



Informe Inicial

# Memoria Técnica de los trabajos realizados en el marco de la emergencia y estado de avance de las conclusiones de los mismos

Fecha 14/11/2022 — 2126C-CASTRO\_COLAP-016.0  
MITMA. Demarcación de Carreteras del Estado en Galicia



<b>2126C-CASTRO_COLAP-016.0</b>				
Rev. 00	Primera emisión	Realizado por:	FMM/IPS	14/11/2022
		Revisado por:	FMM/IPS	
		Aprobado por:	FMM	
Rev.01		Realizado por:		
		Revisado por:		
		Aprobado por:		
Rev.02		Realizado por:		
		Revisado por:		
		Aprobado por:		

## Contenido

1	Introducción, objeto y alcance del documento .....	1
2	Documentación de referencia disponible.....	7
3	Descripción general básica de la estructura de los viaductos .....	9
4	Análisis crítico de la tipología del viaducto: Tableros isostáticos de dovelas prefabricadas, construidas con cimbra autoportante, cosidas con pretensado exterior sin armadura pasiva pasante por las juntas de las dovelas (Precast Segmental Bridges) .....	11
4.1	La tecnología del pretensado exterior: su origen y desarrollo .....	12
4.2	Su aplicación a la tecnología de dovelas prefabricadas conjugadas (sin armaduras rasantes) construidas con cimbras autoportantes (precast segmental bridges y tecnología española desarrollada por fcc y ferrovial).....	15
4.3	Los problemas de la tecnología de la inyección de vainas de pretensado, y sus consecuencias sobre la protección y durabilidad de los mismos, hasta finales del siglo pasado	17
4.4	Su aplicación al proyecto de los viaductos del castro: diseño y dimensionamiento .....	21
5	Descripción de las principales patologías identificadas en las inspecciones del Viaducto del Castro .....	27
5.1	Sistemas de drenaje e impermeabilización.....	27
5.2	Losas de continuidad sobre juntas entre vanos.....	29
5.3	Daños en paramentos exteriores vistos de hormigón.....	33
5.4	Daños en paramentos interiores de la sección cajón .....	33
5.5	Aparatos de apoyo.....	36
5.6	Sistema de pretensado exterior: zonas de anclaje y problemas en la inyección de vainas	36
6	Estrategias y decisiones de refuerzo/repación y actuaciones llevadas a cabo en la primera fase de la emergencia.....	44
6.1	Evaluación de la seguridad estructural de proyecto y de su sensibilidad a los daños en el sistema de pretensado.....	45
6.2	Actuaciones de reducción de las solicitaciones permanentes y sobrecargas sobre la plataforma .....	47
6.3	Cambio del cable roto existente .....	47
6.4	Implementación de dos nuevos cables de refuerzo inferiores.....	48
6.5	Sustitución de todos los cables principales .....	49
6.6	Necesidad de saneo y modificación del detalle de las losas de continuidad sobre las juntas entre tramos .....	51
7	Colapso de los vanos v3 y v1 de la calzada coruña. Primeros datos e impresiones iniciales	

53	
8	Metodología, alcance y hoja de ruta de la toma de datos, estudios, ensayos y análisis de la investigación..... 62
8.1	Alcance y hoja de ruta de los trabajos de investigación de los vanos colapsados ..... 65
8.2	Alcance y hoja de ruta de los trabajos de investigación de los vanos no colapsados ..... 69
8.2.1	Campaña geotécnica de Ingeniería del Suelo..... 71
8.2.2	Campaña de caracterización de hormigones, armaduras, zonas de anclaje y desvío de los tableros y fustes de pilas de Intemac..... 72
9	Resultados de la inspección y toma de datos del vano v2, no colapsado, y de las pilas p1 y p2, previamente a su demolición ..... 75
9.1	Toma de datos del vano V2 previo al desmontaje ..... 75
9.2	Toma de datos en pilas P1 y P2 previo al desmontaje del vano V2..... 77
10	Demolición controlada del vano 2 y corte con hilo y desmontaje de las pilas p1 y p2. Información extraída de la caída del vano demolido ..... 80
11	Resultados de la inspección y toma de datos de los restos de los vanos v1, v2 y v3 y de las dovelas de las pilas p1 y p2 en el suelo, antes del desescombro ..... 84
11.1	Descripción general de los vanos V1, V2 y V3 en el suelo..... 85
11.2	Inspección detalla de mamparos de vanos V1, V2 y V3 ..... 87
11.3	Inspección de desviadores ..... 117
11.4	Otros aspectos reseñables detectados durante la inspección y toma de datos ..... 119
12	Campaña de estudios y ensayos de laboratorio de las piezas seleccionadas para su custodia ..... 122
13	Análisis estructural del proyecto del tablero del viaducto ..... 123
13.1	Análisis general del tablero antes y después del refuerzo (modelos tipo shell)..... 127
13.2	Análisis mediante elementos finitos tipo shell de la sensibilidad de los mecanismos de rotura del mamparo en función de un deterioro progresivo de su apoyo sobre la losa superior..... 136
13.3	Análisis del mamparo y de las zonas de difusión de los esfuerzos de anclajes (modelos planos y tridimensionales)..... 143
13.4	Análisis por bielas y tirantes ..... 148
13.5	Conclusiones de los análisis numéricos realizados..... 149
14	CAMPAÑA DE INSPECCIONES, ESTUDIOS Y ENSAYOS DE HORMIGONES Y CIMENTACIONES PARA LAS FASES I Y II DE LOS VANOS NO COLAPSADOS DE AMBAS CALZADAS (EN CURSO Y PENDIENTE DE RESULTADOS MÁS ADELANTE)..... 150
15	Resumen del informe y avance de conclusiones preliminares a partir de los resultados de la investigación hasta ahora consolidados ..... 151

15.1 Resumen del informe .....	151
15.2 Avance de conclusiones preliminares a partir de los resultados de la investigación hasta ahora consolidados .....	189

# 1 Introducción, objeto y alcance del documento

El presente Informe se enmarca dentro de los trabajos de Asesoramiento Técnico que tiene encomendado la empresa IDEAM por la Demarcación de Carreteras del Estado en Galicia, perteneciente a la Subdirección General de Conservación del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (MITMA), dentro del marco de la Emergencia decretada como consecuencia de los importantes daños detectados en marzo de 2021 en los viaductos del Castro, sitios en la autovía A-6 en el entorno del pk 430+000, en las inmediaciones de Piedrafita do Cebreiro, y el posterior incidente sobrevenido con el colapso inesperado de los vanos 3 y 1 de la calzada dirección Coruña los pasados días 7 y 16 de junio de 2022, respectivamente.

Este Informe se plantea como un resumen ilustrativo de los aspectos técnicos más relevantes que se desarrollan y documentan con todo detalle de la documentación completa que ha elaborado la empresa IDEAM como cierre de los trabajos realizados en el marco de la citada emergencia, y que se estructuran en los siguientes apartados:

**a) Trabajos realizados desde la declaración de la emergencia en marzo de 2021 hasta el momento del colapso de los vanos 3 y 1 en junio de 2022, consistiendo básicamente en:**

- Inspección detallada de las patologías detectadas en el tablero de ambos viaductos, derivadas básicamente de las afecciones a la durabilidad, con grave riesgo para la seguridad de ambos viaductos, como consecuencia de los avanzados procesos de corrosión de los cables de pretensado bajo la acción de las sales de deshielo aplicadas periódicamente sobre la calzada por necesidades de la viabilidad invernal;
- Análisis y evaluación técnica del alcance, magnitud y repercusión sobre la seguridad estructural de los viaductos de las patologías detectadas y toma de decisiones sobre el mantenimiento o restricción de las condiciones de uso de los viaductos, así como la adopción de las medidas de reparación y o refuerzo que resultaran necesarias para el aseguramiento de los niveles de seguridad exigibles establecidos por las reglamentaciones en vigor;
- Definición de las medidas y actuaciones complementarias necesarias para reparar las afecciones a la durabilidad detectadas, restituyendo las condiciones exigidas por las actuales reglamentaciones y criterios de aseguramiento de la durabilidad, al mismo tiempo que se procedía a corregir todos aquellos detalles y disfunciones que se identificaron como origen de los graves problemas y patologías detectadas de forma que no pudieran volver a producirse en el resto de la vida útil de la estructura;
- En el momento del incidente se estaba casi terminado el refuerzo del pretensado del viaducto de la calzada Coruña, e iniciándose en dicha calzada las citadas tareas complementarias de reparación y restitución de las condiciones de durabilidad. En la calzada Madrid se había ya procedido al refuerzo con un par de cables adicionales que luego detallaremos y que resultaba necesario para garantizar provisionalmente unas estrictas condiciones provisionales de

seguridad, quedando pendientes de ejecutar las restantes operaciones de refuerzo y reparación que ya se estaban abordando en la calzada adyacente.

**b) Trabajos realizados dentro del marco de ampliación de la emergencia tras los colapsos inesperados acaecidos el pasado mes de junio, hasta fecha de hoy, consistentes básicamente en:**

- Realización de las inspecciones, estudios, ensayos y análisis necesarios para poder identificar las causas de los citados colapsos en los vanos 3 y 1 de la calzada sentido Coruña;
- Evaluación técnica de dicha identificación que permita extraer conclusiones técnicamente consistentes sobre su posible repercusión, y el alcance de la misma, sobre la seguridad y durabilidad del resto de vanos no colapsados de ambas calzadas del viaducto;
- Estudio y análisis comparativo, desde los puntos de vista técnico, económico y de plazos, de las posibles alternativas de reparación/refuerzo/sustitución de ambas calzadas, para dar soporte a las decisiones que pudieran adoptar los responsables del MITMA para restituir la funcionalidad de una arteria fundamental para las comunicaciones del Estado.

**c) Identificación y avance de conclusiones, técnicamente consistentes y consolidadas, sobre las eventuales repercusiones sobre la seguridad y durabilidad de un número relevante de viaductos de análoga o similar tipología de la red de carreteras del Estado,** de forma que pudieran orientar de forma eficaz las obligadas campañas de inspecciones y evaluación de las condiciones de seguridad y durabilidad de dichos viaductos y las eventuales medidas de refuerzo y reparación que se estimen necesarias en función del alcance y magnitud de las patologías detectadas y del nivel de agresión ambiental en que se encuentren ubicados, con especial atención al recurso de sales fundentes por razones de viabilidad invernal.

Los viaductos del Castro están formados por 3 estructuras independientes entre sí, 1 para la calzada sentido Galicia y 2 en la calzada sentido Madrid. Todos ellos son de la misma tipología y geometría de vano tipo, cambiando únicamente la geometría de su trazado en planta, alzado y transversal (peraltes).

Las estructuras están formadas por vanos isostáticos de idéntica luz, 45 m de luz. La principal particularidad de estos viaductos radica en su construcción mediante la técnica de dovelas prefabricadas conjugadas con postesado no adherente interior a la sección cajón y sin armadura pasante entre dovelas.

En marzo de 2021 la Unidad de Carreteras de Lugo trasladó a los técnicos de IDEAM, que estaban trabajando precisamente con ellos en el refuerzo y reparación del cercano viaducto de Ruitelán, situado también en zona de alta montaña, sometido también por tanto a la acción de sales de deshielo, y con problemas muy serios de corrosión del sistema de pretensado que habían llevado necesariamente a la compleja sustitución de las vigas prefabricadas de los tableros, su preocupación respecto a los viaductos del Castro, fruto del deficiente funcionamiento sistemático de las losas de continuidad entre vanos, las cuales con mayor frecuencia de la esperable, debían ser reparadas y repavimentadas por el Sector de Conservación.

Para un primer análisis de dicha patología se solicitó copia de los Planos de Construcción de los

viaductos, en los que rápidamente se pudo constatar que su tipología estructural, de múltiples vanos isostáticos, resultaba muy sensible desde el punto de vista de la durabilidad al correcto funcionamiento del sistema de drenaje e impermeabilización del tablero, especialmente en las zonas de las juntas y/o losas de continuidad entre pilas, cuyo incorrecto funcionamiento podía poner en riesgo la posible afección por el acceso de sales al entorno de las cabezas de anclaje del postesado de la estructura, ancladas en los mamparos justo debajo de las juntas, así como su posible circulación de agua en el interior de las vainas con el gravísimo riesgo que la corrosión de los torones de pretensado podría suponer sobre la seguridad de la estructura de ambos viaductos. **Se confirmó asimismo que el mal funcionamiento de las citadas losas de continuidad había sido objeto de diversas reparaciones previas, que no habían sido capaces de corregir los defectos derivados del mal funcionamiento del detalle proyectado, excesivamente precario y estricto.**

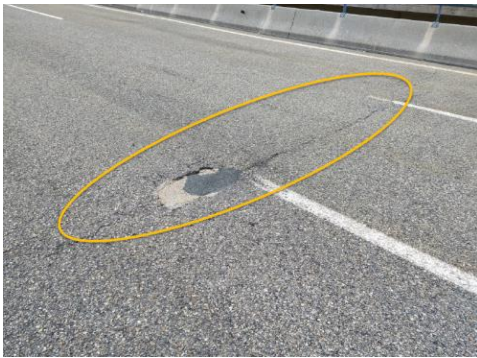


Figura 1 Fisuración de losa de continuidad y degradación del firme

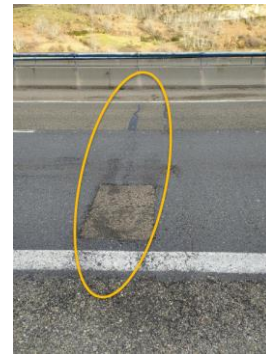


Figura 2 Fisuración de losa de continuidad y degradación del firme en estado más avanzado

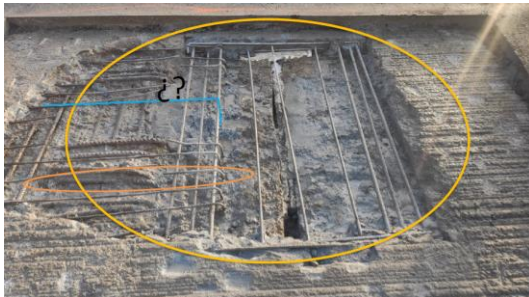


Figura 3 Detalle de saneo de losas de continuidad. Ausencia de armaduras conforme a detalle de Proyecto. Corrosión de armaduras, pérdidas de sección. Fuente: COPASA



Figura 4 Detalle de rotura de armadura por corrosión por cloruros en detalle de losa de continuidad. Fuente: COPASA



Figura 5 Detalle de cara inferior de losa de continuidad, con presencia de agua en el momento de la inspección.



Figura 6 Detalle de cara inferior de losa de continuidad con claros indicios de circulación de agua y corrosión de las armaduras.



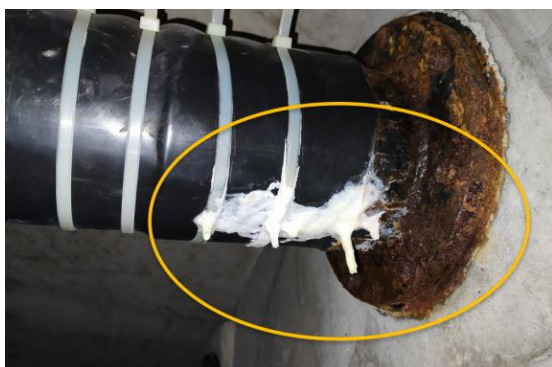
En el propio mes de marzo de 2021, por encargo de la Demarcación, tiene lugar una primera visita por parte de técnicos especialistas de IDEAM, para realizar una primera inspección preliminar, de carácter cualitativo, de las calzadas de ambos viaductos, acompañados por personal del Sector de Conservación de la Demarcación, visita en la que se pudieron constatar y confirmar fisuras sistemáticas en el pavimento, por el incorrecto funcionamiento de las losas de continuidad de las juntas entre vanos, que facilitaban la entrada de agua con sales a través de las mismas y, consiguientemente, estaban en el origen de una serie generalizada de importantes daños y patologías que podían considerarse con bastante certeza como indicios relativos a la posible afección por corrosión de los anclajes/vainas del postesado del puente, aspecto que, por su posible gravedad, fue puesto inmediatamente en conocimiento de los Ingenieros de la Unidad de Carreteras de Lugo, quienes, a su vez lo pusieron en manos de la Subdirección General de Conservación del MITMA.



