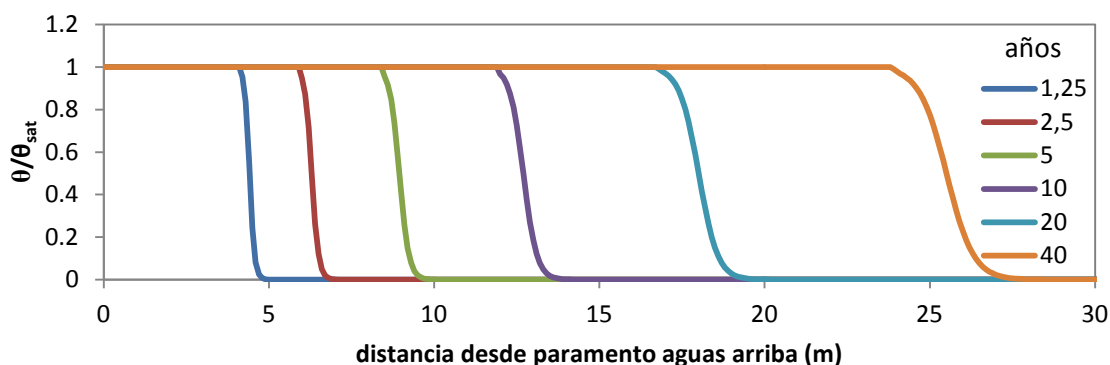


Figura A4.5 – Infiltración horizontal para una altura del embalse de 60 m.

En estas figuras se puede observar que a medida que la profundidad se hace mayor (mayor diferencia de potencial) la infiltración es más rápida, por ejemplo si tomamos por referencia un punto a 10m de distancia de paramento aguas arriba, a una altura del embalse de 5m, en 40 años no alcanza ni 0,2 (figura A4.2), mientras que a una altura del embalse de 20m se satura alrededor de los 20 años (figura A4.3) y a una altura del embalse de 40m la saturación ocurre en unos 10 años (figura A4.4). Este efecto se puede apreciar también en la figura A4.6 en que se presenta la evolución en el tiempo de la ganancia de agua en puntos a diferentes distancias en relación al paramento aguas arriba para distintas profundidades con respecto al embalse.

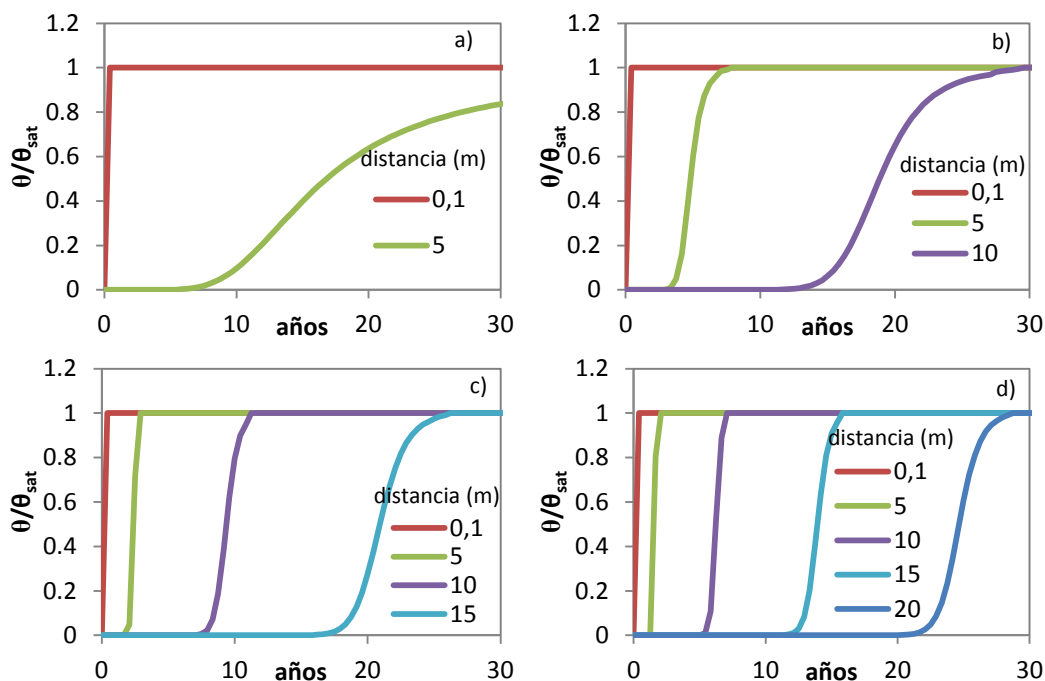


Figura A4.6 – Evolución de la ganancia de agua en el tiempo a distintas distancias desde paramento aguas arriba para una altura de embalse de: a) 5m, b) 20m, c) 40m y d) 60m.

A4.4. RESULTADOS COMPLEMENTARIOS CON EL MODELO DE INFILTRACIÓN DE AGUA

En la figura A4.7 se presenta, para el caso con y sin drenaje y una deformación de $0,45\text{mm/m}$, el efecto de la reducción del valor de la constante de conductividad hidráulica de $3 \cdot 10^{-10}$ a $1 \cdot 10^{-10}$ m/s. Se puede observar que el proceso es muy sensible al valor de esta constante.

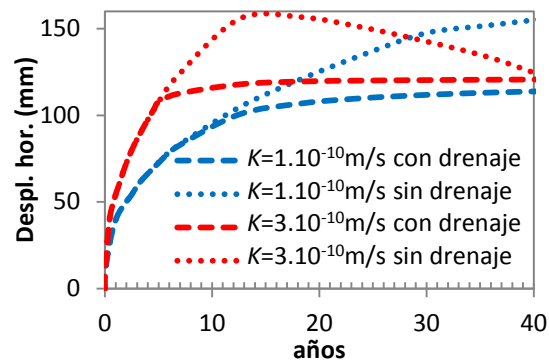


Figura A4.7 – Desplazamientos horizontales calculados para una deformación de $0,45\text{mm/m}$ con dos valores de la constante de conductividad hidráulica.

En las figuras A4.8 y A4.9 se presentan la evolución de la fisuración en términos de la energía de disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una expansión de $0,45\text{ mm/m}$ con y sin la pantalla de drenaje, respectivamente. Los resultados para la expansión de $0,35\text{ mm/m}$ se han presentado en el capítulo 5.

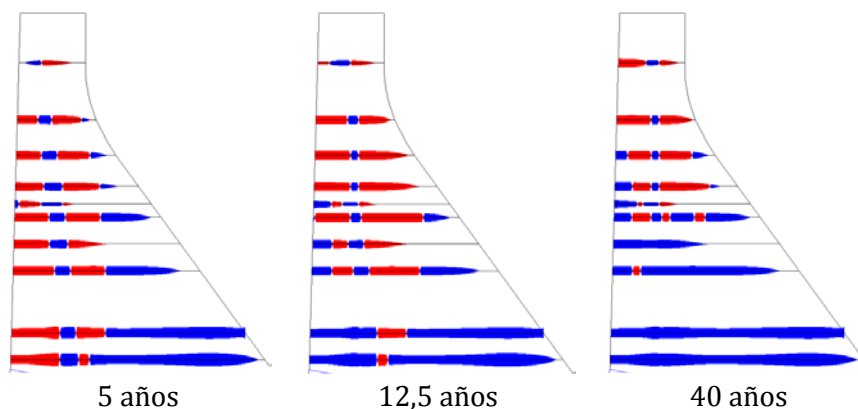


Figura A4.8 – Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una expansión de $0,45\text{ mm/m}$ con drenaje.

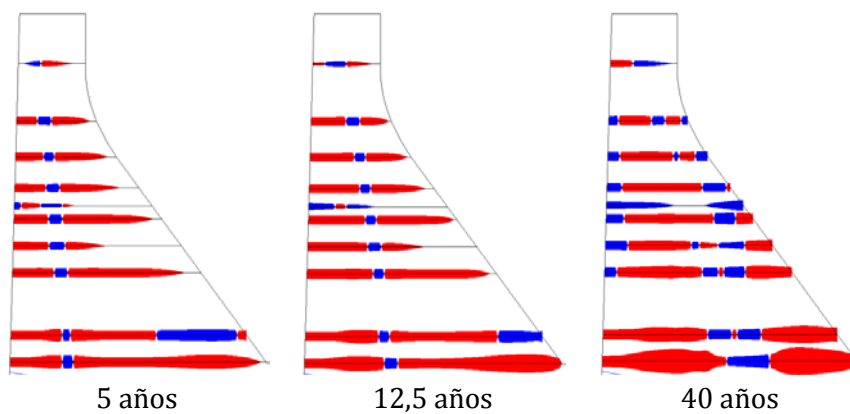


Figura A4.9 – Evolución del estado de fisuración en términos de la energía disipada, en color rojo en carga y azul en descarga, para una expansión de 0,45 mm/m sin drenaje.

ANEJO 5

CRITERIO DE ROTURA HMCM Y RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DE LA PRESA DE PASO NUEVO

A5.1. INTRODUCCIÓN

En este Anejo se presenta, en primer término, un breve repaso de los principales conceptos y fórmulas de la elasticidad lineal referentes al tensor de tensiones, sus componentes esférica y desviadora, y los invariantes. Luego se describe el criterio de rotura hiperbólico y el modelo elastoplástico no lineal (HMCM) empleados en los cálculos del capítulo 6. La finalidad es facilitar la comprensión de los resultados presentados en el capítulo 6, planteados en función de I_1 (primer invariante del tensor de tensiones) que tiene en cuenta la presión hidrostática, J_2 (segundo invariante del tensor desviador de tensiones) que tiene en cuenta los efectos cortantes, y del criterio de rotura adoptado como superficie de resistencia en nuestro análisis. Finalmente, se presentan los resultados que complementan y completan el análisis de la presa de Paso Nuevo, desarrollado en el capítulo 6.

A5.2. INVARIANTES DEL TENSOR DE TENSIONES

Supongamos un punto material A perteneciente a un sólido y hagamos pasar por el mismo tres planos ortogonales y un cuarto plano oblicuo, cuya dirección queda definida

por la de su normal exterior e , de la que se conocen sus cosenos directores l , m y n (figura A5.1).

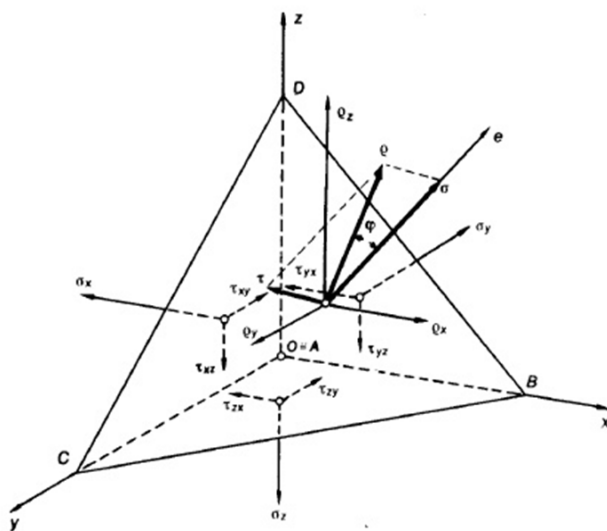


Figura A5.1 – Tetraedro de Cauchy.

Si admitimos que el área de la cara inclinada es unitaria, y que las tensiones normales y tangenciales que actúan en las caras ortogonales son conocidas, haciendo la sumatoria de las fuerzas en las direcciones x , y y z , por equilibrio daría:

$$\left. \begin{aligned} \rho_x &= \sigma_x l + \tau_{yx} m + \tau_{zx} n \\ \rho_y &= \tau_{xy} l + \sigma_y m + \tau_{zy} n \\ \rho_z &= \tau_{xz} l + \tau_{yz} m + \sigma_z n \end{aligned} \right\} \quad (A5.1)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x^2 + \rho_y^2 + \rho_z^2} \quad (A5.2)$$

En los planos principales las tensiones tangenciales son nulas:

$$\left. \begin{aligned} \rho_x &= \sigma_i l \\ \rho_y &= \sigma_i m \\ \rho_z &= \sigma_i n \end{aligned} \right\} \quad (A5.3)$$

Remplazando los valores de las expresiones A5.3 en las A5.1 se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i l &= \sigma_x l + \tau_{yx} m + \tau_{zx} n \\ \sigma_i m &= \tau_{xy} l + \sigma_y m + \tau_{zy} n \\ \sigma_i n &= \tau_{xz} l + \tau_{yz} m + \sigma_z n \end{aligned} \right\} \quad (A5.4)$$

O también por transposición de términos:

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_x - \sigma_i)l + \tau_{yx}m + \tau_{zx}n &= 0 \\ \tau_{xy}l + (\sigma_y - \sigma_i)m + \tau_{zy}n &= 0 \\ \tau_{xz}l + \tau_{yz}m + (\sigma_z - \sigma_i)n &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (A5.5)$$

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_i & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_i & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_i \end{vmatrix} = 0 \quad (A5.6)$$

Desarrollando:

$$\sigma_i^3 - I_1\sigma_i^2 + I_2\sigma_i - I_3 = 0 \quad (A5.7)$$

donde:

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} \\ I_2 &= \sigma_x\sigma_y + \sigma_x\sigma_z + \sigma_y\sigma_z - \tau_{xy}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{yz}^2 = \sigma_I\sigma_{II} + \sigma_I\sigma_{III} + \sigma_{II}\sigma_{III} \\ I_3 &= \sigma_x\sigma_y\sigma_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - \tau_{xy}^2\sigma_z - \tau_{xz}^2\sigma_y - \tau_{zy}^2\sigma_x = \sigma_I\sigma_{II}\sigma_{III} \end{aligned} \quad (A5.8)$$

siendo I_1 , I_2 e I_3 el primer, segundo y tercer invariantes del tensor de tensiones, respectivamente.

A5.3. INVARIANTES DEL TENSOR DESVIADOR DE TENSIONES

En la modelización de materiales conviene descomponer el tensor de tensiones en dos partes:

- tensor esférico o hidrostático de tensiones que representa un estado de tensiones hidrostático;
- tensor desviador de tensiones que representa estados de corte puro.

$$\sigma = p + S \quad (A5.9)$$

donde:

$$p = p_{ij} = p\delta_{ij} = \left(\frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} \right) \delta_{ij} = \frac{I_1}{3} \delta_{ij} \quad (A5.10)$$

$$S = S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{I_1}{3} \delta_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad \delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{si } i = j \\ 0, & \text{si } i \neq j \end{cases} \quad (A5.11)$$

De modo análogo al caso del tensor de tensiones se puede obtener la ecuación característica del tensor desviador de tensiones:

$$\begin{vmatrix} S_{xx} - S_i & S_{yx} & S_{zx} \\ S_{xy} & S_{yy} - S_i & S_{zy} \\ S_{xz} & S_{yz} & S_{zz} - S_i \end{vmatrix} = 0 \quad (A5.12)$$

Desarrollando:

$$S_i^3 - J_1 S_i^2 + J_2 S_i - J_3 = 0 \quad (A5.13)$$

donde:

$$\begin{aligned}
 J_1 &= S_{xx} + S_{yy} + S_{zz} = S_I + S_{II} + S_{III} = 0 \\
 J_2 &= \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} = \frac{1}{6} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \quad (A5.14) \\
 J_3 &= \det(S_{ij}) = \frac{1}{3} (S_{ij} S_{ik} S_{ki}) = S_I S_{II} S_{III}
 \end{aligned}$$

siendo J_1, J_2 y J_3 el primer, segundo y tercer invariantes del tensor desviador de tensiones, respectivamente.