**Figura 7** Circulación de agua con deposiciones blanquecinas.



**Figura 8** Fisuración de cajetín de sellado del pretensado con circulación de agua y presencia de deposiciones de carbonatos en forma de estalactitas.



**Figura 9** Corrosión de tubo metálico y deposiciones de carbonatos en manguito termoretráctil



**Figura 10** Ídem anterior. Nótese además la presencia circulación de agua con deposiciones blanquecinas bajo el tubo de salida del mamparo

Además del citado problema de las losas de continuidad, la inspección realizada entrando en el interior de los cajones permitió constatar diversas zonas de entrada de agua a través de la losa superior del cajón, con el consiguiente deterioro del hormigón y armaduras de las mismas, detectándose múltiples desconchones con armaduras vistas corroídas, signos evidentes de un mal funcionamiento, o incluso posible inexistencia de la necesaria impermeabilización superficial del tablero, así como de la ausencia del también imprescindible correcto sellado de los agujeros en la losa utilizados para el paso de barras de cuelgue de las dovelas durante el proceso constructivo.



Figura 11 Vista general de interior de cajón en donde se observa claramente la presencia de agua en su interior, así como las manchas y humedades en las almas, fruto de la entrada de agua a través de los pasatubos de losa.



Figura 12 Detalle de humedades en almas de interior de cajón bajo tubos de cuelgue de dovelas.

En consecuencia, el MITMA encarga con carácter de máxima urgencia la inspección especial detallada del viaducto a la UTE Esteyco-Bagh en calidad de empresa encargada del desarrollo del “Contrato de servicios para la realización de inspecciones principales, especiales e inventarios de obras de paso existentes en la red de carreteras del Estado. Lote 1: zona Norte”.

El primer informe-borrador de la UTE Esteyco-Bagh, fechado el 17 de mayo de 2021, confirma la gravedad de las patologías que se habían detectado y adelantado en la citada visita de IDEAM, documentando claros indicios de entrada y presencia de agua con sales sistemática por la práctica totalidad de las juntas de dilatación y continuidad entre vanos, así como por fallos generalizados en el sistema de impermeabilización de la losa superior, con muestras visibles de humedades y fuerte corrosión en las zonas de anclaje de los cables de pretensado y, lo que ya constituía una prueba de la posible magnitud de dichas patologías y de su repercusión sobre las condiciones de seguridad de la estructura, **se constató y registró documentalmente la rotura de un cable de postesado, uno de los ocho que se disponían por vano, en uno de los vanos del viaducto** (calzada Coruña, vano 8, tendón 5).

Dada la previsible gravedad del problema, a mediados de mayo 2021 el MITMA solicita a IDEAM la asesoría y apoyo técnico especializado para la dirección de la inspección, ensayos y estudios a realizar, así como del diagnóstico y toma de decisiones que resultaran necesarios en función de los resultados que se fueran identificando y confirmando técnicamente.



Figura 13 Vista general de bloque de cuñas tras retirada de cable roto sin tensión. Destacar el avanzado estado de corrosión de la práctica totalidad de los torones.

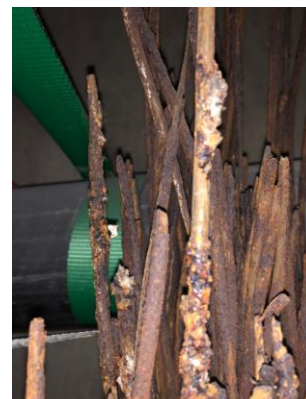


Figura 14 Detalle de corrosión de torones, con gran pérdida de sección, incluso de material/cables por efecto de la corrosión.

Posteriormente, tras los importantes incidentes acaecidos en los primeros días de junio de 2022, el MITMA solicita a IDEAM, bajo la dirección de D. Francisco Millanes, firmante de este Informe, su permanencia en la asesoría y apoyo técnico de la emergencia para la identificación de las causas de los citados colapsos, así como para el establecimiento de aquellas conclusiones que pudieran derivar, tanto sobre el resto de vanos no afectados de ambas calzadas del viaducto del Castro, y de su posible extrapolación a otros viaductos análogos o similares de la red de carreteras del Estado.

Dada la importancia y trascendencia de dichos estudios, así como del alcance y magnitud de las conclusiones que de ellos se deriven, el MITMA decide encargar asimismo la asesoría independiente de D. Álvaro Serrano, especialista en puentes de amplia experiencia y reconocido prestigio, Director Técnico de la consultoría MC2 del grupo TYPESA, para dar mayor consistencia y soporte técnico a los trabajos y conclusiones de esta nueva fase de la emergencia.

Asimismo, se incorporan al equipo de expertos las empresas Ingeniería del Suelo como expertos geotécnicos, la empresa Intemac como especialista en patologías y caracterización de hormigones, así como a la empresa Galaicontrol como complemento a los datos de Intemac y para la realización de sondeos y demás trabajos de laboratorio.

## 2 Documentación de referencia disponible

Para la Fase Inicial de la emergencia, antes de los incidentes del pasado junio, se contó con la siguiente documentación de referencia:

- “Proyecto Modificado N°1 Autovía del Noroeste. Tramo: Castro/Lamas–Noceda”, de octubre de 1999. Ingeniero Director del Modificado: Ángel Martínez Cela, incluyendo la Memoria y partes del Anejo N°4 Geotecnia y Anejo N°13 Estructuras y Planos relativos a los viaductos del Castro.
- “Proyecto de Liquidación Autovía del Noroeste. Tramo: Castro/Lamas–Noceda”, de noviembre de 2002. Ingeniero Director del Proyecto de Liquidación: Ángel Martínez Cela, con Memoria y Anejos, Planos, Presupuesto y Mediciones, pero que desgraciadamente no incluían la información sobre los planos “As-Built” con los despieces reales de armaduras de las dovelas prefabricadas, que hubieran sido de la máxima utilidad a efectos del tema que nos ocupa, aspecto que no llama la atención puesto que generalmente dicha documentación forma parte de la tecnología o “know-how” propio de las empresas y no suele ser habitual su inclusión en los proyectos de Liquidación.
- “Informe preliminar sobre el Estado del viaducto del Castro. Diagnóstico y recomendaciones. Informe elaborado por la UTE Esteyco-Bagh, de fecha de 17 de mayo de 2021.
- Diferentes Informes de Freyssinet en relación a las inspecciones, estudios y ensayos realizados para la identificación, evaluación y diagnóstico de la repercusión sobre la seguridad y durabilidad de las patologías por corrosión de los anclajes y cables de pretensado del viaducto (tanto para las inspecciones preliminares de Esteyco, en verano de 2021, como las posteriores para el Grupo Puentes, entre diciembre 2021 y febrero 2022), así como de las actas y documentación de sus operaciones de refuerzo y sustitución de los cables, para el Grupo Puentes.

Dada la importancia y mayor alcance y complejidad de la Fase Posterior de la emergencia después de los incidentes de junio 2022, IDEAM realizó una ampliación de la campaña de la búsqueda de la mayor información posible documental de los viaductos del Castro, procedente tanto del proyecto inicial, los modificados que se hubieran podido producir del mismo, las incidencias más reseñables durante la ejecución de las obras, la documentación de los proyectos “As-Built” para la liquidación de la obra, de las pruebas llevadas a cabo para su recepción, así como aquellos datos referentes a la historia de la estructura hasta nuestros días, como puedan ser accidentes, inspecciones de su estado, reparaciones, que pudieran estar registradas por los servicios de conservación, etc.

IDEAM documentó esta información en un Informe entregado a la Demarcación en julio 2022, pudiendo destacarse entre lo más relevante de la información recopilada en dicho Informe:

- “Proyecto de Trazado Autovía del Noroeste. Tramo: Castro/Lamas–Noceda”, de diciembre de 1994. Ingeniero Director del Proyecto: Victoriano Rodríguez Cela, en el que no consta información de este viaducto ya que el proyecto resolvía el paso de la traza de la autovía A-6 por el Puerto de Piedrafita mediante un túnel.
- “Proyecto de Construcción Autovía del Noroeste. Tramo: Castro/Lamas–Noceda”, de

diciembre de 1995. Ingeniero Director del Proyecto: Victoriano Rodríguez Cela. Del mismo modo que ocurría en el Proyecto de Trazado, el Proyecto de Construcción inicial no consideraba la construcción de los viaductos de El Castro resolviéndose el paso de la traza de la autovía A-6 por el Puerto de Piedrafita mediante un túnel. Por tanto, en este documento no se encuentra información de interés relativa a estos viaductos.

- “Proyecto Modificado N<sup>o</sup>1 Autovía del Noroeste. Tramo: Castro/Lamas–Noceda”, de octubre de 1999. Ingeniero Director del Modificado: Ángel Martínez Cela, incluyendo la Memoria y partes del Anejo N<sup>o</sup>4 Geotecnia y Anejo N<sup>o</sup>13 Estructuras y Planos relativos a los viaductos de El Castro.
- “Proyecto de Liquidación Autovía del Noroeste. Tramo: Castro/Lamas–Noceda”, de noviembre de 2002. Ingeniero Director del Proyecto de Liquidación: Ángel Martínez Cela, con Memoria y Anejos, Planos, Presupuesto y Mediciones, pero que desgraciadamente no incluían la información sobre los planos con los despieces reales de armaduras de las dovelas prefabricadas, que hubieran sido de la máxima utilidad a efectos del tema que nos ocupa, tal y como suele ser habitual en este tipo de estructura al no ser, generalmente, proporcionados por las empresas constructoras/prefabricadoras, por resultar parte su “know-how” tecnológico
- Diversos Expedientes de Obra y de la Asistencia Técnica pero que apenas contienen ningún tipo de información técnica relevante o de interés relativa al viaducto del Castro y a los aspectos de su ejecución que necesitaríamos conocer. El contenido de dicha documentación se centra en los aspectos más administrativos de las obras que en los propios aspectos técnicos.
- Diversa documentación relativa a las diversas reparaciones ejecutadas por el Sector de Conservación y Explotación. Algunas de ellas, especialmente las relativas a los detalles de reparación de las losas de continuidad y las fotos de las actuaciones de reparación de dichos elementos son de especial interés y relevancia para el caso que nos ocupa.

En cambio, sí se han consultado y analizado un gran número de publicaciones técnicas especializadas, nacionales y extranjeras, que contienen información de elevado interés técnico imprescindible para poder conocer y profundizar con detalle en los aspectos relacionados con el diseño, dimensionamiento y comportamiento de la respuesta estructural, tanto en fases constructivas como de servicio, de este tipología de puentes prefabricados con dovelas y pretensado exterior, tanto a nivel europeo como americano (Precast Segmental Bridges).

Se ha puesto una especial atención a las publicaciones relacionadas con los desarrollos concretos de esta tecnología por las empresas constructoras españolas FCC y Ferrovial que proyectaron y construyeron numerosos y muy notables viaductos de esta tipología, que alcanzó un elevado desarrollo y concitó un muy elevado interés entre los proyectistas y asociaciones técnicas internacionales desde mediados de los años 80 y que a día de hoy sigue siendo una tecnología altamente utilizada en todo el mundo. Más adelante desarrollaremos con más detalle este tema.

### 3 Descripción general básica de la estructura de los viaductos

Los viaductos del Castro están constituidos por 3 viaductos diferentes, uno para la calzada Galicia y dos en la calzada Madrid, si bien todos ellos son de análoga tipología y configuración.

En cuanto al trazado en planta, ambos viaductos están inscritos en una curva y contra curva, estando mayormente afectado por esta geometría la calzada sentido Galicia, al discurrir completamente en estructura, mientras que la calzada Madrid, al tener un tramo en desmonte, dicho cambio de curvatura se produce fuera de la estructura. En cuanto a las características geométricas, el radio mínimo en planta de los tableros es de unos 700 m y disponen de una pendiente máxima del orden del 5% y peraltes variables.

La luz tipo de los viaductos es de 45,0 m entre ejes de pilas. El de la calzada Galicia está formado por 13 vanos, mientras que los de la calzada Madrid están formados por 2 vanos, el de menor pk, y 7 vanos el de mayor pk. Tipológica y geoméricamente todos los vanos son iguales, de 43,40 m de luz de cálculo.



Figura 15 Planta de viaductos. Con trama roja, viaducto calzada Galicia; con trama naranja, viaductos de calzada Madrid

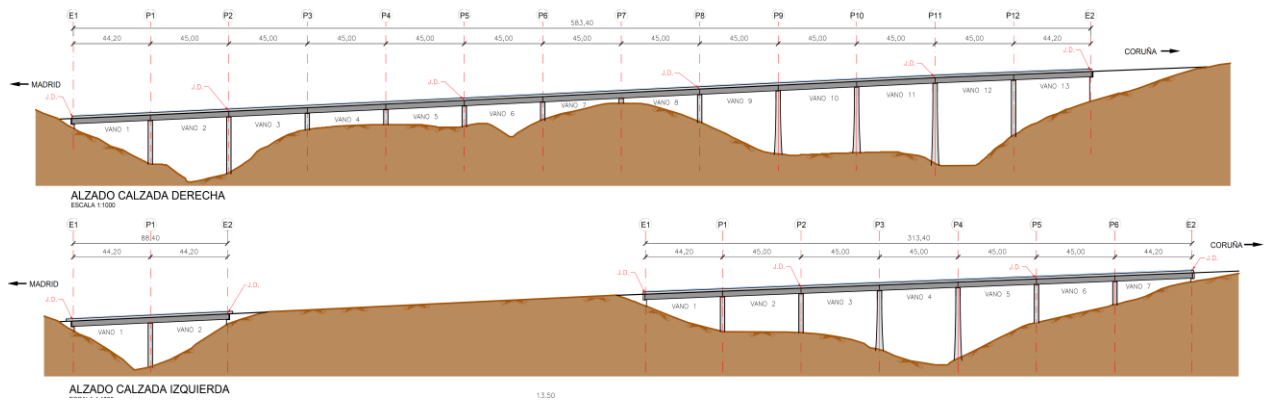


Figura 16 Alzado de viaductos. Arriba, viaducto calzada Galicia; abajo, viaductos de calzada Madrid.



Figura 17 Alzado de del viaducto de la calzada derecha, calzada Galicia

La principal particularidad que presenta este tablero reside en su propia tipología de tablero con dovelas conjugadas prefabricadas sin armadura pasante, con contacto a hueso entre dovelas, sin resinas ni morteros entre juntas, y con postesado exterior como elemento de vinculación de dovelas y transmisión de esfuerzos.

El pretensado exterior proyectado consta de 8 cables en 3 familias diferentes:

- 4 cables de 31 unidades de 0,6" dispuestas bajo la cara inferior de losa y con trazado poligonal.
- 2 cables de 31 unidades de 0,6" dispuestos en la esquina superior de las almas, en su encuentro con la losa y con trazado poligonal.
- 2 cables de 24 unidades de 0,6" próximos a la tabla inferior del cajón y con trazado recto.

La fuerza de tesado inicial por cable es de aproximadamente 6110 KN.

Los cables son de acero al carbono ordinario y están protegidos por una vaina de PEAD, la cual se inyecta con lechada de cemento recubriendo los tendones y dotando al acero del medio alcalino que necesitaría para garantizar su integridad y durabilidad.