A5.4. MODELO HIPERBÓLICO DE TIPO MOHR-COULOMB

A5.4.1. Superficie de fluencia

El criterio de rotura se define mediante un hiperboloide de tres parámetros: la resistencia a tracción triaxial (p_T), la cohesión aparente (C) y la pendiente en la superficie cónica en el espacio p - J ($\tan \phi$). La expresión del hiperboloide se presenta en A5.15.

$$F(I_1, J_2) = \sqrt{\frac{J_2}{F_2(\theta)} + (C + p_T \tan \phi)^2} - (C + p \tan \phi) \quad (A5.15)$$

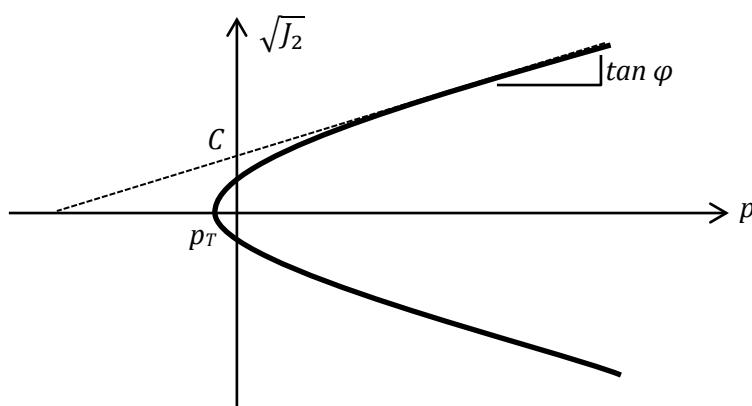


Figura A5.2 - Superficie de fluencia HMC.

La expresión A5.15 contiene una función F_2 (expresión A5.16) que tiene en cuenta la dependencia del ángulo en el plano desviador de tensiones (θ).

$$F_2(\theta) = (1 + Y \operatorname{seno} 3\theta)^Z \quad (-YZ \geq 0; -1 \leq Y \leq 1) \quad (A5.16)$$

donde Y e Z son parámetros que permiten obtener desde una superficie similar a la de Drucker-Prager ($Y=Z=0$) hasta una similar a la de Mohr-Coulomb, tal como se muestra en la figura A5.3

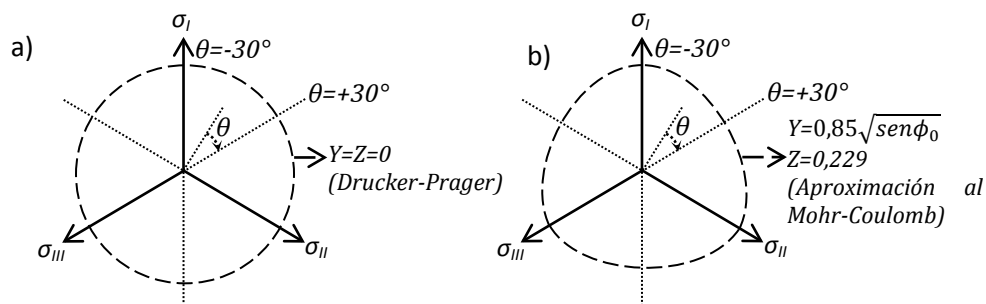


Figura A5.3 – Proyección de la superficie de fluencia en el plano desviador de tensiones, a) correspondiente a una aproximación tipo Drucker-Prager y b) una aproximación al criterio de Mohr-Coulomb.

A5.4.2. Expresiones alternativas para obtener C y p_T

El criterio de rotura presentado requiere 3 parámetros (p_T , C y $\tan \varphi$). Teniendo en cuenta la dificultad asociada a la determinación de dos de los parámetros: la resistencia a tracción triaxial y la Cohesión, las expresiones siguientes permiten relacionar la resistencia a tracción uniaxial (σ_t) y la resistencia a compresión uniaxial (σ_c) con los parámetros de la superficie de rotura.

$$C = \frac{-3\sigma_c(1 - \alpha) \left(\frac{1}{3F_2} - \frac{\tan \phi^2}{9} \right)}{2 \tan \phi} \quad (A5.17)$$

$$p_T = \frac{C - \sqrt{C^2 - \alpha \sigma_c^2 \left(\frac{1}{3F_2} - \frac{\tan \phi^2}{9} \right)}}{\tan \phi} \quad (A5.18)$$

$$\alpha = -\frac{\sigma_t}{\sigma_c} \quad (A5.19)$$

A5.4.3. Evolución de la superficie de fluencia

Una vez iniciado el deterioro, la superficie de fluencia evoluciona mediante la variación de los parámetros del hiperboloide (en la figura A5.4a se muestra el proceso de reblandecimiento) en función del valor acumulado de la deformación plástica desviadora (H_v : variable de historia). La regla de flujo es no asociada, con una ley de dilatancia que disminuye progresivamente con el nivel de compresión $p \rightarrow p_{nodil}$ (presión a partir de la cual no hay dilatancia) y con el deterioro del material $C \rightarrow 0$ (figura A5.4b). Se dispone de parámetros adicionales $\alpha_{h,pT}$, $\alpha_{h,C}$, $\alpha_{h,\tan \phi}$ que controlan la forma de la evolución de las curvas de *hardening* y $\alpha_{s,pT}$, $\alpha_{s,C}$, $\alpha_{s,\tan \phi}$ que controlan la forma de la evolución de las curvas de *softening* (figura A5.4c).

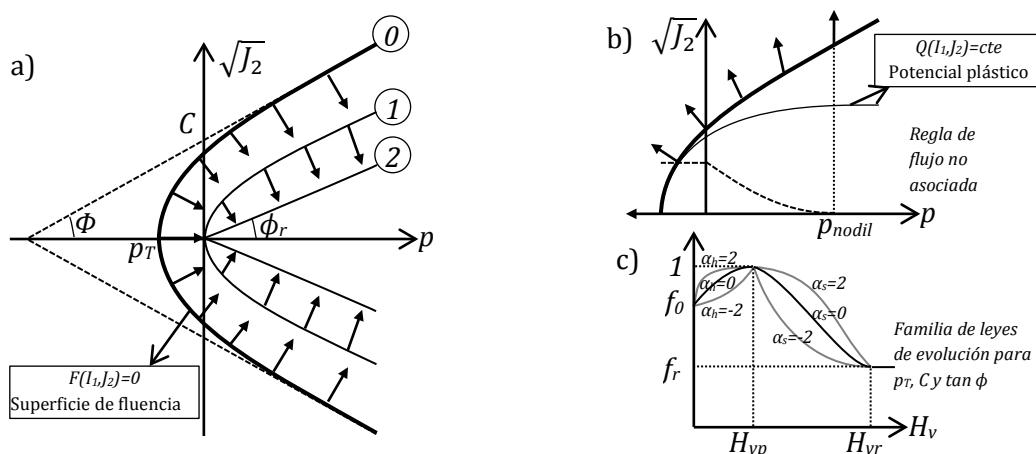


Figura A5.4 – Evolución de la superficie de fluencia (a), Potencial plástico (b), leyes de hardening y softening (c).

A5.5. RESULTADOS COMPLEMENTARIOS DE LA PRESA DE PASO NUEVO

En este apartado se presentan los resultados de I_1 y J_2 , además del criterio de rotura HMCM, aplicado a secciones radiales centrales en cada bloque de la presa, que complementan y completan la temática tratada en el apartado 6.5.2 del capítulo 6. En la figura A5.5 se presentan las secciones radiales en las que se muestran los resultados.

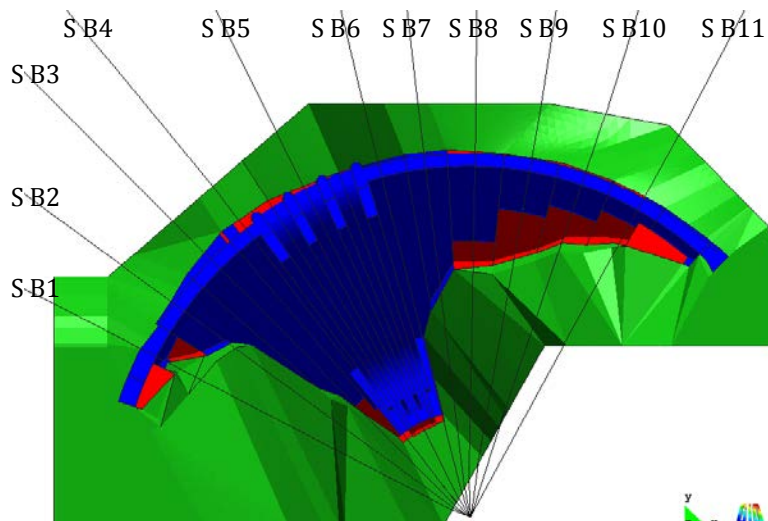


Figura A5.5 – Secciones radiales centrales a cada bloque de la presa.

A5.5.1. Resultados en términos de I_1 y J_2

En las figuras A5.6 a A5.16 se presentan los diagramas en colores de I_1 y J_2 para las secciones radiales centrales en cada bloque, desde el bloque 11 hasta el bloque 1, respectivamente. Se puede apreciar en dichos diagramas que la presa en su mayor parte está bajo estados de compresión (I_1 negativo), y la existencia de efectos cortantes (concentraciones de $\sqrt{J_2}$) en la zona próxima de paramento aguas abajo en el hormigón de primera fase, principalmente en los bloques cerca de los estribos.

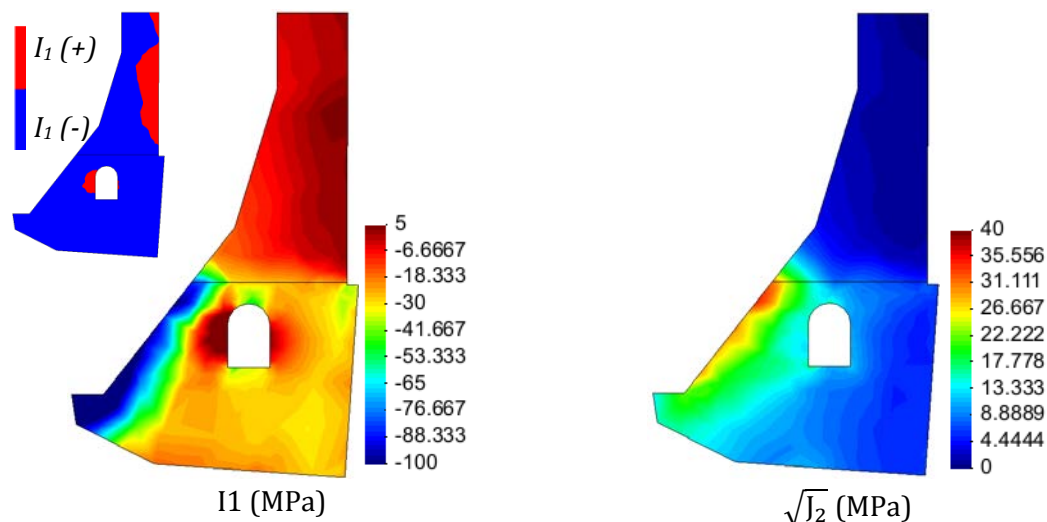


Figura A5.6 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 11.

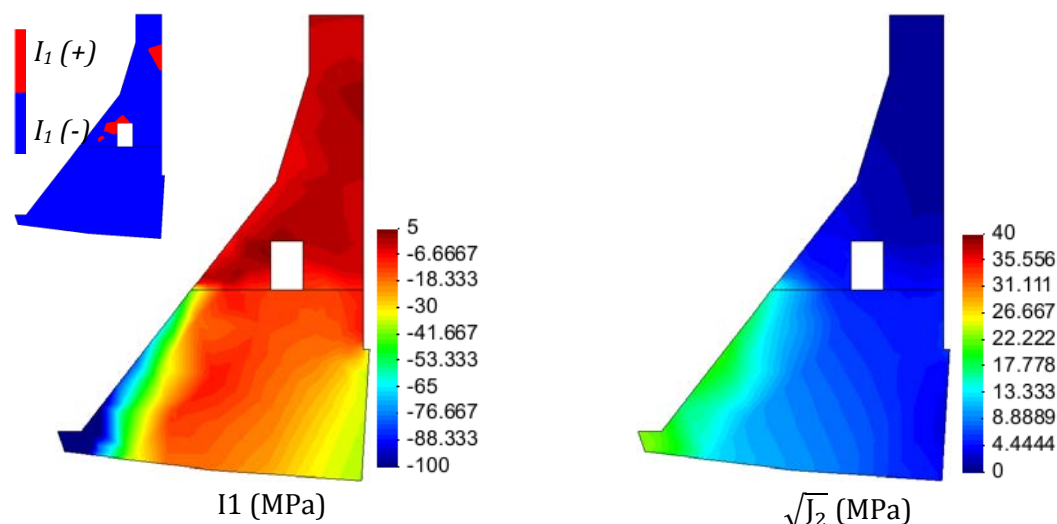


Figura A5.7 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 10.

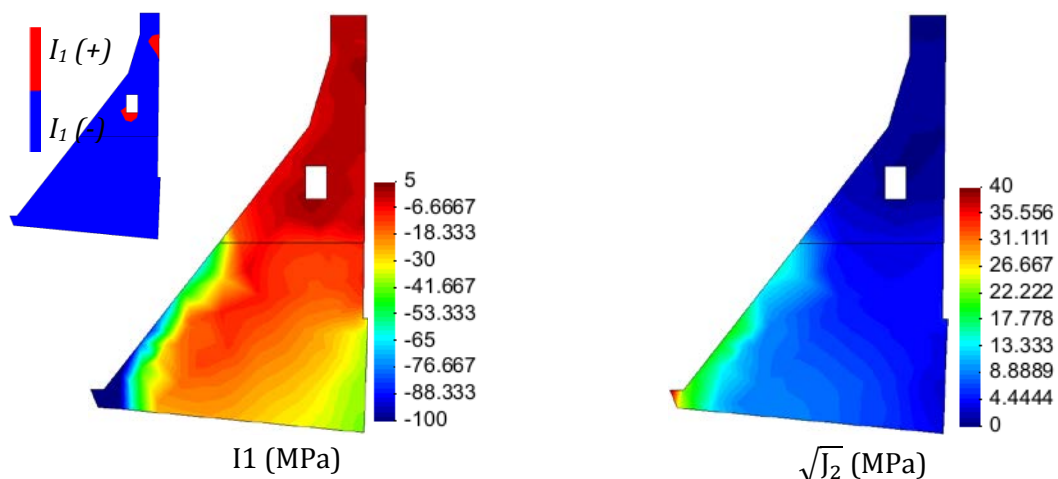


Figura A5.8 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 9.

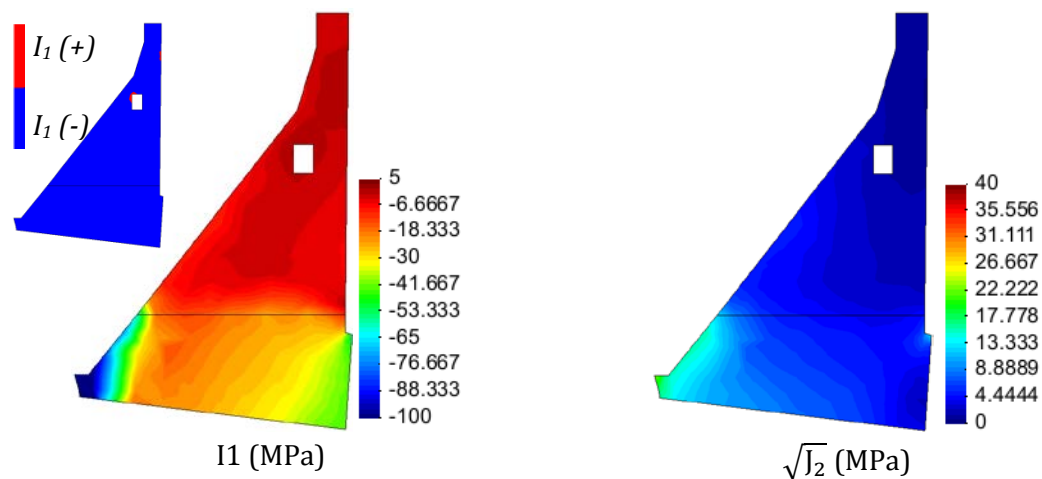


Figura A5.9 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 8.