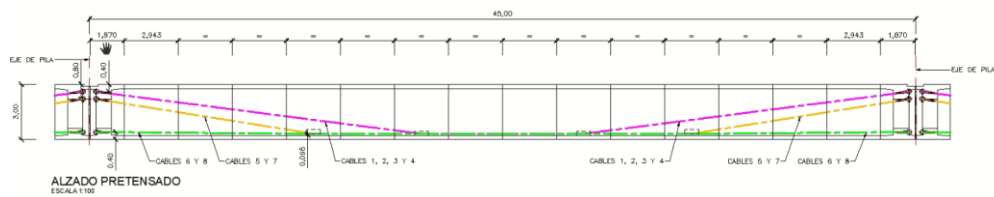


Figura 18 Alzado de vano tipo. Distribución de dovelas y de pretensado en alzado.

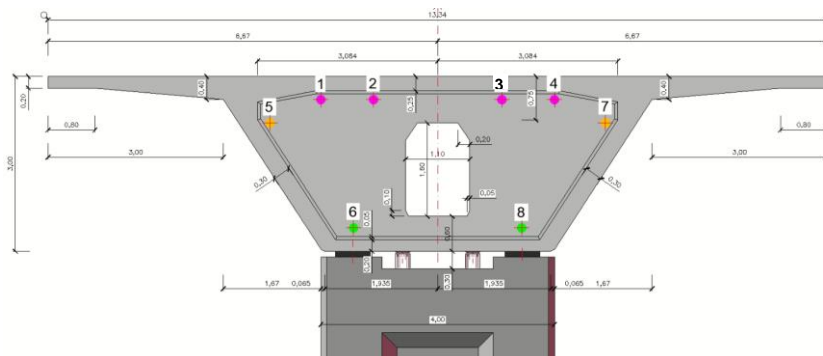


Figura 19 Frente de dovela de extremo. Posición de vainas de postesado: Familia 1 vainas 1 a 4; familia 2 vainas 5 y 6; familia 3 vainas 6 y 8

NOTA: A efectos del presente informe y de los propios documentos técnicos previamente elaborados se utiliza la nomenclatura del SGP del MITMA, en el que se empieza a identificar a los diferentes elementos desde el punto de menor pk de la vía. Este criterio es justamente el contrario al utilizado en el Proyecto Modificado, debiendo tener dicha consideración presente de cara a la consulta y correlación de planos y datos.

## **4 Análisis crítico de la tipología del viaducto: Tableros isostáticos de dovelas prefabricadas, construidas con cimbra autoportante, cosidas con pretensado exterior sin armadura pasiva pasante por las juntas de las dovelas (Precast Segmental Bridges)**

Desde el punto de vista de su tipología estructural, la principal característica de este viaducto es que se trata de una estructura de múltiples vanos isostáticos, cuyo tablero se construye a base de dovelas prefabricadas, a todo ancho de plataforma. El tablero se ejecuta vano a vano con ayuda a una cimbra autoportante.

La junta entre dovelas es a hueso sin resinas ni armaduras pasivas pasantes, quedando la respuesta monolítica del tablero frente a todo tipo de esfuerzos (flexión, cortante, axil y torsión) garantizada por un cosido con postesado exterior, alojado en el interior de la sección cajón, pero exterior a sus tablas superior, inferior y almas laterales de hormigón.

Se trata de una tipología que se desarrolló a finales de los años 70, principalmente en Francia y Estados Unidos, y experimentó un impulso espectacular en la década de los 80 en toda Europa, Estados Unidos y ciertos países desarrollados de Asia, precisamente aquellos que en dicha época estaban inmersos en una política de fuertes inversiones y desarrollo de sus redes de carreteras, donde resultaba necesario construir largos viaductos de muchos vanos y luces medias para los que la tecnología de voladizos sucesivos, que estaba ampliamente desarrollada en los países avanzados desde los años 60 y resultaba prácticamente imbatible para el caso de puentes de 3 vanos con un vano central de hasta 200 – 250 m, no resultaba fácilmente adaptable y competitiva en costes y plazos para estas obras de gran longitud, múltiples vanos y luces moderadas.

En España el gran salto de inversiones para la modernización de nuestra red de carreteras se produjo a partir de mediados de los años 80, con la entrada de los fondos europeos, y varias empresas, principalmente FCC y Ferrovial, apostaron por el desarrollo de sus propios sistemas de acuerdo con esta tecnología.

Ambas empresas construyeron múltiples realizaciones con largos viaductos en nuestro país en dicha década, adaptando su tecnología de cimbras, dovelas y, en varios casos de pretensado exterior, a luces cada vez mayores, con tipologías a veces singulares distintas de los viaductos estándar.

Con la salida al exterior impulsada por la crisis de 2008, casi todas las grandes empresas españolas han tenido grandes éxitos en su competencia internacional convirtiéndose en un referente mundial de estas tecnologías, con múltiples realizaciones en todo Latinoamérica, USA y Canadá.

En Francia el ingeniero Jean Muller la impulsó en colaboración con las mayores constructoras francesas (Campeon Bernard, Bouyghes, etc.) y la exportó posteriormente a USA donde se convirtió en una tipología clásica (Segmental Precast Bridges) que se ha impuesto también en las grandes realizaciones de largos viaductos en Asia y Oriente Medio.

Resumiremos seguidamente los aspectos más relevantes de dichas tecnologías respecto al tema



del Viaducto del Castro, no solamente en relación a la problemática de la patología de corrosión de los cables, que puso en alto riesgo la seguridad del mismo y condujo a costosas y complejas tareas de reparación y refuerzo, sino también en relación a la investigación de las causas que hayan podido conducir al colapso sin preaviso de dos vanos del viaducto el pasado mes de junio, así como a las consecuencias que se pudieran derivar de dicha investigación para otros viaductos de análoga o similar tipología.

## 4.1 LA TECNOLOGÍA DEL PRETENSADO EXTERIOR: SU ORIGEN Y DESARROLLO

A finales de los años 70 se detectaron en Francia múltiples patologías en tableros de puentes construidos por voladizos sucesivos al cabo de 5-10 años de su terminación.

Dichos puentes presentaban sistemáticamente una fisuración intensa y generalizada que, partiendo de la parte dorsal de los cajetines de anclaje de los cables de continuidad, se extendían transversalmente por toda la tabla inferior de las secciones cajón y, en muchos casos llegaban a ascender por las almas.

Las investigaciones de la época detectaron que dichas patologías, que podían llegar a poner fuera de servicio puentes de gran luz recientemente construidos, eran achacables a un infradimensionamiento a flexión positiva del pretensado de vano por un incorrecto dimensionamiento frente a los efectos térmicos y diferidos de acuerdo con los criterios de la época.

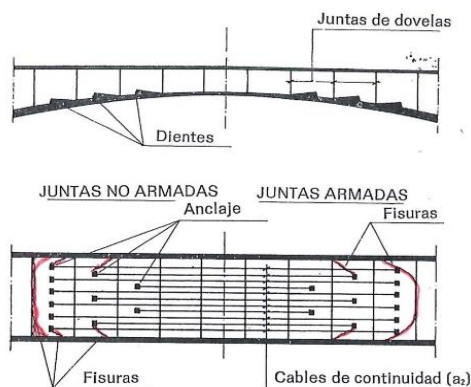


Figura 20 Alzado y planta de vano tipo de puente con problemas de fisuración en los inferior.

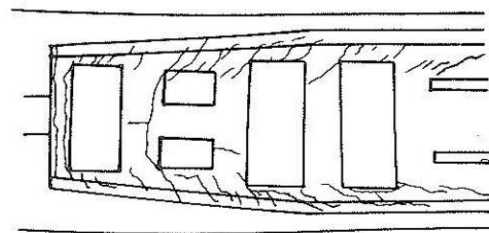
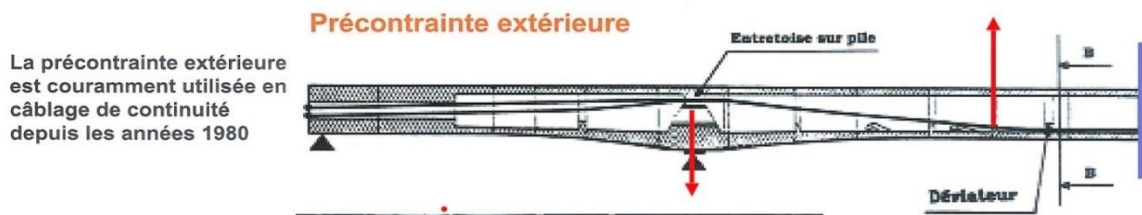


Figura 21 Detalle tipo de fisuración de cajones en inmediaciones de zonas de cajetines de pretensado.

El refuerzo y reparación de estas patologías se abordó mediante la aplicación de una novedosa tecnología en la que se introducían en el interior de las secciones cajón unos cables de pretensado poligonales que se anclaban en los mamparos sobre pila y se desviaban en unos tacos de desvío cosidos a las tablas inferiores y almas de la sección cajón: era el inicio de la tecnología del pretensado exterior (exterior al hormigón e interior al cajón), cuyos nuevos anclajes y desviadores fueron objeto de nuevos desarrollos por Freyssinet y, a continuación, por casi todas las casas especializadas en pretensado.



La précontrainte extérieure est couramment utilisée en câblage de continuité depuis les années 1980

Figura 22 Esquema tipo del sistema de pretensado exterior utilizado en los años 1980 para el refuerzo de tableros con patologías del pretensado interior adherente.

Esta técnica, inicialmente desarrollada como hemos visto para el refuerzo y reparación de puentes de hormigón con insuficiencia de pretensado frente a flexiones positivas en centro de vano, fue muy bien acogida por administraciones, proyectistas y constructores de puentes que vieron que podría aportar unas grandes ventajas frente a las soluciones convencionales con el pretensado alojado en el interior del hormigón no solamente desde el punto de vista técnico y constructivo sino, especialmente, desde el punto de vista de la durabilidad y la conservación, a las que en aquellos años se les comenzaba a reconocer una importancia fundamental para el mantenimiento del numeroso patrimonio de obra pública que se estaba comenzando a acumular en los países desarrollados.

En los años 90 las administraciones (SETRA francés, Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento español) y principales sociedades técnicas especializadas (Fédération Internationale du Béton, American Concrete Institute, Asociación Técnica Española Pretensado) publicaron diversas guías y recomendaciones para apoyar el desarrollo de diseños con esta tecnología, multiplicándose las realizaciones, ponencias en Congresos y artículos en las principales revistas especializadas. El desarrollo tecnológico no sólo se remonta a dicha época, sino que en la actualidad sigue siendo una de las tipologías estructurales más utilizadas en el mundo, e incluso se siguen editando y actualizando documentos técnicos al respecto, como el propio "Bulletin 97" de la fib del año 2020 o las recomendaciones "Replaceable Grouted External Post-Tensioned Tendons" de la FHWA del año 2019 entre otros.



Figura 23 Publicaciones de referencia, nacionales -incluso del propio MITMA- e internacionales, sobre puentes con postesado exterior

Desde el punto de vista resistente, el postesado exterior suele exigir un 10-15% aproximadamente más de cuantía que el pretensado convencional porque:

- al estar alojado en el interior de la sección pierde excentricidad y reduce brazo por lo que resulta algo menos eficaz tanto en ELS como en ELU;
- al no mantener compatibilidad deformacional con el hormigón adyacente apenas se pone en juego en ELU una sobre tensión respecto a la situación en servicio por lo que también pierde eficacia.

El pretensado exterior gana en cambio competitividad:

- Desde el punto de vista constructivo:
  - Al sacar los cables de las tablas de hormigón permite reducir el espesor de las almas al no tener que descontar la dimensión de las vainas del espesor resistente frente al esfuerzo cortante;
  - Se facilita enormemente el ferrallado y puesta en obra del hormigón.
  - Permite la utilización de sistemas de prefabricado por dovelas conjugadas que en determinados casos favorece la fabricación y control de ejecución, especialmente en países con climas extremos -al poder evitar hormigonados con tiempos muy fríos o calurosos- y/o con una industria de construcción poco cualificada -en donde el control de ejecución en fábrica siempre es más sencillo que en el propio tajo. Al mismo tiempo, el sistema permite eliminar prácticamente los hormigonados "in situ" en zonas especialmente complicadas (entornos marinos, entornos de alta montaña, ciudades con mucho tráfico, etc.) garantizando de esta forma las máximas calidades posibles.
- Pero donde el pretensado exterior se impone claramente al convencional es desde el punto de vista del mantenimiento y la durabilidad, lo que explica su rápido desarrollo y el interés de las administraciones por impulsar la nueva tecnología en su momento:
  - Las vainas se ubican en un ambiente protegido, el interior de la sección, no estando afectados por la acción directa de los agentes agresivos (agua, sales fundentes, agentes atmosféricos, etc.). En las soluciones convencionales el hormigón, lejos de constituir un elemento presumiblemente protector, es un elemento permeable y susceptible de filtración en caso de fisuración, daños por carbonatación, reacción árido-álcali, contaminación por cloruros, etc. Cualquier fallo en los sistemas de drenaje e impermeabilización acaba atravesando al hormigón y pone en riesgo de corrosión al pretensado, especialmente en caso de fallos en la permeabilidad de las vainas o la efectividad del proceso de inyección;



Figura 24 Ejemplo de pretensado interior con cable roto por corrosión. A ausencia de lechada



Figura 25 Ejemplo de pretensado interior con torones rotos por corrosión. A ausencia de lechada

- Su ubicación en el interior de la sección permite su fácil y periódica inspección, ensayos y mantenimiento, así como la reparación de cualquier fallo en el sistema de protección que se detecte durante dichas tareas, incluso llegando a la sustitución completa de algún cable o la eventual incorporación de cables suplementarios en caso de que se considere necesario;

- Las únicas zonas que en puentes con postesado exterior en el interior de secciones cajón resultan más susceptibles resultar afectadas por procesos de corrosión, al mismo tiempo que difíciles de inspeccionar y mantener, son los pasos por desviadores o zonas de anclaje en mamparos sobre pilas y estribos.

## 4.2 SU APLICACIÓN A LA TECNOLOGÍA DE DOVELAS PREFABRICADAS CONJUGADAS (SIN ARMADURAS RASANTES) CONSTRUIDAS CON CIMBRAS AUTOPORTANTES (PRECAST SEGMENTAL BRIDGES Y TECNOLOGÍA ESPAÑOLA DESARROLLADA POR FCC Y FERROVIAL)

Las primeras aplicaciones de esta tecnología, tanto para tareas de refuerzo como para el proyecto de nuevas estructuras, se realizaron sobre tableros convencionales hormigonados in situ.

No obstante, los proyectistas y constructoras intuyeron desde el comienzo que el hecho de sacar los cables de las tablas de hormigón (losas superior e inferior y almas) permitía reducir sensiblemente el espesor de dichas tablas y, por tanto, el peso de la sección, lo que aplicado al ámbito de la prefabricación permitía abrir este campo, hasta entonces restringido a tableros isostáticos de vigas prefabricadas de luces por debajo de los 40 m, a la construcción de soluciones de luces medias, de 40 metros en adelante, isostáticas o continuas, de canto constante o variable y con tipologías hasta entonces asociadas a la construcción in situ.

Las ventajas añadidas que esta tecnología aportaba en el ámbito de la durabilidad explican la rápida aceptación y extensión de esta tipología entre administraciones, proyectistas y constructoras, multiplicándose rápidamente las realizaciones desde los años 80 en todos los países desarrollados de Europa y Norteamérica (el Viaducto de Oleron en la isla de Ré en Francia, de 3,8 km de longitud, fue una de las primeras realizaciones más remarcables, construido por Bouygues en 1988).



Figura 26 Vista general del puente l'Île de Ré.