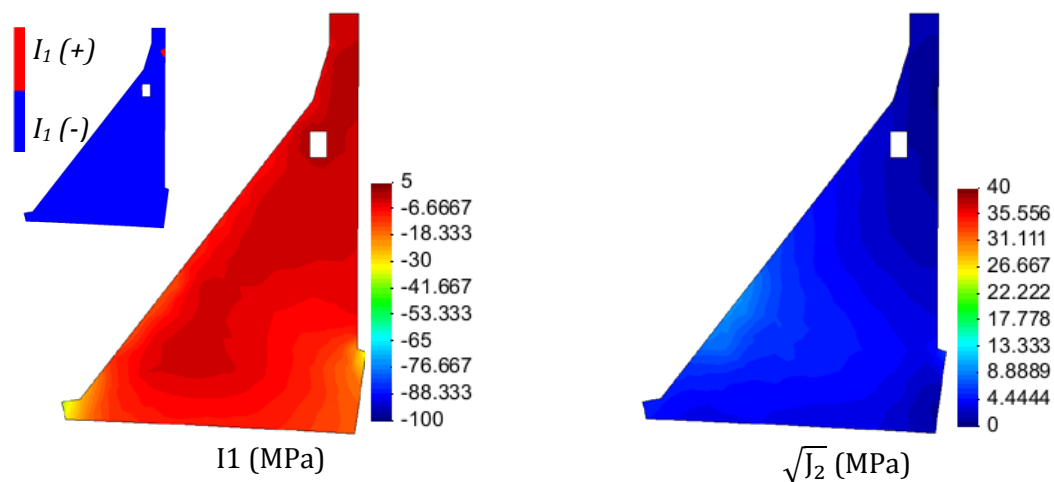


Figura A5.10 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 7.

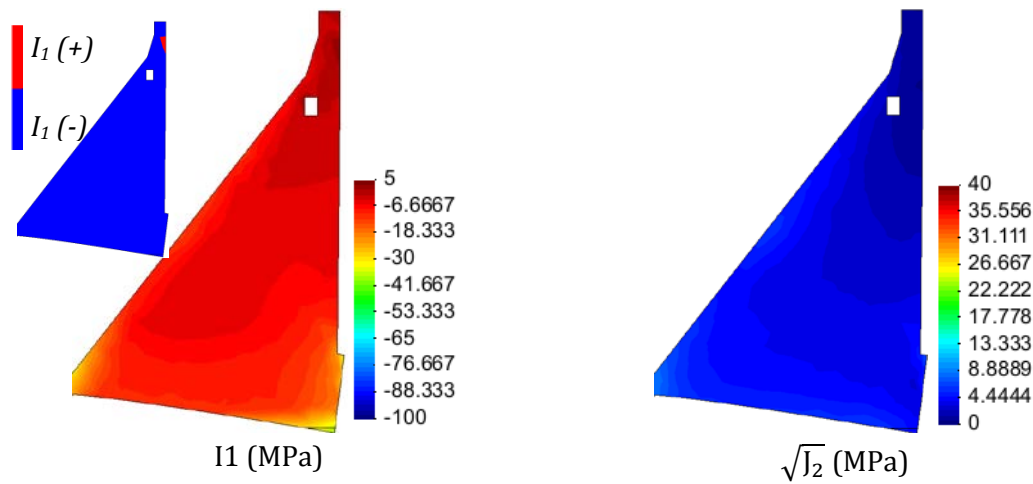


Figura A5.11 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 6.

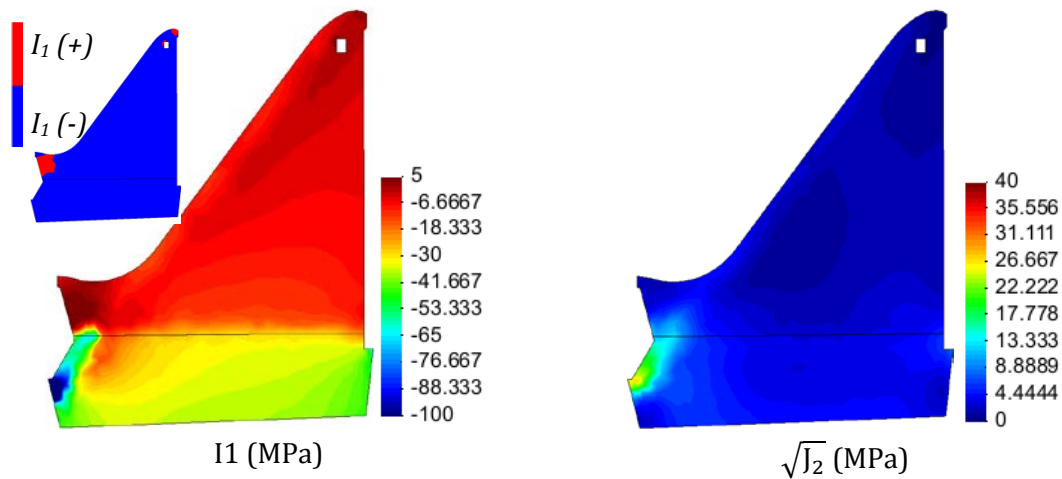


Figura A5.12 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 5.

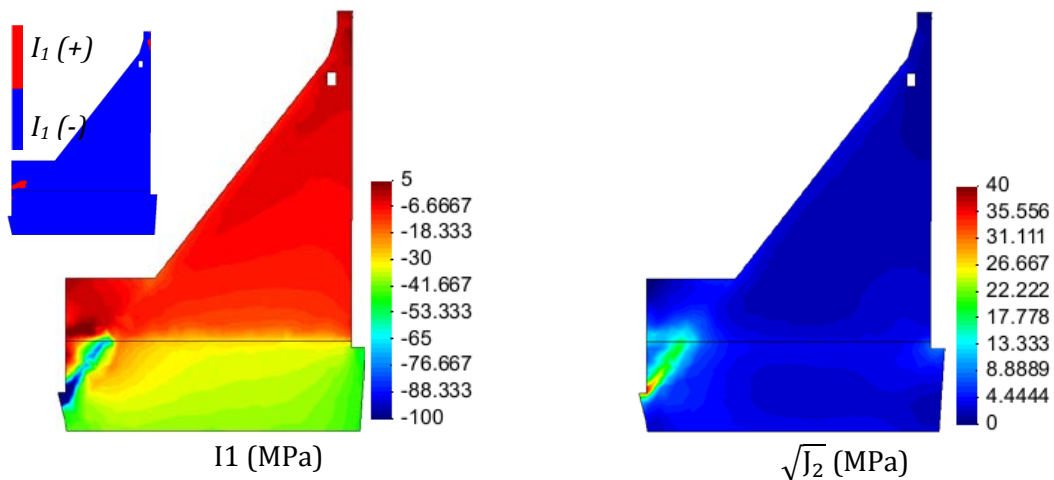


Figura A5.13 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 4.