La Fédération International du Béton (fib) europea, la AASHTO americana y las mayorías de las Asociaciones Técnicas, Congresos y Revistas especializadas, incluyendo como se ha comentado anteriormente el propio Ministerio de Fomento Español y la Asociación Técnica Española del Pretensado dedicaron la mayor atención en los años 80-90 a la publicación de guías y recomendaciones para el diseño, proyecto y construcción de puentes con esta nueva tecnología: Dovelas Prefabricadas Conjugadas (sin armaduras pasantes) / Precast Segmental Bridges. Resaltaríamos, incluso, la existencia de una asociación específica de esta tipología de puentes, la American Segmental Bridge Institute (ASBI), que sigue totalmente activa, impulsando y

desarrollando la tecnología a lo largo de todo el mundo.

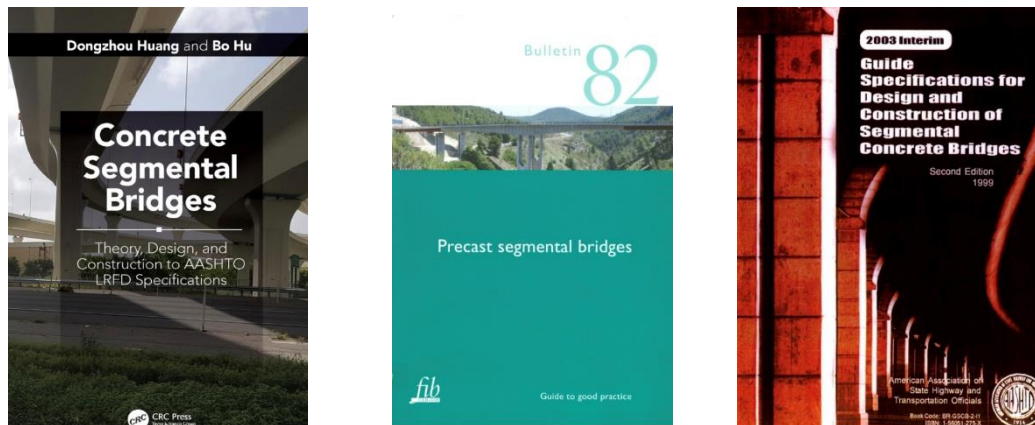


Figura 27 Publicaciones de la época de referencia

Las empresas constructoras impulsaron el desarrollo de nuevos elementos auxiliares (vigas de lanzamiento, cimbras autolanzables), con luces cada vez mayores, en un sector cada vez más atractivo y competitivo.



Figura 28 Vista general del puente de l'Île de Ré en fase de construcción y, a la derecha, una de las casi 800 dovelas que forman la estructura, todas ellas con geometría variable adaptada al trazado y canto.



Figura 29 A la izquierda, vista general del proceso constructivo del viaducto l'Île de Ré. En el centro y a la derecha, colocación de la última dovela del viaducto en 1988.

La prefabricación por dovelas conjugadas no resultaba compatible con el recurso a garantizar el cosido de las juntas mediante armaduras pasivas pasantes a través de las mismas. Las dovelas contactaban a hueso y el pretensado exterior constituía la única forma de garantizar el monolitismo del tablero, evitando la aparición de tracciones en Estados Límite de Servicio (se solía recomendar una compresión mínima de 0,5 MPa, para la hipótesis "rara", para cubrir así las posibles incertidumbres de cálculo) y de suministrar la resistencia a tracción necesaria para resistir las flexiones, con apertura de juntas entre dovelas, en Estados Límite Últimos. **Esta apertura de juntas implicaba un incremento de tensión en los cables que, lógicamente, precisa del adecuado estado de conservación y capacidad de los cables para asumir esa sobre tensión.**

Multitud de tesis, estudios y campañas de ensayos a nivel internacional permitieron el rápido desarrollo de nuevas guías y recomendaciones que establecían las reglas de cálculo para poder

modelizar con seguridad el comportamiento resistente de esta nueva tecnología y justificar la resistencia última de los tableros con posibilidad de apertura controlada de juntas (se solía considerar criterio de buena práctica el garantizar siempre que en ELU del orden de 1/3 del canto de la sección se mantuviera comprimido), frente a cualquier tipo de sollicitación combinada Axil-Flector-Cortante-Torsor en ELU

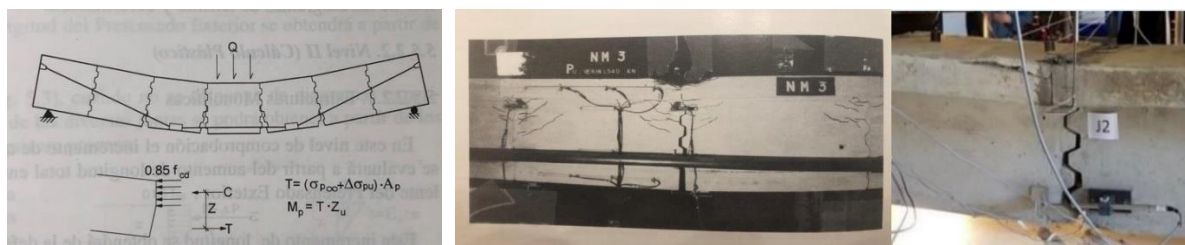


Figura 30 Esquema de comportamiento a flexión en Estado Límite Último de la tipología del puente del Castro y ejemplos ensallos y análisis desarrollados en laboratorio

En España, donde el sector de la prefabricación era especialmente competitivo, nos pusimos en cabeza de estos desarrollos, pudiendo destacarse los trabajos realizados por la Escuela de Caminos de la U.P. de Cataluña, que quedaron recogidos en las Recomendaciones y Publicaciones Técnicas del propio Ministerio de Fomento, y por la Asociación Técnica Española del Pretensado, que recordamos en el apartado precedente.

Podemos concluir señalando que la tecnología de la prefabricación con dovelas conjugadas, cosidas con postesado exterior, utilizada en los viaductos del Castro, era una técnica de vanguardia de su época, como muchas otras que se han aplicado en España durante el desarrollo de nuestras modernas redes viarias y de alta velocidad, lo que explica el prestigio internacional de la ingeniería de nuestro país. Pero al mismo tiempo estaba ya perfectamente reconocida y asentada internacionalmente, tanto en Europa como en Norteamérica, regulada y avalada por las reglamentaciones y recomendaciones de las administraciones y asociaciones técnicas especializadas más prestigiosas.

Su seguridad y durabilidad se sustentaba precisamente, como hemos visto, en la del propio sistema de pretensado, pero había un consenso internacional entre los especialistas de la época en que la mayor protección que se garantizaba con el pretensado exterior, junto a facilidad para programar un sistema periódico de inspecciones y operaciones de mantenimiento, así como para acometer si fuera necesario eventuales medidas de reparación y refuerzo, e incluso sustitución de algunos cables, constituían la máxima garantía y atractivo de esta tipología.

### 4.3 LOS PROBLEMAS DE LA TECNOLOGÍA DE LA INYECCIÓN DE VAINAS DE PRETENSADO, Y SUS CONSECUENCIAS SOBRE LA PROTECCIÓN Y DURABILIDAD DE LOS MISMOS, HASTA FINALES DEL SIGLO PASADO

La solución convencional para los cables de postesado interior, desde el inicio del desarrollo de esta tecnología en los años 50, es la doble barrera de protección materializada por la vaina de PEAD rellena de inyección de lechada de mortero.

En los años 1980 se comenzaron a detectar una serie de daños severos en varios puentes europeos, muchos de ellos ingleses, que en algunos casos desembocaron en colapsos sin previo

aviso de tableros, por corrosión de los cables de pretensado:

- Reemplazo completo del pretensado en los puentes Braidley Road Bridge en Bournemouth y puente sobre la A3 en Guilford (1980),
- Colapso sin aviso, sin tráfico, del puente Ynys-Y-Gwas en Inglaterra (1985). Tras el incidente se realizó una exhaustiva investigación sobre las causas del colapso, habiéndose concluido que la principal causa del mismo fue la corrosión de las armaduras del pretensado, acentuada por la presencia de cloruros procedentes del uso de sales durante las campañas de vialidad invernal,
- Colapso del puente sobre el río Mandovi en la India apenas 20 años desde su construcción (1986),



Figura 31 Colapso del puente Ynys-Y-Gwas en Inglaterra (1985) por corrosión del pretensado interior.



Figura 32 Colapso del puente Malle en Bélgica (1992) por el fallo por corrosión del pretensado interior.

- Colapso del puente Malle sobre el río Schelde (Bélgica) en 1992,
- Demolición y reconstrucción del puente Taf Fawr Bridge, construido en 1964 (1995),
- Rotura de un cable de postesado exterior en el puente de la isla de Ré, en Francia a los 30 años de su vida útil, puente de dovelas prefabricadas conjugadas cosidas con postesado exterior.

Un câble du pont de l'île de Ré a cédé  
avec AFP, le 17/09/2018 à 12:28



Pont de l'île de Ré © Remi Jouan - Wikimedia CC



Figura 33 A la izquierda, vista general del puente l'Île de Ré con el encabezado de prensa en donde se da la noticia de la rotura de un cable del postesado. A la derecha, vista general del interior del puente con el cable roto.

En esa misma época se detectaron otra serie de problemas análogos en otras estructuras en Florida, Carolina del Norte y Pensilvania:

- 1999: Niles Channel Bridge en Florida Key, de 11 km de longitud, después de 16 años

en servicio (Florida),

- 2000: fallo de varios tendones en el puente Mid-Bay (Florida),
- 2000: Sunshine Skyway Bridge después de 13 años en servicio en Tampa (Florida)
- 2000: Lowe's Motor Speedway Bridge a los sólo 5 años de servicio en Charlotte (Carolina del Norte),
- 2005: paso superior en la I-70 Pennsylvania, después de 45 de servicio,
- 2007: fallos en los tendones, con rotura completa de uno de ellos, del puente Varina Enon construido en 1990 en Virginia (2001).



Figura 34 Ejemplos de cables rotos por corrosión en el puente de Mid-Bay (Florida) y en el puente de Verina-Enon (Virginia) a la izquierda y derecha respectivamente

La preocupación por estos accidentes fue tan elevada que en Inglaterra se llegó a prohibir temporalmente la construcción de nuevos puentes pretensados entre 1992 y 1996.

En Francia, Inglaterra y Estados Unidos se crearon comisiones de expertos por agencias de autopistas y laboratorios de puentes que realizaron exhaustivas campañas de inspección del estado de los sistemas de pretensado de puentes construidos desde los años 60.

Los resultados de dichas campañas permitieron constatar problemas sistemáticos, que podían llegar a afectar a aproximadamente el 15 % de los puentes inspeccionados, de la capacidad de protección de la inyección de lechada de mortero en las vainas, con grandes y numerosos volúmenes del interior de las mismas que estaban vacíos de lechada, debidos principalmente a:

- Procedimientos inadecuados de trabajo para asegurar la completa inyección de las vainas y ausencia de ensayos de control de la calidad del proceso;
- Detección sistemática de procesos de retracción, exudación y segregación en las lechadas de inyección;
- Incompatibilidad e incluso falta de idoneidad de posibles aditivos;
- Presencia de contaminación de cloruros en la lechada;
- Fisuración de las vainas de PEAD.

Como resultado de estos estudios la Federation International du Béton, el SETRA francés, el Comité Europeo de Normalización y las Agencias de Autopistas norteamericanas, entre otros, **publicaron a finales de los 90 una serie de guías y boletines con recomendaciones para que la realización de los procesos de inyección permitiera garantizar la durabilidad de los tendones de pretensado**, mediante:



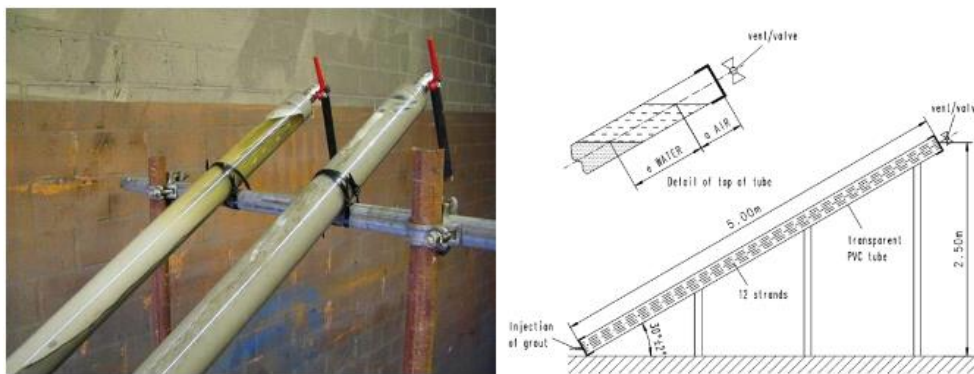


Figura 35 Ensayo desarrollado por el SETRA para el control y diseño de lechadas de inyección. Año 1995

- La definición de nuevas especificaciones para las lechadas, sin retracción, exudación ni segregación,
- La implementación de múltiples barreras de protección: impermeabilización de plataformas, triples barreras en vainas de PHD y monotorones autoprottegidos con cera o grasa, capots de protección, protección de capots, puntos de purga, etc.,
- La elaboración de una metodología para la realización de ensayos de estanqueidad de vainas previos a la inyección de la misma, así como para las posteriores frecuencias de inspección y control de las lechadas, posibles procesos de reinyección o inhibición en caso de patologías;
- El desarrollo de diseños de detalles estructurales para evitar la entrada de agua al tablero;
- La definición de niveles de protección función de la agresividad del ambiente;
- Etc.

Varias inspecciones realizadas dentro del marco de los contratos para la realización de Inspecciones Especiales y de actuaciones en estructuras existentes, por la Subdirección de Conservación de la Dirección General de Carreteras del MITMA, han permitido constatar la aparición de algunos casos en nuestro país de problemas de inyección de las vainas en puentes,, como se pudo constatar en el acceso norte del Viaducto de Ruitelán, a escasos kilómetros del viaducto del Castro, así como en diferentes estructuras de la M-40, en Madrid, construidos en los años 90, similares a los descritos y documentados anteriormente.

Como luego se describirá, y se detalla en los Informes de Freyssinet realizados en el marco de la emergencia de reparación del viaducto hasta el incidente ocurrido, la presencia sistemática de frecuentes y extensos vacíos en el interior de las vainas, similares a los descritos, junto a fallos importantes detectados en el sistema de impermeabilización de la plataforma, así como en la filtración del agua con sales fundentes a través de las losas de continuidad y dilatación sobre las juntas del tablero y del propio desagüe de las mismas, están en origen de los graves desordenes y daños por intensa corrosión del sistema de pretensado de los viaductos del Castro.

Se adjuntan seguidamente imágenes de los citados Informes, mostrando la gravedad del problema.

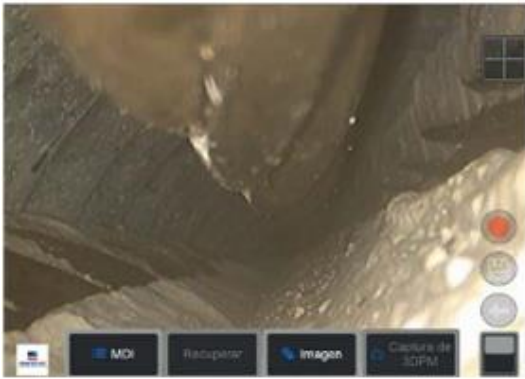


Figura 36 Tendón con deficiente inyección de vainas. Cordones desnudos y con corrosión. Fuente: Freyssinet



Figura 37 Tendón con deficiente inyección de vainas. Cordones desnudos y con corrosión. Fuente: Freyssinet



Figura 38 Extremo de tendón original tras retirada de bloque de cuñas. Lechada incompleta. Corrosión y rotura de cordones. Fuente: Freyssinet



Figura 39 Extremo de tendón original tras retirada de bloque de cuñas y tromplaca. Ausencia de lechada. Corrosión y rotura de cordones. Fuente: Freyssinet



Figura 40 Bloque despegado tras corte de tendón. Lechada incompleta, de mala consistencia. Corrosión y rotura de cables. Fuente: Freyssinet



Figura 41 Extremo de tendón en zona de tromplaca. Lechada incompleta, de mala consistencia. Corrosión y rotura de cables. Fuente: Freyssinet

## 4.4 SU APLICACIÓN AL PROYECTO DE LOS VIADUCTOS DEL CASTRO: DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO

Como ya se ha señalado anteriormente, dos de las mayores empresas constructoras españolas, FCC y FERROVIAL, apostaron desde sus inicios por esta nueva tipología que se adaptaba perfectamente a la elevada y avanzada experiencia española en el ámbito de la prefabricación, en la que nuestra tecnología nos situaba a la cabeza internacional, con las enormes expectativas de desarrollo que, de forma singular, se confirmaban en nuestro país dados los ingentes programas de inversión, acompañando la entrada de los fondos europeos, que se estaban aprobando para la modernización general de nuestra red viaria y, más adelante, de la alta velocidad ferroviaria y que, dada la compleja orografía de nuestro país, iba a demandar en un futuro inmediato la construcción de numerosos y muy largos viaductos con luces tipo entre los 40 m y los 70-80 m.