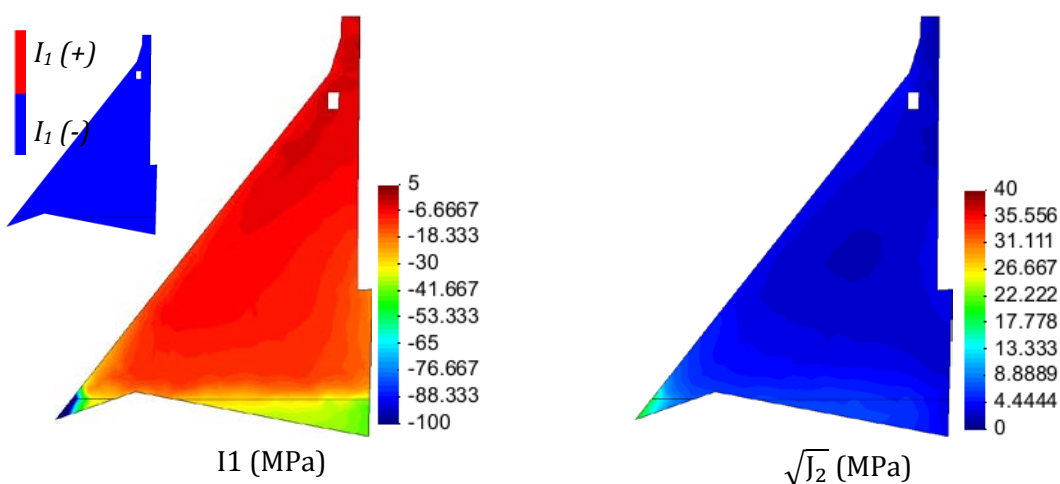


Figura A5.14 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 3.

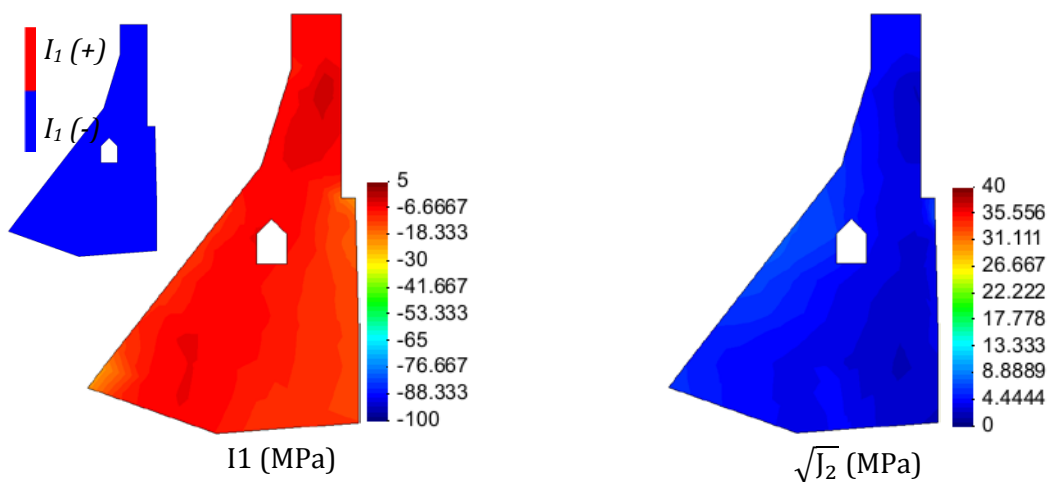


Figura A5.15 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 2.

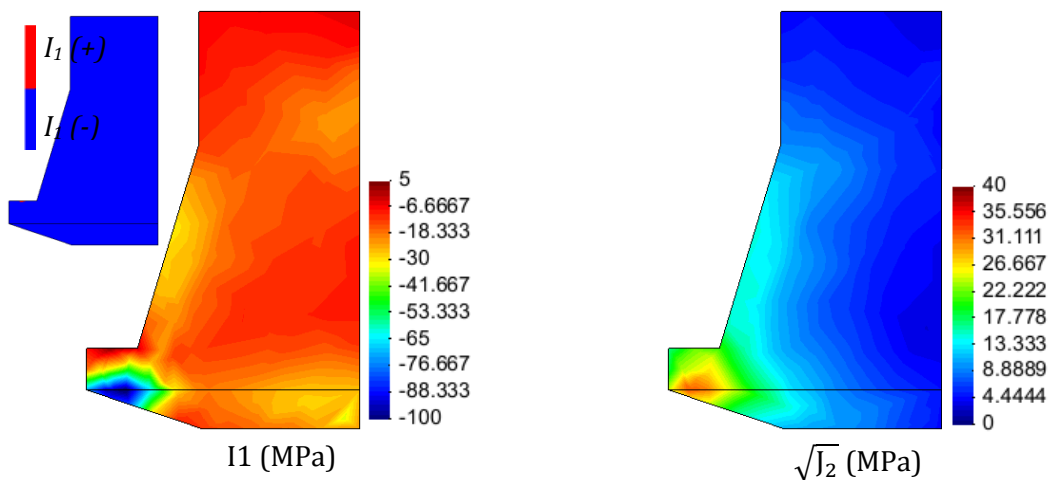


Figura A5.16 – I_1 y $\sqrt{J_2}$ para una sección radial del bloque 1.

A5.5.2. Aplicación del criterio de rotura HMCM

En las figuras A5.17 a A5.27 se presentan los diagramas de la aplicación del criterio de HMCM para dos situaciones resistentes ($c=14$ MPa y $c=21$ MPa, con $\tan \phi=0,8$ y $p_T=1$ MPa para ambos), en rojo los elementos que no cumplen el criterio y en azul los que cumplen, desde el bloque 11 hasta el bloque 1, respectivamente. Se puede apreciar en dichos gráficos que la mayor parte de la presa no presentaría daño alguno, con excepción de algunas zonas, principalmente en los bloques cerca de los estribos (bloques 10, 11 principalmente).

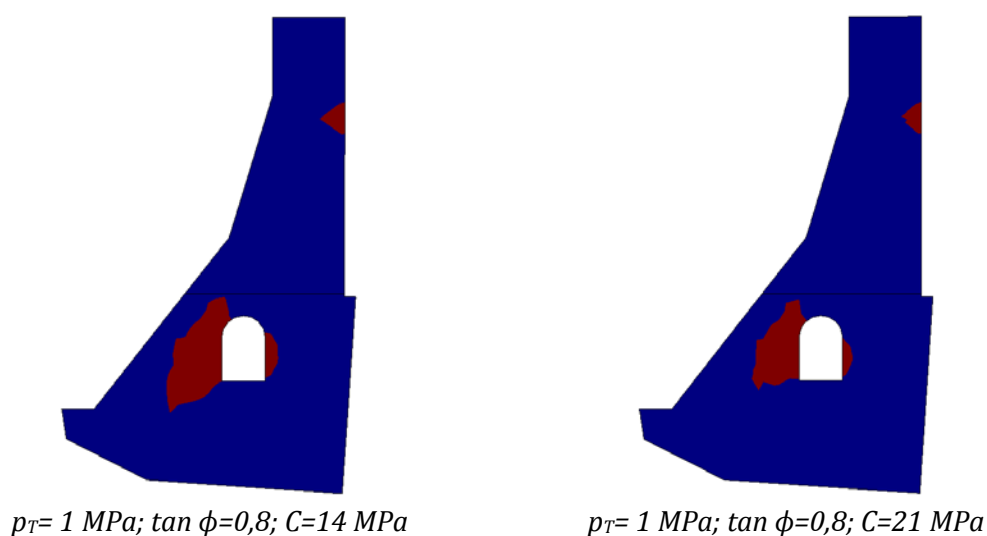


Figura A5.17 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 11.