Ambas empresas impulsaron el rápido desarrollo de esta tecnología de dovelas prefabricadas conjugadas, con juntas a hueso sin armaduras pasantes, cosidas con postesado exterior, y realizaron a partir de los años 90 numerosos viaductos, algunos incluso con variantes singulares, arcos de tablero inferior, por ejemplo, cuando era preciso salvar vanos con luces superiores a las luces tipo de las soluciones standard. Posteriormente, tras la crisis de 2010, exportaron esta tecnología al ámbito internacional donde los desarrollos españoles de esta técnica se han mostrado, y lo siguen haciendo, muy competitivos en Latinoamérica, Norteamérica, Oriente Medio y Asia.



Figura 42 Ejemplos de soluciones constructivas mediante vigas lanzadoras de dovelas en fase constructiva

En este sentido, se puede afirmar que los viaductos del Castro responden perfectamente en su diseño a los máximos estándares de su época tanto en el ámbito nacional como internacional.

El desarrollo y definición de sus planos es muy completo, constatándose tras su análisis la autoría e implicación de unos Servicios Técnicos de la máxima experiencia y cualificación en el ámbito que nos ocupa, lo que, por su novedad y naturaleza, requería un profundo conocimiento no sólo de los criterios de proyecto sino también, imprescindiblemente, de su relación con los procesos y controles de ejecución.

La adaptación de la tecnología de dovelas conjugadas a la construcción de tableros con condiciones de trazado muy complejas y continuamente variables (pendientes longitudinales, peraltes transversales, curvas y contra curvas en planta), a las que debían adaptarse las dovelas prefabricadas para asegurar el perfecto contacto a hueso entre sus caras, de espesores muy estrictos y prácticamente nulas tolerancias de desajustes geométricos entre todas las caras de una sección transversal de enorme perímetro, exigía disponer de unos modelos muy sofisticados y precisos de análisis y control geométrico para garantizar su prefabricación sin ningún desvío respecto a las definiciones de proyecto.

A su vez resultaba imprescindible prever en la fabricación las deformaciones (las térmicas y las debidas a los efectos de su puesta en carga sobre ellas mismas y, lo que resultaba fundamental para el correcto ajuste geométrico, de la propia flexibilidad de las cimbras metálicas que sustentaban las dovelas) que inevitablemente se producían durante su proceso de montaje y alineación sobre cimbra antes del posterior enfilado de cables y cosido con el pretensado exterior afectando a todas las dovelas de un tramo.

La inspección de las condiciones de la rasante de la plataforma varios años después de su ejecución han dado muestra de la calidad del ajuste geométrico conseguido en este viaducto, sin apenas constatarse desvíos ni discontinuidades sensibles en las alineaciones de los perfiles longitudinales y transversales, ni fallos en el contacto de las tablas de las dovelas conjugadas a lo largo del perímetro completo de la sección, de lo que de alguna forma se podría deducir la

realización por las partes de un control y seguimiento adecuado, dada la alta sensibilidad del sistema, en este sentido, a fallos de seguimiento y control.

Los problemas de falta de estanqueidad de la plataforma que se señalarán más adelante, y que dieron lugar a filtraciones de agua con sales fundentes hacia el interior de los tableros, no son por tanto achacables a desajustes en la geometría de contacto entre dovelas sino a:

- La completa ausencia que se ha detectado de cualquier sistema de impermeabilización efectivo de la plataforma del tablero.
- La ausencia completa de sellado de los tubos de paso en la losa superior para las barras de cuelgue de las dovelas en la cimbra autoportante durante la construcción de los tableros;
- El envejecimiento y fallo del sistema de sellado de las juntas entre dovelas, resuelto inicialmente con un mástic bituminoso.
- El mal funcionamiento sistemático del detalle de proyecto de las losas de continuidad sobre las juntas entre tramos isostáticos, lo que daba lugar a fisuras muy visibles en el pavimento por las que se filtraba el agua, acompañada de sales fundentes en invierno, justo encima de las zonas de anclaje de los cables de pretensado en los mamparos de apoyo en pilas.

Más adelante volveremos con detalle sobre el análisis de la posible relación que han tenido estos problemas de protección sobre la durabilidad y corrosión generalizada del sistema de pretensado del tablero, lo que obligó a plantear, con máxima urgencia, por el riesgo que entrañaban sobre la seguridad de la estructura, el refuerzo y la posterior sustitución de todos los cables del tablero (actuación cuasi finalizada en la calzada Coruña y pendiente de abordar en la calzada Madrid), así como su eventual relación con los incidentes posteriormente acaecidos con el colapso de los vanos 1 y 3 de la calzada dirección Coruña.

El análisis que hemos realizado del Anejo de Cálculo del Proyecto nos ha permitido confirmar el alto rigor y nivel técnico de los análisis efectuados para el dimensionamiento del tablero, bastante completos y detallados en dicho anejo y con estricto seguimiento de los métodos que se estaban preconizando internacionalmente en la época para el proyecto de esta novedosa tipología que, como hemos señalado, introducía importantes novedades sobre los métodos y tipos de análisis hasta entonces muy asentados para las tipologías convencionales.

Dentro de nuestras tareas de Apoyo Técnico de esta emergencia, tanto en su fase inicial para la reparación y refuerzo del sistema de pretensado como, especialmente, para esta segunda fase de análisis e investigación de las posibles causas de los incidentes acaecidos, hemos desarrollado cálculos paralelos y comparaciones de contraste de los resultados del dimensionamiento de proyecto, utilizando las técnicas más actuales de análisis computacional incluyendo elementos finitos tridimensionales, varias de ellas no disponibles lógicamente en la época del proyecto original y, básicamente, no hemos encontrado diferencias suficientemente relevantes en los resultados numéricos obtenidos ni, en consecuencia, en los resultados de los dimensionamientos del Proyecto.

Resulta en cambio necesario señalar ciertos aspectos del diseño de los tableros que, aunque no resultan consecuencia directa de problemas numéricos ni de su dimensionamiento normativo, sí entendemos que, unidos a los problemas de filtraciones y fallos de drenaje y de desagüe de la plataforma del agua de escorrentía, con sales fundentes durante las campañas de vialidad

invernal, ya señalados, están en relación directa con las graves patologías de corrosión del sistema de pretensado así como, entendemos, de los colapsos sin preaviso de los vanos 1 y 3, acaecidos durante el desarrollo de las operaciones finales de reparación que se estaban terminando.

Aunque volveremos en detalle sobre el análisis estos temas a lo largo de este Informe, podemos señalar:

- Se planteó un diseño con tramos isostáticos, perfectamente justificado desde el punto de vista resistente de acuerdo con los estándares de la época, e incluso con los actuales, porque entendemos que en su momento no se consideró necesario “complicar” el diseño dotándole de un hiperestatismo que no era requerido desde el punto de vista resistente, dado el importante canto disponible y las moderadas luces de los vanos lo que conducía a una esbeltez de 1/15 sensiblemente inferior a los 1/18 convencionales para vanos isostáticos.

Las soluciones isostáticas eran sistemáticamente consideradas por su sencillez en todo el ámbito internacional, especialmente norteamericano, donde constituían la solución convencional para los “Precast Segmental Bridges”.

En aquella época no se le dedicaba especial atención a lo que en nuestros días es una preocupación dominante en la concepción y diseño de puentes:

- La tendencia a soluciones con mecanismos de redundancia frente a posibles fenómenos de colapso no esperados, lo que conduce al hiperestatismo frente a las soluciones isostáticas, más económicas y sencillas de construir para el ámbito de luces cortas / medias;
- La tendencia a diseños orientados a la durabilidad, reduciendo y eliminando en lo posible el número de juntas, así como los detalles de losas de continuidad sobre juntas sin armaduras pasantes, como en el proyecto que nos ocupa, o susceptibles de fisuración con anchos de fisura elevados que generen vías de filtración, sobre todo en casos con uso de sales fundentes;
- Ligado al punto anterior, en la actualidad, a nivel mundial, se ha tomado conciencia e implementado en las reglamentaciones la necesidad de conservar las infraestructuras ya construidas, criterio que, por evidente que parezca, no estaba en las mentalidades de Administraciones, Proyectistas ni Ingenierías de la época. Hay que destacar al respecto que hasta el año 2008 no se incluye en la normativa española la obligatoriedad de incluir un Plan o Manual de mantenimiento en los Proyectos de estructuras y, no es hasta el año 2015 cuando la ATC y ACHE redactan la monografía M27 “Guía para la redacción del plan de mantenimiento de puentes” en donde se desarrollan las directrices básicas para la redacción de dichos manuales.



Figura 43 Portada de la monografía “Guía para la Redacción del Plan de Mantenimiento en Puentes” redactada por la ATC-PIARC y ACHE en el año 2015.

- Igualmente, es en los últimos años, los resultados de las inspecciones principales y especiales desarrolladas para diferentes Administraciones, tanto de carretera como de ferrocarril como de administraciones grandes como pequeñas, han puesto de manifiesto importantes daños de carácter estructural con origen durable, habiéndose llegado incluso a la necesidad de sustituir tableros completos.
- Consecuencia de la experiencia del punto anterior, se ha empezado a prestar atención de forma sistemática y metodológica a los sistemas de impermeabilización y evacuación de agua, especialmente, en las zonas con uso intensivo de sales fundentes durante las campañas de vialidad invernal.
- Se ha detectado la existencia de unos recubrimientos de las armaduras de los elementos prefabricados de 25 mm, tal y como se explicita en los Cuadros de Materiales de los Planos del Proyecto, muy inferiores a los 50 mm actualmente exigibles para este tipo de ambientes agresivos en las actuales reglamentaciones. Ello es consecuencia de los profundos cambios normativos, especialmente en los aspectos relacionados con la durabilidad, sobre los que se ha puesto un énfasis especial en todas las reglamentaciones y recomendaciones internacionales en los 30 años que han pasado desde la época del proyecto. Dicha diferencia resulta sustancialmente llamativa, tal y como se ha puesto de manifiesto en los párrafos anteriores, en los ambientes más agresivos, sobre todo los afectados por ciclos de hielo-deshielo como por el uso de sales fundentes.
- Se ha detectado asimismo un dimensionamiento general de los mamparos con dimensiones y detalles de geometría demasiado estricta, que, si bien resultan admisibles desde el punto de vista de la verificación de las comprobaciones numéricas reglamentarias, han podido conducir, como luego detallaremos, a una transmisión muy forzada de los esfuerzos localizados, principalmente de las enormes fuerzas de anclaje (6110 KN para unidades de 31 torones de 0,6”) de los cables de pretensado en los mamparos. Se trata de una zona demasiado estricta y con discontinuidades geométricas que impiden una fácil y cómoda transferencia y difusión de los esfuerzos

localizados, resultando como veremos muy sensible a las condiciones realmente resistentes, afecciones por contaminación del hormigón o corrosión de las armaduras, despieces reales y colocación en obra de cuantías muy fuertes de armaduras de gran diámetro en zonas muy concentradas de los nudos de las zonas de anclaje, posibles coqueras o zonas de difícil puesta en obra del hormigón, etc.

Estas condiciones de geometría y dimensiones demasiado estrictas que se reflejan en el conjunto del diseño del puente, pero especialmente en las zonas de anclaje de los mamparos se corresponden perfectamente con el contexto de la época, donde esta nueva tecnología, llamada a competir con las soluciones prefabricadas e in situ a partir de los 40-45 metros, obligaba a desarrollar por las empresas constructoras sistemas auxiliares muy novedosos (vigas de lanzamiento, cimbras autoportantes, carros de voladizo, etc.) con altas exigencias no sólo resistentes sino de facilidad de montaje en obra así como de los sistemas industriales eléctricos de los elementos motrices de avance, frenado y lanzamiento.

Ello condujo en aquella época a dar prioridad por las empresas desarrolladoras de estos sistemas a la máxima reducción de peso de los diseños geométricos de las dovelas aprovechando de las posibilidades que ofrecía el pretensado exterior, así como las derivadas de la prefabricación:

- Reducidos recubrimientos que exigían las normativas;
- Posibilidad de garantizar elevadas resistencias y calidades de los hormigones puestos en obra en condiciones industriales;
- Procedimiento también industrial y sistemático de elaboración, despiece y puesta en obra de la ferralla en zonas de dimensiones estrictas y fuertes concentraciones de armadura.

Lo que en la fase del proyecto de este puente estaba en juego era el poder alcanzar los 45-50 m con las primeras cimbras y vigas de lanzamiento autoportantes ha experimentado un impresionante y rápido impulso y desarrollo hasta alcanzar recientemente los 80-90 m en los últimos viaductos de alta velocidad construidos en nuestro país con soluciones "in situ", más pesadas, y cimbras autoportantes.

Trataremos posteriormente en este informe las eventuales repercusiones de esta concepción demasiado estricta en el diseño de detalles y dimensiones de las dovelas del tablero, y principalmente de la zona de los anclajes en los mamparos.



Figura 44 Vista general del sistema constructivo de dovelas conjugadas prefabricadas con postesado exterior.

## 5 Descripción de las principales patologías identificadas en las inspecciones del Viaducto del Castro

Las primeras inspecciones previas ya citadas, realizadas por IDEAM y Esteyco en la primavera de 2021, detectaron serios indicios de graves daños y patologías que podrían suponer un riesgo importante sobre la seguridad del tráfico en una arteria fundamental de las comunicaciones de Galicia con el resto del Estado, lo que dio lugar a la declaración urgente de una emergencia que, bajo la dirección de IDEAM, se llevó a cabo con el apoyo de la UTE Esteyco-Bagh como Asistencia Técnica y del Grupo Puentes para la realización de las tareas y trabajos que fueran necesarios dentro de la citada emergencia.

Resumimos seguidamente los aspectos más relevantes de las intensas y detalladas campañas de inspección que se iniciaron inmediatamente y se llevaron a cabo en el marco de la emergencia, con objeto de extraer e identificar los datos necesarios para poder dar consistencia técnica a la evaluación de los niveles reales de seguridad disponibles, con o sin circulación de niveles limitados de tráfico sobre la plataforma, de su sensibilidad a posibles datos o parámetros que no resultaba posible conocer con la necesaria fiabilidad y, en consecuencia, permitir la toma de decisiones y actuaciones de refuerzo o reparación que se estimaran necesarias para poder restituir con las necesarias garantías de seguridad las condiciones normales de uso de la estructura.

En otros apartados que acompañan a este Informe se documentan detalladamente los resultados completos de estas campañas de inspección.