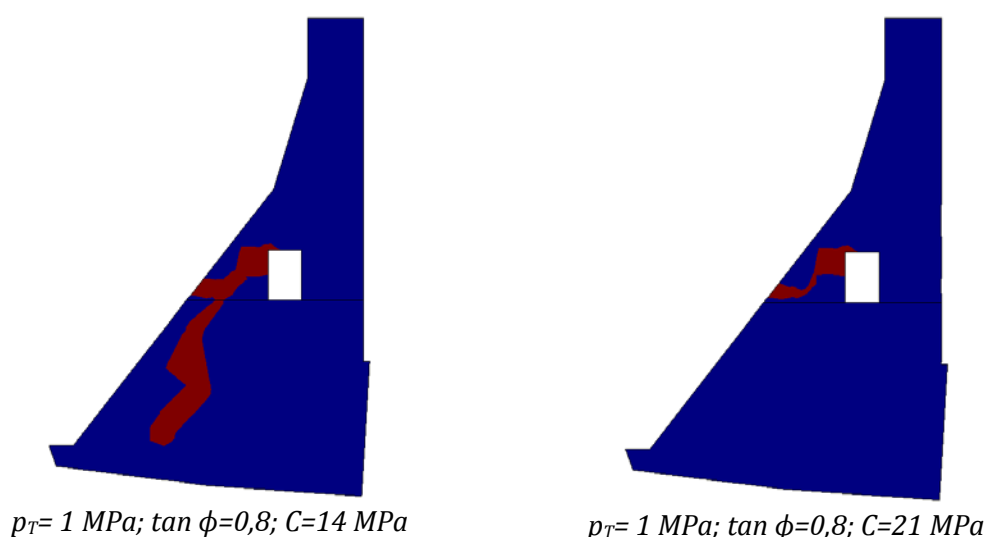
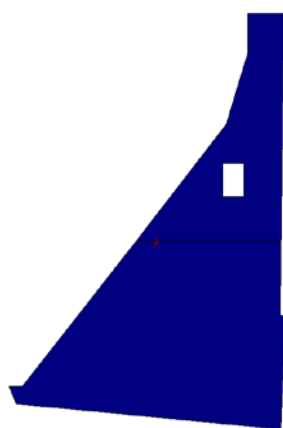
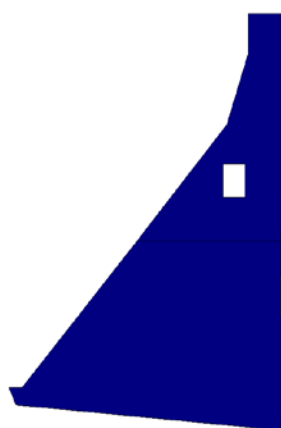


Figura A5.18 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 10.

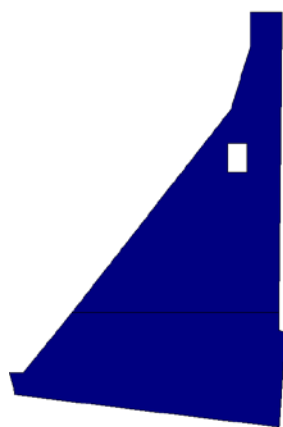


$p_T = 1 \text{ MPa}; \tan \phi = 0,8; C = 14 \text{ MPa}$

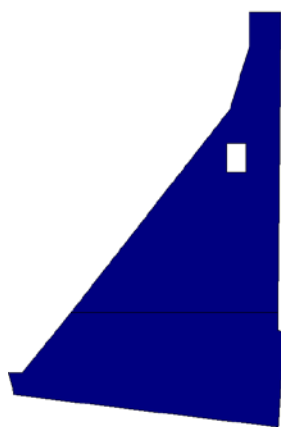


$p_T = 1 \text{ MPa}; \tan \phi = 0,8; C = 21 \text{ MPa}$

Figura A5.19 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 9.

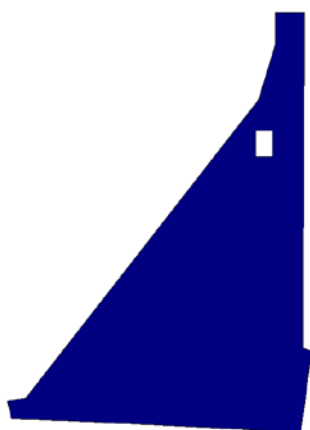


$p_T = 1 \text{ MPa}; \tan \phi = 0,8; C = 14 \text{ MPa}$



$p_T = 1 \text{ MPa}; \tan \phi = 0,8; C = 21 \text{ MPa}$

Figura A5.20 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 8.



$p_T = 1 \text{ MPa}; \tan \phi = 0,8; C = 14 \text{ MPa}$



$p_T = 1 \text{ MPa}; \tan \phi = 0,8; C = 21 \text{ MPa}$

Figura A5.21 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 7.

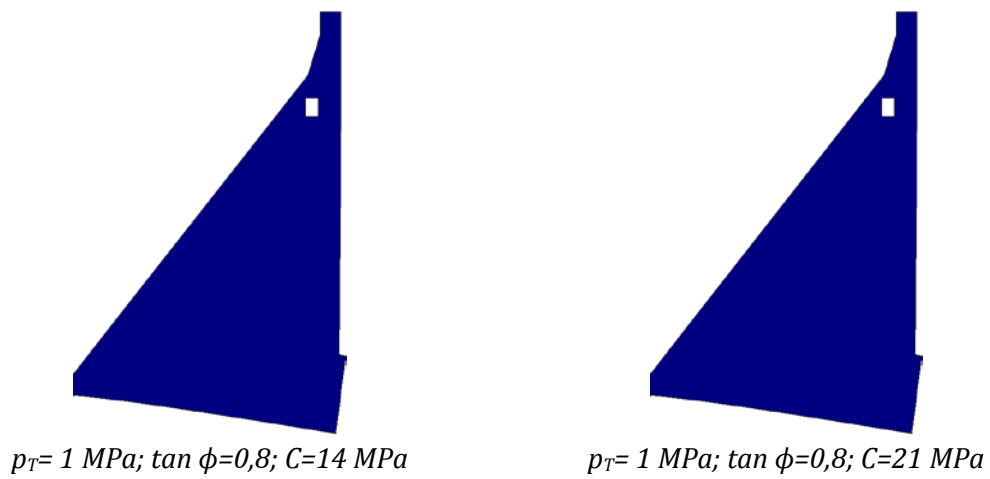


Figura A5.22 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 6.

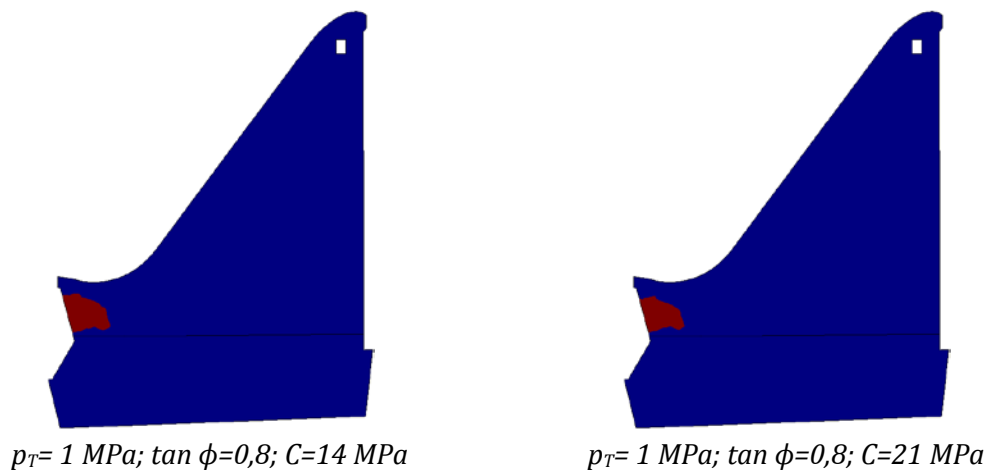


Figura A5.23 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 5.