### 5.1 SISTEMAS DE DRENAJE E IMPERMEABILIZACIÓN

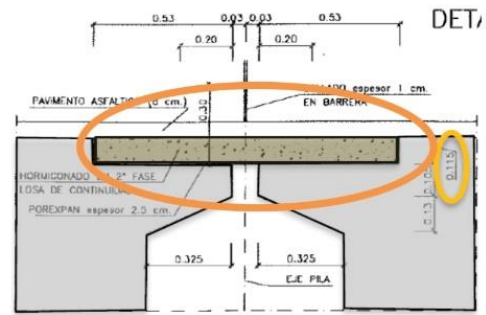
Gran parte de los deterioros más importantes que se han detectado en la estructura, y que suponían un grave riesgo para la seguridad de la misma, están relacionados con la durabilidad y corrosión tanto del hormigón como del propio sistema de pretensado como consecuencia de la frecuente circulación de agua a través de:

- discontinuidades y fallos de estanqueidad del drenaje y desagüe a través de las juntas de dilatación,
- de las fisuras y degradación de losas de continuidad sobre juntas, cuyo incorrecto funcionamiento abría sistemáticamente vías para la entrada de agua a las juntas entre tramos donde se alojaban los anclajes de pretensado,
- de las juntas a hueso entre dovelas cuyas irregularidades impedían el correcto sellado a pesar de los esfuerzos de compresión que las solicitaban,
- los agujeros de cuelgue de las dovelas, en los que no se ha detectado ningún tipo de sellado que impidiera la entrada de agua al interior del cajón a través de los mismos.





**Figura 45** Vista general del cajón en donde se observa claramente la presencia de agua en su interior, así como las manchas y humedades en almas, fruto de la entreda de agua a través de los agujeros/pasatubos de cuelgue de las dovelas durante la construcción



**Figura 46** Detalle de losa de continuidad del Proyecto Original. Hormigonado de losa en segunda fase. Espesor teórico de 11,5 cm, valor estricto.



**Figura 47** Humedades, manchas de óxido y desconchones en el alma en zonas bajo pasatubos



**Figura 48** Filtración de agua, eflorescencias, lajaciones, manchas de óxido en las juntas entre dovelas y almas del cajón



La frecuente presencia de sales fundentes de deshielo por razones de viabilidad invernal acentuaba muy seriamente el carácter agresivo sobre el hormigón y los torones de pretensado de los citados fallos del sistema de la impermeabilización y el drenaje.

Todo lo anterior se hallaba además seriamente agravado por la práctica ausencia o fuerte degradación del sistema de impermeabilización del tablero.

No habiéndose encontrado documentación al respecto en las Actas de Seguimiento de la Obra, ni en el Proyecto de Liquidación de la misma, ignoramos si esta ausencia de impermeabilización, esencial para la durabilidad de la estructura tanto más en las agresivas condiciones ambientales

en las que se ubica, es debida a su no aplicación durante las obras.

Sin duda, todo ello habría acentuado la degradación natural de los materiales, permitiendo la entrada de agua, especialmente con sales fundentes, al interior del cajón, a los cajetines del pretensado en las zonas de juntas y, sobre todo, a su posterior circulación por el interior de las vainas de los tendones del pretensado que, como se comentará más adelante, presentaban serias deficiencias debidas al fallo del proceso de inyección de los cables tras el tesado que prácticamente anulaban el pretendido efecto protector del mortero.

Como consecuencia se había producido a lo largo de los años una corrosión generalizada y acelerada del sistema del pretensado, así como la degradación puntual del hormigón del tablero en varias zonas.

Todo lo cual será tratado con detalle en los siguientes apartados.

## 5.2 LOSAS DE CONTINUIDAD SOBRE JUNTAS ENTRE VANOS

Los daños en la calzada con marcadas fisuraciones coincidiendo con las losas de continuidad fueron el origen de la primera visita, a demanda de los Servicios de Conservación de la Demarcación, realizada por técnicos de IDEAM, lo que activó los sistemas de alarma que condujeron a la inmediata declaración de emergencia. Las patologías detectadas se situaron, junto a otros problemas que trataremos, en el origen de los daños relevantes por corrosión detectados en la estructura que obligaron a actuar para corregir los serios riesgos que se derivaban sobre la seguridad estructural del viaducto.

Según se nos ha trasladado por los técnicos de los Servicios de Conservación de la Unidad de Carreteras de Lugo encargados del mantenimiento de la estructura, dichas patologías habían sido frecuentes fuentes de problemas, cuyo mal estado de conservación condujo en 2013 a la necesidad de intervenir y abordar actuaciones de reparación y mejora que, como se pudo constatar, no se habían mostrado eficaces para atajar y resolver eficazmente el problema.

En dicha actuación de 2013 se procedió a la reparación integral de parte de las losas de continuidad de los tableros, actuación definida por la Ingeniería TEMHA y ejecutada por el propio Servicio de Conservación. No se tiene constancia de las juntas de continuidad tratadas en dicha actuación, si bien por las imágenes disponibles se puede deducir que las actuaciones se llevaron a cabo en la primera mitad del viaducto calzada Coruña (viaducto largo).

Los principales daños que se pueden observar a través de las imágenes disponibles son:

- Agrietamiento del firme en las inmediaciones de las losas de continuidad.
- Degradación del hormigón en las inmediaciones de las juntas de las losas continuidad con los frentes de los mamparos.
- Corrosión, incluso llegando a producir el seccionamiento de las armaduras en el entorno de la junta anteriormente citada.
- Degradación puntual con corrosión de armaduras sobre las cabezas de los mamparos en las inmediaciones de los anclajes superiores centrales del pretensado.



Figura 49 Detalle de losa de continuidad con daños sobre mamparos y cara superior de losa en 2013. Fuente: COPASA



Figura 50 Detalle de hormigón degradado sobre cabeza de mamparos y frente de losa en 2013. Fuente: COPASA



Figura 51 Hormigón degradado sobre la cabeza de mamparos en 2013. Fuente: COPASA



Figura 52 Detalle de armaduras rotas por corrosión detectada durante los trabajos de reparación del año 2013. Fuente: COPASA

En cuanto a la actuación llevada a cabo, básicamente consistió en el fresado del firme, la hidrodemolición de las losas de continuidad originales más las zonas dañadas/deterioradas de los mamparos, el saneado con morteros de reparación y la reconstrucción de las losas de continuidad con armadura de tipo inoxidable, hormigonado e impermeabilización local.

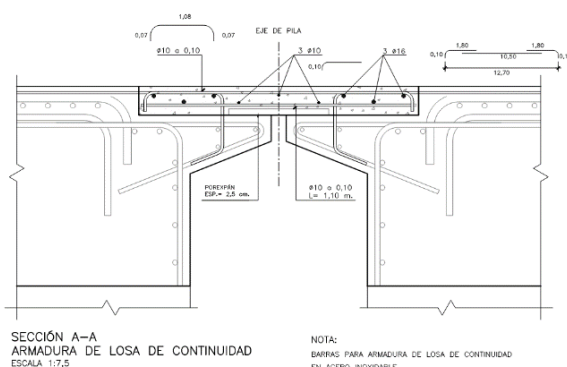


Figura 53 Detalle de reconstrucción de losa en 2013. Fuente: COPASA

PROCESO CONSTRUCTIVO

- 1.- SE FRESARÁ EL FIRME EN UN ÁMBITO DE 1,00 m. A CADA LADO DE LA JUNTA A REPARAR.
- 2.- EMPLEANDO HIDRODEMOLICIÓN SE REALIZARÁ UNA ROZA DE 120 cm. DE ANCHURA, 60 cm. A CADA LADO DE LA JUNTA, Y 12 cm. DE PROFUNDIDAD, CON UNA LONGITUD TOTAL EQUIVALENTE AL ANCHO DE TABLERO EXISTENTE ENTRE BARRERAS.
- 3.- SE RETIRARÁ LA FERRALLA NO ANCLADA A LA ZONA SIN DEMOLER.
- 4.- SE COMPROBARÁ SI EN LA ARMADURA RESTANTE SE HAN PRODUCIDO PÉRDIDAS DE SECCIÓN. EN CASO DE QUE ESTAS PÉRDIDAS SUPEREN EL 15% DEL ÁREA DE LA BARRA, SE COLOCARÁ EL REFORZO CORRESPONDIENTE.
- 5.- A LA ARMADURA EXISTENTE SE LE APLICARÁ REVESTIMIENTO ANTICORROSIVO PARA LA PROTECCIÓN DE LAS ARMADURAS PASIVAS, ADIVADO CON INHIBIDORES DE LA CORROSIÓN, TIPO PREPREP S 1000-0 DE COPSA.
- 6.- SE COLOCARÁ UNA PLACA DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (PORESPAN) DE 48 cm. DE ANCHURA Y 2,5 cm. DE ESPESOR, CENTRADA EN LA JUNTA.
- 6.- SE COLOCARÁ LA NUEVA FERRALLA, EMPLEANDO ACERO INOXIDABLE CORRUGADO TIPO DUPLEX (A51 2005 O A51 2304).
- 7.- SE APLICARÁ UN PUENTE DE UNIÓN TIPO PREPREP ADHERENTE DE COPSA, ENTRE EL SOPORTE DE HORMIGÓN EXISTENTE Y EL MORTERO DE REPARACIÓN. SE PRESTARÁ ESPECIAL ATENCIÓN AL TIEMPO DE APERTURA DE LA RESINA EPOXI INCLUIDA EN EL PRODUCTO APLICADO.
- 8.- SE HORMIGONARÁ LA JUNTA, PONIENDO LA GEOMETRÍA EXISTENTE, PREVIA A LA DEMOLICIÓN. SE EMPLEARÁ UN MORTERO HERRALLADO DE ALTA RESISTENCIA, TIPO COPASAT 500 DE COPSA.
- 9.- SE APLICARÁ UNA IMPERMEABILIZACIÓN DEL TABLERO, APLICANDO UNA SOLUCIÓN BICAPA CONSTITUIDA POR LÍQUIDO DE CAUCHO SINTÉTICO Y BETÓN POLIMERIZADO. PLACAS DE PROTECCIÓN PREFORMADAS DE 2 MM DE ESPESOR Y CINTA AUTOCHEJISA PARA JUNTAS.
- 10.- SE REpondrá LA CAPA DE RODAJERA DEL AFIRMADO. SE REpondrá LA PINTURA DE SERIALIZACIÓN.

Figura 54 Definición de la actuación de reparación planteada en 2013. Fuente: COPASA

A lo largo del mes de octubre del año 2020 como consecuencia, nuevamente, de la degradación

acelerada de las juntas de continuidad se debió acometer el saneo puntual de una losa de continuidad ya reparada. En esta ocasión, la operación tuvo que realizarse sin apenas capacidad de programación pues afectaba a un carril de circulación y, por urgencia, se realizó con personal propio del sector y sin medios especiales de trabajo como pudiera ser el saneo con la hidrodemolición ya realizado en el año 2013.



Figura 55 Vista general de zona reparada durante el saneo realizado en 2020. Fuente: COPASA



Figura 56 Vista de zona de losa dañada tras saneo del hormigón degradado. Avance del nivel de deterioro. Mayor corrosión de armaduras. Fuente: COPASA



Figura 57 Rotura de armaduras por corrosión en zona saneada. Fuente: COPASA 2020



Figura 58 Detalle de armaduras rotas, incluso desaparecida/retirada su continuidad por su alta degradación. Fuente: COPASA 2020

Las siguientes imágenes muestran el agrietamiento del firme en los extremos de las juntas, así como la degradación puntual del firme en las inmediaciones de las juntas de continuidad como consecuencia del mal funcionamiento de estas y una vista aérea del viaducto donde se reflejan claramente las marcas en el pavimento como consecuencia de la degradación de estos elementos.



Figura 59 Fisuración de losa de continuidad y degradación del firme

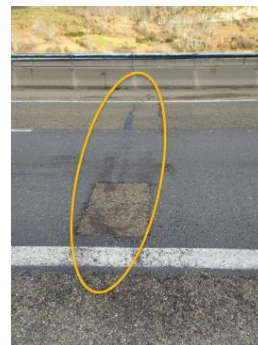


Figura 60 Fisuración de losa de continuidad y degradación del firme en estado más avanzado



**Figura 61** Vista aérea de viaductos en donde se pueden observar claramente por el reaglomerado las juntas que habían sido objeto de patología más acusada en el pasado. El resto presentaban igualmente deficiencias, si bien no tan acusadas.

La importancia y gravedad de estas patologías no eran tanto el deficiente funcionamiento de las losas de continuidad en sí mismas, y su posible afección a las condiciones de comodidad de la circulación del tráfico sobre el viaducto, si no la repercusión, como veremos, de dichos fallos sobre la falta de estanqueidad de la plataforma y el consiguiente riesgo de degradación local del hormigón, coincidiendo con las zonas de anclaje en las zonas superiores de los mamparos, y sobre todo, la afección a los cajetines del pretensado como consecuencia de la entrada de agua por los capots y trompetas de anclaje y su posterior circulación por el interior de las vainas defectuosamente inyectadas hacia las cotas bajas de los centros de vano del tablero.



**Figura 62** Circulación de agua con deposiciones blanquecinas en cajetines superiores de pretensado.



**Figura 63** Circulación de agua con deposiciones blanquecinas en cajetines superiores de pretensado.



**Figura 64** Circulación de agua con deposiciones blanquecinas.



**Figura 65** Fisuración de cajetín de sellado del pretensado con circulación de agua y presencia de deposiciones de carbonatos en forma de estalactitas.

En las juntas de dilatación ubicadas en estribos y en los puntos intermedios en los que no se disponían losas de continuidad, la ausencia de impermeabilización y los fallos de diseño del sistema de desagüe de las juntas, como consecuencia de la ausencia de un faldón o sistema equivalente de recogida de agua, también se detectaron e identificaron los mismos daños sistemáticos de entrada de agua y degradación en los paramentos exteriores de los mamparos de hormigón y en los cajetines del pretensado.

### **5.3 DAÑOS EN PARAMENTOS EXTERIORES VISTOS DE HORMIGÓN**

En general, los paramentos de hormigón tanto de estribos, pilas y tablero manifiestan, de forma bastante generalizada, daños durables originados por la filtración de agua desde la plataforma y su circulación por los diferentes paramentos, daños acentuados por el frecuente uso de sales fundentes en calzada durante las campañas de vialidad invernal.

Las principales zonas donde se localizan estos daños son:

- Estribos
- Cabezas de pilas
- Dovelas extremas de tableros
- Hormigón degradado y fisuras en almas en inmediaciones de apoyos
- Caras inferiores de voladizos, especialmente en las zonas de peraltes bajos.

Además, de forma local se han detectado otra serie de daños como:

- Fisuras
- Desconchones
- Otra serie de daños menores.

Se trata en este caso de daños convencionales debidos a fallos en los sistemas de drenaje e impermeabilización, que se detectan frecuentemente en los contratos de Inspecciones y cuya reparación, imprescindible para garantizar la durabilidad de la vida útil de las estructuras, se aborda por técnicas bien conocidas y de contrastada eficacia.

La documentación completa y detallada de estos daños se incluye en otros apartados que acompañan a este Informe.

### **5.4 DAÑOS EN PARAMENTOS INTERIORES DE LA SECCIÓN CAJÓN**

Los fallos y patologías de los sistemas de drenaje e impermeabilización, junto con sus manifestaciones en la plataforma y paramentos exteriores del tablero descritos e identificados en apartados anteriores, tenían forzosamente que repercutir asimismo en el estado de conservación y posibles patologías de hormigón y armaduras en el interior de los cajones, lo que podía de esta forma suministrar indicios de la posible contaminación por cloruros del interior de la sección de hormigón, así como de otros posibles fenómenos de degradación del mismo por efectos de la permeabilidad, ciclos de hielo-deshielo, lajaciones y desconchados, fenómenos expansivos asociados a la corrosión de armaduras, así como los riesgos asociados a la posible rotura o pérdida de características resistentes de las mismas, etc.

Las inspecciones realizadas del interior del tablero permitieron identificar y asociar igualmente

una serie de daños, bastante generales y extendidos, relacionados con la filtración de agua con fundentes y la ausencia de un sistema de impermeabilización, localizándose diferentes zonas con afecciones estructurales, especialmente en la losa superior del tablero.

En estas zonas se aprecian numerosos desconchones que dejan la armadura al descubierto en avanzado estado de corrosión. La extensión de estos desconchones en muchos casos es significativa, de 1,5-2,0 m de longitud, y afecta a un gran porcentaje de la armadura de tracción de dicha losa detectándose pérdidas de sección relevantes en las barras de acero corrugado, con la consiguiente reducción de su capacidad resistente y de anclaje.

El estricto recubrimiento de los elementos prefabricados, claramente escaso a la luz de las exigencias actuales para este tipo de ambientes, unido al extenso uso de sales fundentes y ciclos de hielo-deshielo a que se ve sometida la estructura durante las épocas de invierno a lo largo de los años, habría podido producir la despasivación del acero corrugado y con ello la degradación por "spalling" o lajación del hormigón fruto del aumento de volumen de las armaduras como consecuencia de la corrosión sufrida.

Se procedió por la empresa especializada Galaicontrol a la apertura de una serie de calas en la cara inferior de la losa y a la extracción de testigos en la misma para conocer con mayor detalle su estado. Por un lado, las calas permitieron confirmar el elevado grado de corrosión que presenta la armadura transversal inferior en las zonas dañadas. En cuanto a los testigos, han confirmado la presencia de cloruros en ambas caras de la losa superior, llegando incluso a valores puntuales de un 1% de cloruros respecto al peso del cemento (muy superiores al límite normativo del 0,4%).



Figura 66 Desconchones con armadura en avanzado estado de corrosión en la losa superior

Por otra parte, se constató, como ya se había avanzado anteriormente, tanto las juntas a hueso entre dovelas como los pasatubos existentes en la losa superior para el paso de los elementos de cuelgue durante la construcción del viaducto no habían sido sellados y, en ausencia de cualquier tipo de impermeabilización, constituían una vía fácil para las filtraciones de agua al interior del cajón. En consecuencia, tanto en estas zonas como en las zonas de las almas situadas bajo estos puntos se detectaron daños similares a los comentados anteriormente.

En cuanto a los mamparos, donde se alojaban los anclajes de los cables de pretensado, y como consecuencia de las filtraciones ya comentadas anteriormente por el mal funcionamiento de los detalles de las juntas y losas de continuidad, se detectaron nuevamente desconchones de tamaño considerable que dejaban en muchos casos la armadura al descubierto en avanzado estado de corrosión.



Figura 67 Desconchones con armadura en avanzado estado de corrosión en mamparos

Un tema importante, al que se está prestando una especial atención en las nuevas campañas de inspección que se están desarrollando actualmente por Intemac y Galaicontrol durante la segunda fase de la emergencia, tras la caída de los dos vanos de la calzada Coruña el pasado junio, es analizar y documentar exhaustivamente los efectos, tanto químicos como de los parámetros resistentes (resistencia, módulo de elasticidad, etc.) del hormigón a través de testigos así como de las armaduras en función del grado de corrosión.

La magnitud y el alcance dichas campañas se extiende de forma sistemática, tanto a los vanos no colapsados como a los restos de los vanos caídos (V1 y V3) o del V2, que se demolió controladamente.

Dichas campañas están poniendo especial atención a las zonas más afectadas por las patologías descritas, tanto de la losa superior como, especialmente, de las zonas de anclaje de los cables de pretensado en los bloques de mamparo.

Se está procediendo asimismo al contraste de resultados, así como de los mapas de daño, que se están obteniendo y documentando en las campañas actuales de Intemac y Galaicontrol, mucho más extensas y detalladas por las necesidades de estudios e investigaciones que se derivan de los incidentes acaecido, con las iniciales realizadas por Galaicontrol en la primera fase de la existencia donde, como ahora describiremos, se estaba poniendo un mayor énfasis en la evaluación de los daños de corrosión del sistema de pretensado, que es el que estaba poniendo en grave riesgo de seguridad la estabilidad de la estructura de ambos viaductos.

Los mapas de daños elaborados durante la inspección inicial realizada por Esteyco – Galaicontrol del interior del cajón y, en segunda fase, por IDEAM del exterior, quedaron documentados con bastante detalle.

La extracción de testigos para sus análisis mecánicos y químicos fue lógicamente más somera básicamente limitada a análisis de cloruros y resistencias a corrosión del hormigón y a determinación de niveles de corrosión en zonas de armaduras vistas muy dañadas.

No se hicieron en cambio ensayos de módulos de deformación. El alcance de la campaña fue de carácter general, no orientado a zonas concretas pues conviene recordar que en aquella fase inicial todos los esfuerzos iban orientados a la necesaria evaluación del alcance y magnitud de los daños por corrosión de los cables de pretensado, que estaban poniendo en un riesgo incierto, pero elevado, la seguridad de la estructura.

En todo caso, conviene señalar, a expensas de confirmación tras la terminación de las actuales



campañas, que los resultados de contraste entre los datos de ensayos y de los mapas de daños de ambas campañas no han señalado ningún tipo de deterioro progresivo significativo de hormigones y armaduras en el tiempo transcurrido entre ambas.

## 5.5 APARATOS DE APOYO

Los aparatos de apoyo de las estructuras, de neopreno zunchado, presentaban en general un buen estado de conservación. No obstante, se detectaron algunos apoyos reptados, que presentaban una deformación superior a la admisible y otros apoyos con síntomas de corrosión en las chapas de acero interiores.



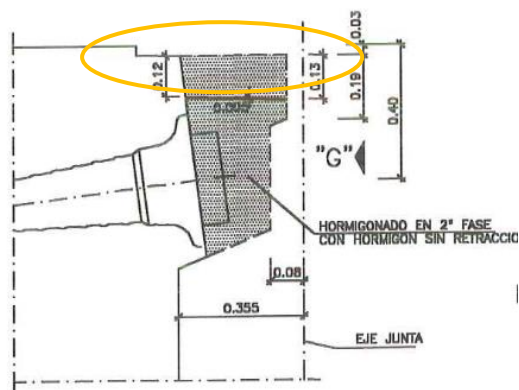
Figura 68 Aparato de apoyo reptado (Viaducto pequeño, Estribo E-2, Lateral derecho)



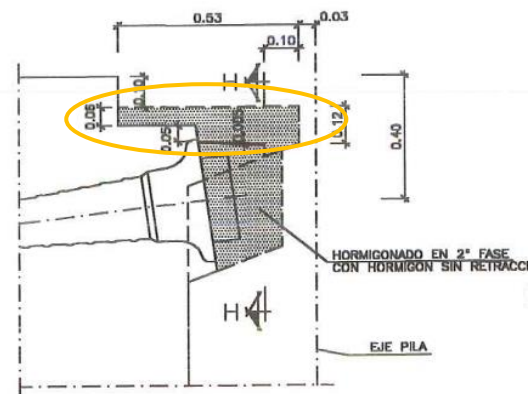
Figura 69 Deformación y despegue. Rotura de meseta (Viaducto grande, Pila 2, Apoyo Coruña-Izquierdo)

## 5.6 SISTEMA DE PRETENSADO EXTERIOR: ZONAS DE ANCLAJE Y PROBLEMAS EN LA INYECCIÓN DE VAINAS

El principal daño que ponía en serio riesgo la seguridad de la estructura se focalizaba en la fuerte corrosión del sistema de pretensado que, tal y como se fue acreditando a lo largo de las diferentes inspecciones desarrolladas por Esteyco y Grupo Puentes, y realizadas para ellos por técnicos especialistas de Freyssinet, el sistema de pretensado manifestaba explícitamente, lo que se podía constatar por una simple inspección visual externa al interior de las vainas y elementos de anclaje, una serie de daños significativos y de presumible gravedad, todos ellos fruto de la corrosión de los cables, acentuados por la ausencia o deficiente impermeabilización de la plataforma de la estructura, y más concretamente por la filtración directa de agua a través de las grietas de las losas de continuidad y juntas de dilatación al quedar todas ellas ubicadas directamente justo sobre de los capots y los bloques de anclaje de los cables en la zona superior de los mamparos, lo que se agravaba con el frecuente uso de sales fundentes durante las campañas de vialidad invernal. Hay que destacar igualmente la diferencia geométrica de ambos detalles como consecuencia de alojar junta de dilatación o losa de continuidad, lo que supone que los bloques del pretensado dispongan 10-11 cm menos de hormigón monolítico de protección, lo que de alguna forma pudiera ser un efecto diferencial y condicionante.



**Figura 70** Detalle de cabeza de pretensado en mamparo de estribos y pilas con junta de dilatación. Obsérvese cómo el bloque de hormigón de 2ª fase llega hasta prácticamente la cara superior de losa. Fuente: P. Liquidación



**Figura 71** Detalle de cabeza de pretensado en mamparo en pilas con losa continuidad. Obsérvese cómo el bloque de hormigón de protección del bloque se queda 11 cm por debajo de la cara superior de losa y, por tanto, más expuesto al medio. Fuente: P. Liquidación

La repercusión de estas patologías, que permitían la entrada de agua con sales por las cabezas de anclaje, se agravaba todavía más seriamente en relación a los riesgos sobre la seguridad de las estructuras, dado que las propias campañas de inspección específicas programadas al respecto permitieron constatar e identificar, de forma suficientemente generalizada, la existencia sistemática de zonas, algunas de considerable longitud, localizadas en la parte superior de los cables a la salida de los mamparos de anclaje, con fallos graves con defectos de inyección que dejaban amplios huecos en el interior de las vainas en los que los torones se hallaban sin apenas protección de mortero pasivante frente a la relativamente fácil posible circulación de agua con sales por el interior de la vaina desde los puntos de filtración por las zonas de capots y bloques de anclaje, lo que dio lugar a una corrosión bastante generalizada de los torones en varios puntos cuyo alcance y magnitud resultaba necesario cuantificar para evaluar el nivel de precariedad en la seguridad de los diferentes vanos de ambos viaductos.

Las primeras inspecciones dirigidas por Esteyco, apoyándose en las empresas especialistas Dywidag y Freyssinet, permitieron confirmar y constatar los indicios ya detectados en la inspección preliminar realizada por IDEAM, e identificaron detalladamente múltiples y generalizados indicios de circulación parcial de agua por el interior de las vainas, especialmente en la zona de salida de los cables del mamparo, así como por la propia presencia de humedades y deposiciones de carbonatos y sales en los cajetines del pretensado. En concreto:

- Circulación de agua y eflorescencias en los cajetines de sellado. Durante la simple inspección visual del interior del cajón llamaba mucho la atención el estado que presentaban los cajetines de sellado del pretensado, mostrando un cierto nivel de fisuración y, sobre todo, claros indicios de circulación de agua y deposiciones blanquecinas (carbonatos) en sus paramentos.

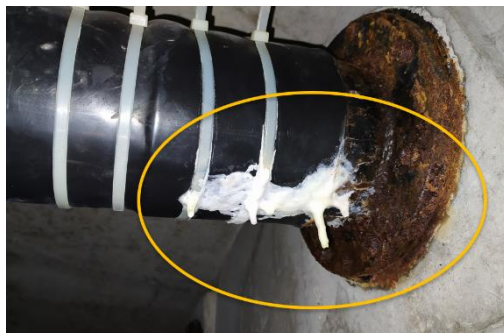


**Figura 72** Circulación de agua con deposiciones blanquecinas de carbonatos, fruto de la clara circulación de agua a través del hormigón de los cajetines de protección del pretensado.



**Figura 73** Fisuración de cajetín de sellado del pretensado con circulación de agua y presencia de deposiciones de carbonatos en forma de estalactitas.

- Indicios de circulación de agua por interior de vainas en la salida de mamparo. Uno de los hechos más fácilmente detectables y llamativos de la inspección del interior de la estructura es la presencia de claros indicios de circulación de agua por el interior de las vainas, tal y como se podía constatar sin más que observar la presencia de corrosión tanto en los tubos metálicos de guiado de los cables a la salida de los mamparos, como en la presencia de humedad y depósitos de carbonatos en forma de estalactitas en las inmediaciones de los manguitos termo retráctiles de sellado tubo metálico-vaina;



**Figura 74** Corrosión de tubo metálico y deposiciones de carbonatos en manguito termoretráctil



**Figura 75** Ídem anterior. Nótese además la presencia circulación de agua con deposiciones blanquecinas bajo el tubo de salida del mamparo



**Figura 76** Ídem



**Figura 77** Significativa degradación de tubo metálico de salida de mamparo. Delaminación en forma de láminas ("hojaldre") del acero del tubo.

- Este daño, lógicamente, está muy relacionado con el anterior, puesto que la entrada "natural" del agua al interior de la vaina es el propio bloque de anclaje de las cuñas y/o

los tubos de purga, que, si no quedan correctamente inyectados y sellados, y los tubos de purga perfectamente rellenos, ante cualquier deficiencia que se produzca en la lechada durante el proceso de inyección: defecto de ejecución, segregación y decantación durante las primeras horas de curado.

El máximo exponente de dicho daño, que determinó la necesidad de adoptar medidas inmediatas de afección a las condiciones de tráfico sobre la plataforma y al inicio de unas completas y detalladas campañas de inspección y refuerzo de ambos tableros, se localizó en el cable nº 5 del vano 8 de la calzada Madrid, en el que ya en las primeras inspecciones realizadas por Esteyco se detectó la rotura completa del cable que había perdido completamente la de tensión.

Este cable presentaba un tramo sin vaina -efecto probablemente producido durante la rotura-, con todos los cables al descubierto. Se procedió entonces a la introducción de un endoscopio en la cabeza del anclaje que permitió detectar la rotura por corrosión de gran parte de los torones del cable. Complementariamente, se procedió a retirar el mortero de protección del bloque de pretensado en donde se pudo comprobar que el frente del bloque no estaba inyectado. Se pudo asimismo observar el deslizamiento del alambre central de prácticamente todos los torones, aspecto que se manifiesta con cierta frecuencia cuando se produce la rotura de los cables por corrosión, en donde el cable central, más protegido por los propios cables circundantes, conforme aumenta de carga como consecuencia de la rotura de los alambres perimetrales, acaba deslizando en la zona de cuña ante la falta de “agarre” de ésta frente a la sobretensión que se produce en dicho alambre central.



Figura 78 Vaina con cables al descubierto y vaina retraída unos centímetros respecto del tubo de salida del mamparo.



Figura 79 Vista general del frente de anclaje en la zona rota, donde se puede observar el deslizamiento de los cables centrales de los cables del pretensado. Fuente: Esteyco



Figura 80 Detalles del interior del cordón de pretensado en donde se observa claramente la rotura por corrosión de los cordones del pretensado. Fuente: Esteyco



La gravedad derivada de la constatación de la rotura de un primer cable (de los 8 que contienen cada vano), junto con los riesgos todavía no acotados sobre el estado real del resto de cables de

ambos viaductos y la constatación ya confirmada de signos de fenómenos sistemáticos y generalizados de corrosión en todo el sistema del pretensado, condujo a la necesidad de iniciar con urgencia unas campañas completas de inspección de todo el pretensado de ambos viaductos, incluyendo, lógicamente, la inspección de las zonas interiores de las vainas, campañas que se fueron planteando y desarrollando por fases y de forma evolutiva, cada vez más completa, en función de los daños que se iban detectando en cada una de ellas.

Dichos trabajos fueron, desarrollados ya dentro del marco de la emergencia, fueron llevados a cabo e informados por los máximos especialistas de la empresa Freyssinet reconocida no solamente por su larga experiencia en el desarrollo de sistemas de pretensado sino, lo que resultaba fundamental para el diagnóstico, en el ámbito de la inspección, diagnosis, refuerzo y reparación de estructuras pretensadas. Complementando dichos trabajos y con objeto de permitir una mejor calibración y valoración metalúrgica del estado de los cables, se abordó en paralelo el estudio, ensayos y análisis de los cables desde el punto de vista metalúrgico en la Universidad de Cantabria.