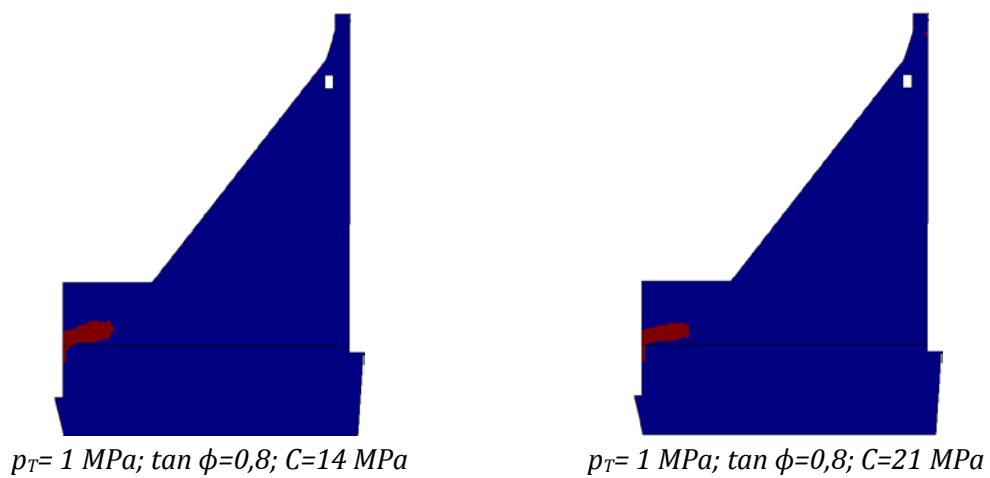


Figura A5.24 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 4.

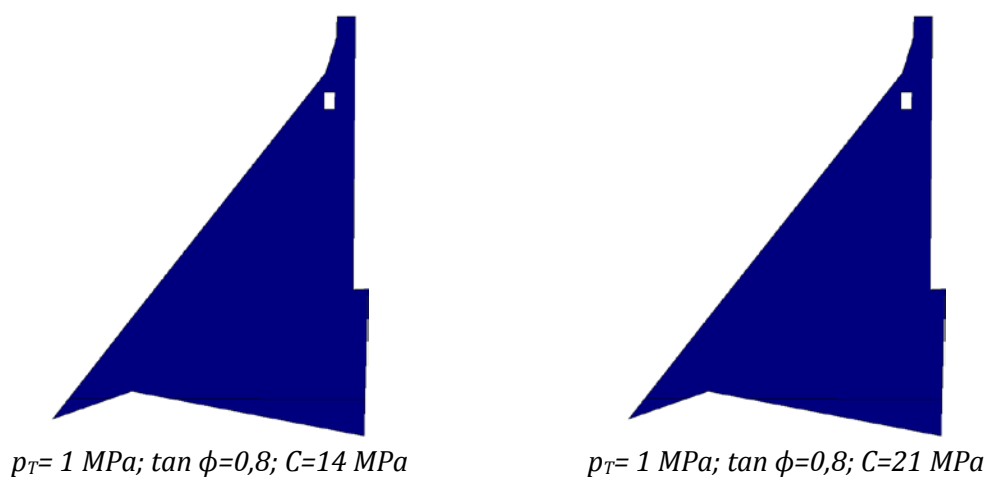


Figura A5.25 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 3.

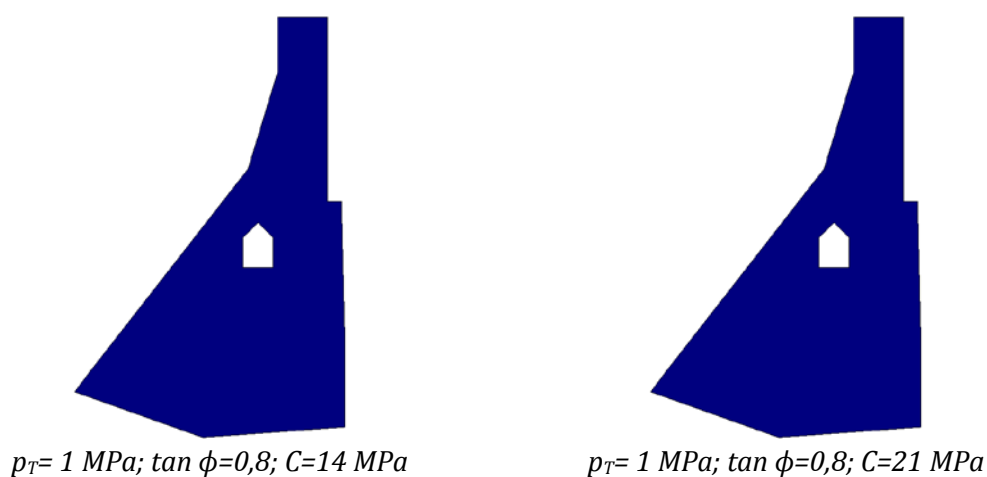


Figura A5.26 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 2.

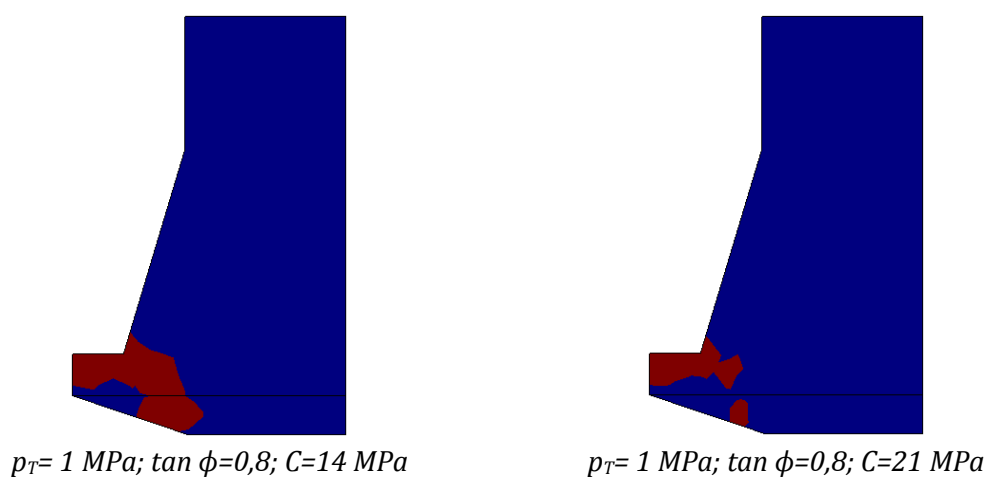


Figura A5.27 – Criterio de rotura HMCM – plano radial del bloque 1.

A5.6. DATOS COMPLEMENTARIOS DEL ANÁLISIS NO-LINEAL DEL BLOQUE 11 DE LA PRESA

Para los cálculos no-lineales presentados en el apartado 6.5.4 del capítulo 6, utilizando la malla con los bloques 10, 11 y 12 de la presa y el terreno circundante a estos bloques, se han supuesto dos situaciones resistentes para el hormigón: una con una cohesión del hormigón de 14 MPa y otra con una cohesión de 21MPa (ambas con $\tan \phi=0,8$, $p_T= 1 \text{ MPa}$, $Y=Z=0$) correspondientes a una resistencia a compresión de 25 y 35 MPa, respectivamente. Los demás parámetros del modelo fueron definidos de modo de obtener un comportamiento en el *softening* de las curvas de tracción y compresión uniaxial razonables para un hormigón de presa tal como se ha presentado en la figura 6.31 del capítulo 6.

En la tabla A5.1 se presentan los demás parámetros del modelo HMCM, que controlan el *hardening* y *softening* del modelo HMCM. También se ha adoptado $p_{\text{nodil}}= 15 \text{ MPa}$.

	f_0	f_r	H_{vp}	H_{vr}	α_h	α_s
p_T	1,0	0,0	0,000	0,0002	0,0	-1,0
C	0,5	0,1	0,001	0,0250	1,0	-1,0
$\tan \phi$	1,0	0,6	0,000	0,0250	0,0	+1,0

Tabla A5.1 – Parámetros adoptados del modelo HMCM.