Resumiremos por tanto seguidamente los aspectos más relevantes en relación a la evaluación de la extensión y magnitud de la gravedad de los procesos de corrosión de los cables con vistas a su repercusión sobre la fiabilidad y seguridad de la estructura, lo que sirvió de soporte para la toma de decisiones y la definición de las actuaciones de reparación y refuerzo que se describen en los siguientes apartados. Como se ha comentado, el propio avance y alcance de las inspecciones, como suele ser habitual en este tipo de análisis, se fue progresivamente intensificando conforme se iba confirmando la magnitud de las patologías en el sistema de pretensado. El alcance y resultados de las sucesivas campañas de inspecciones de Freyssinet, que no constituye el objeto de este Informe, puede consultarse en detalle en otros documentos de la emergencia.

Se realizó con carácter de urgencia tras la confirmación de la rotura de un cable un análisis de estimación mediante cuerda vibrante de los niveles de tensión en todos los cables, no detectándose niveles de tensión con grandes variaciones respecto de valores teóricos, que pudieran ser indicios de rotura de algún otro cable. Esto suponía un cierto margen temporal provisional de tranquilidad pero no eliminaba el riesgo de poder existir cables con varios torones rotos o altamente corroídos en alguna sección, pero retenidos provisionalmente (auto-anclados) por rozamiento con el mortero y demás torones, lo que no podía haber sido detectado por los ensayos de cuerda vibrante, y, por tanto, ser susceptibles de riesgo de rotura frágil/brusca sin preaviso, por lo que fue necesario acelerar e intensificar inspecciones más precisas.

Adicionalmente se llevaron por ello a cabo:

- Ensayo de cuerda vibrante en el 100% de los cables y en ambos extremos del tablero.
- Inspecciones acústicas.
- Apertura del 100% de los capots e inspección del estado de la zona de anclaje. Valoración de existencia de cables deslizados (indicaría la probable rotura del torón).
- Apertura de algunos termoretráctiles.
- Valoración, a través de los tubos de purga el estado interior de los bloques del pretensado.
- Inspecciones mediante endoscopios del interior de los bloques en aquellos que se

detectaron falsos tapones o directamente incompletos de lechada.

- Realización de taladros a través de los bloques del pretensado para verificar posteriormente con el endoscopio la idoneidad de la lechada de protección y de los torones del pretensado en caso de resultar visibles.

Como se ha dicho anteriormente, los resultados de dichas inspecciones no son objeto del presente informe, pudiendo encontrarse en la documentación completa que se incluye en esta emergencia.

A modo de resumen operativo señalaremos que los resultados de las sucesivas inspecciones fueron sistemáticamente agravando la evaluación del nivel de daño (del verde al amarillo/naranja y rojo) según los estándares que estableció Freyssinet y que se reflejaron en el progresivo carácter naranja/rojizo de los cuadros resumen de resultados que se nos presentaban periódicamente.

Por otra parte, los resultados más concluyentes sólo podían establecerse en la zona de vaina libre, entre zonas de anclaje y desviadores. En las zonas concretas de la placa y trompetas de los bloques de anclaje en el interior mamparos no resultaba posible, lógicamente, realizar inspecciones no destructivas, cuando como ya hemos señalado existían ya claras evidencias de filtraciones y entradas de agua desde los desórdenes de las juntas, losas de continuidad y capots de anclajes que, probablemente, habrían podido acarrear graves problemas de corrosión en las zonas “oscuras” e imposibles de inspeccionar de los bloques de anclaje, por lo que los resultados de la evaluación no podían en ningún caso considerarse totalmente “concluyentes”.

Se decidió por ello seleccionar 17 cables de la calzada Coruña, como más significativos de entre los ya inspeccionados, para ser los primeros desmontados y sustituidos por otros nuevos (ver apartados 6.4 y 6.5), retirarlos y llevarlos a Laboratorio para su inspección forense completa, destructiva, tanto de la zona ya inspeccionada de vaina como, especialmente, de las zonas de anclaje “no accesibles” hasta entonces. Los resultados de dichas “autopsias” fueron concluyentes, agravando de forma generalizada el diagnóstico previo al detectarse frecuentemente niveles preocupantes de corrosión en dichas zonas de anclaje. Pero el aspecto más preocupante que se pudo detectar en esta fase es la existencia de “falsos tapones” en los tubos de purga de los bloques se habrían podido producir, probablemente, por la exudación y decantación de la lechada dentro del propio bloque, sin afectar a la zona de la purga, lo que de alguna forma ponía en cuarentena la práctica totalidad de los tendones.



**Figura 81** Detalles del interior de bloques de pretensado, con importantes defectos de protección por la lechada detectados durante la fase de “autopsia” y sustitución selectiva de 17 cables. Fuente: Freyssinet

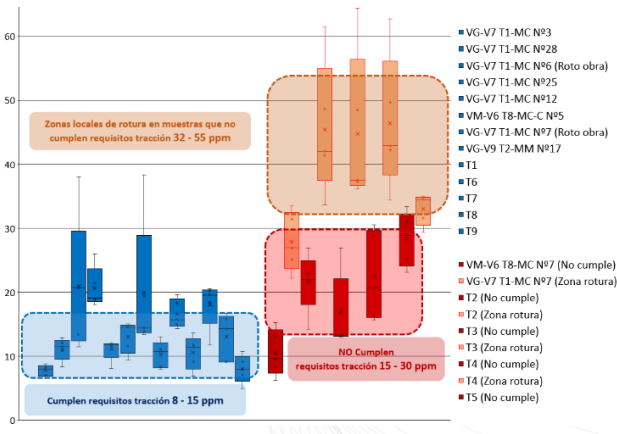


Figura 82 Resultado de la caracterización de cables "muestra" elegidos para análisis y su comparación con los estándares normativos. En ordenadas se representa las ppm de hidrógeno contenida en los cables, algunos con valores elevados.



Figura 83 Detalle de "autopsia" de cuña de pretensado en zona de bloque tipo. Se observa claramente cómo la corrosión de ha entrado por el extremo trasero del cordón varios milímetros.

El resumen final de todos estos trabajos queda recogido en la siguiente tabla elaborada por Freyssinet en la que, en función de la metodología de trabajo seguida, se asigna un valor numérico del 0 (sin daños aparentes) al 5 (daños severos) a los cables en función de su estado. Tal y como se puede observar, gran parte de los cables presentaban índices de 2,5; 3; 4 y 5, valores que se correspondían con daños relativamente significativos que no permitían asegurar la integridad de los cables en el corto/medio plazo.

BAREMO GLOBAL INSPECCIONES FASE 1 y 2a y 2b y 2c (criterio 2interno=2.5)									
VANOS	TENDONES								PROMEDIO VANO
	1	2	3	4	5	6	7	8	
<b>A CORUÑA</b>									
VANO 1	4	4	4	5	3	3		1,5	3,5
VANO 2	3	3	3	4		1,5	3	1,5	2,7
VANO 3	4	1*	3	1*	2,5	1	1*	1	1,8
VANO 4		5	1*	2,5	2	1,5	1*	1,5	2,1
VANO 5	4	5	3	2,5		4	0*	1	2,8
VANO 6	2,5	1*	5	1*	3	2,5	3	1,5	2,4
VANO 7			3	3	0*	2	1*	1,5	1,8
VANO 8	5	3	3	4	0*		0*		2,5
VANO 9	4		5	1*	0*	2,5	3		2,6
VANO 10	0*	4	3	5	2,5	2	1*		2,5
VANO 11	1*	3	3	4	2	2	3	4	2,8
VANO 12	4	5	3	3	3	4	2,5	2	3,3
VANO 13	5	2	2	3	5	2,5	1*	3	2,94
<b>MADRID</b>									
VANO 1C	3	4	4	1*	3	3	3	1	2,8
VANO 2C	5	3	5	1*	3	1,5	5	2,5	3,3
VANO 1M	3	2	3	3		3	2	3	2,7
VANO 2M	4	3	3	3	5	1	3	3	3,1
VANO 3M	1*	3	4	1*	4		1*		2,3
VANO 4M	1*	1*	3	4	3			3	2,5
VANO 5M	4	3	3	4	1*	3	3	4	3,1
VANO 6M	1*	4	1*	3	3		4		2,7
VANO 7M	5	3	3	5	5	4	3	3	3,9

Figura 84 Tabla de valoración de cables en función de la metodología seguida. Fuente: Freyssinet

Los cables correspondientes a las casillas en "blanco" corresponden a los cables que fueron seleccionados para la "autopsia" y por tanto eran nuevos, no siendo susceptibles, por tanto, de la evaluación de daños. Los cables marcados con un "\*" se corresponden con cables que presentaban dudas o falta de información relativa a su estado interno por presencia de "falsos

tapones” y que debía completarse su inspección mediante procedimientos más avanzados para obtener su clasificación definitiva. Dicha inspección sí fue llevada a cabo en los tendones con el texto en rojo, en la que se pudo constatar que prácticamente la totalidad de los cables subieron de categoría, al presentar el estado interior peor aspecto que el inicialmente estimado.

Todo lo cual condujo lógicamente al Ministerio a tomar la decisión de sustitución de la totalidad de los cables de ambos viaductos.



## 6 Estrategias y decisiones de refuerzo/reparación y actuaciones llevadas a cabo en la primera fase de la emergencia

Como se ha descrito en el apartado 5.6, ya en las inspecciones llevadas a cabo por Freyssinet en junio-julio de 2021 se documentaron indicios de daño por corrosión, de diversa consideración, en alrededor de 100 de los 176 cables inspeccionados (con frecuentes patologías filtraciones de agua, corrosión en las placas y trompetas de anclaje, fallos graves de la inyección de lechada en el interior de las vainas con ausencia total o parcial de protección en amplias zonas, etc.), nivel de daños que constató los ya detectados por Esteyco en las inspecciones previas que desarrolló y que, lógicamente, dadas las serias dudas existentes sobre el estado del pretensado del tablero se extendió al 100% de los tendones, aumentando exponencialmente el índice global inicial de daños.

También se ha señalado que, si bien en las posteriores inspecciones de detalle se fueron asignando distintos grados de daño (de 1 a 5) en los diferentes cables en función de los resultados de dichas inspecciones, dichas asignaciones solo podían considerarse de forma “cualitativa”, lo que no permitía basar en las mismas la toma de decisiones fiables en relación a unos márgenes de seguridad reales de la estructura, mal conocidos y demasiado inciertos como consecuencia de las incertidumbres derivadas de la imposibilidad de recabar unos datos fundamentales que no resultaban susceptibles de identificación con las inspecciones y ensayos no destructivos llevados a cabo, dada no resultaba viable:

- Extender la inspección interior de las vainas a las zonas interiores inaccesibles de las trompetas y placas de anclaje, precisamente las más susceptibles de estar afectadas por patologías de corrosión por fallos de inyección en las partes altas y filtraciones de agua y sales de deshielo a través de las juntas entre vanos isostáticos;
- Confirmar la existencia o no, y su extensión, de eventuales “auto-anclajes” de torones ya rotos o cerca de estarlo, que todavía permitieran mantener un estado correcto de tensión de los cables, como se constató en los ensayos de cuerdas vibrantes, pero en unas condiciones de precariedad y riesgo de rotura frágil, brusca y sin preaviso, que resultaban imposibles de controlar y evaluar.

En estas circunstancias, se estableció una estrategia, compartida por los responsables de la Demarcación y del Ministerio, que debía permitir compatibilizar las prioritarias e innegociables condiciones de seguridad de los usuarios con la imposibilidad de poder llegar a estimar con suficiente precisión los márgenes de seguridad realmente disponibles, tal y como resulta exigible en las obras nuevas.

Dicha estrategia, que dirigió el proceso de refuerzo y reparación de la estructura, estuvo siempre basada en la máxima prudencia, minimización de riesgos y en el gradualismo de la toma de decisiones a medida que se avanzaba en el conocimiento de la situación, tal y como se describe en los siguientes apartados.

## 6.1 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PROYECTO Y DE SU SENSIBILIDAD A LOS DAÑOS EN EL SISTEMA DE PRETENSADO

Dada la incertidumbre existente sobre la capacidad resistente real del tablero como consecuencia de las dudas relativas al nivel de afección de la corrosión de los tendones sobre sus características mecánicas y resistentes de los torones de pretensado, se llevó a cabo un control paralelo del proyecto para determinar los márgenes resistentes disponibles.

La revisión del Anejo de Cálculo del Tablero del Proyecto resultó satisfactoria, como podía presumirse de la experiencia y rigor de los Servicios Técnicos de FCC, firmantes de los Planos y el Anejo de Cálculo del Proyecto Modificado. No obstante, se procedió por parte de IDEAM al contraste del mismo mediante un cálculo paralelo que, además se realizó de acuerdo con reglamentación actualmente vigente, los Eurocódigos, tanto para las acciones gravitatorias a considerar como para los métodos de análisis a realizar y a los controles y límites a verificar, tanto en Estado Límite de Servicio como para los diferentes Estados Límite Últimos.

Los resultados de dicho análisis de contraste paralelo se presentan con detalle en la documentación que acompaña a esta emergencia. Nos limitaremos aquí a señalar las conclusiones más relevantes del citado estudio:

- La pérdida por rotura de un cable de pretensado supone una reducción del orden del 13,2% de la capacidad del pretensado, lo que implica que la estructura del vano afectado queda fuera de los niveles de seguridad exigibles por las reglamentaciones por lo que debía proveerse a su reemplazo y sustitución con la mayor celeridad posible.
- Los análisis realizados se centraron por ello en considerar la situación como transitoria excepcional o accidental, verificando que se garantizaba el cumplimiento de los correspondientes coeficientes de ponderación de la normativa vigente para este tipo de situación.
- Dadas las restricciones de tráfico que se establecieron para la circulación sobre ambas plataformas (ver apartado 6.2): limitación de la circulación a un carril por sentido, separación mínima de vehículos pesados y restricción de vehículos especiales, se procedió a realizar los análisis numéricos no solamente con las sobrecargas reglamentarias sino también con espectros de tráfico reales, explicados con detalle en el Anejo de Cálculo correspondiente que acompaña a esta emergencia.
- Conforme a las recomendaciones iniciales planteadas por IDEAM, tal y como se describe en el apartado 6.2, se procedió al fresado del pavimento de la plataforma. En ese momento, conforme a los trabajos desarrollados por el Sector de Conservación, habría unos espesores medios de pavimento entre 12 y 15 cm, siendo dichos valores bastante uniformes en todos los tableros. El espesor medio que se decidió retirar es del orden de unos 8 cm como mínimo a todo lo ancho y largo de la plataforma. Los cálculos paralelos realizados tomaron asimismo en consideración esta reducción de la carga permanente.
- Aunque los Planos del Proyecto no indicaban nada al respecto y los artículos técnicos de FCC, empresa encargada de la construcción del puente y del sistema de dovelas conjugadas proyectado, indicaban explícitamente que se trata de juntas secas “a hueso”, sin ningún tipo de resina o mortero entre dovelas, lo que además resultó

confirmado por consultas expresas a los Ingenieros autores del Proyecto Modificado, pareció detectarse en las inspecciones un cierto mortero de asiento/regularización, lo que podría inducir una cierta capacidad a tracción de las juntas, a diferencia de que si estuvieran completamente “a hueso”, cuya eventual influencia nos pareció oportuno considerar de forma conservadora.

- El documento EN 1992-2 EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES. PART 2: CONCRETE BRIDGES prescribe en el apartado “Brittle failure of members with prestress” el control de prevenir el posible riesgo de rotura frágil en el caso de poder disponer de cierta capacidad a tracción de las juntas entre dovelas, incluso considerando la eventual degradación del pretensado por corrosión o fallos de cualquier otro tipo.
- Del análisis de los datos anteriores fácilmente se puede constatar que, tanto en la situación de adherencia de juntas como sin adherencia, la capacidad última de las secciones es análoga. La principal diferencia entre ambos casos es el comportamiento en agotamiento de las secciones, pues en el caso de no adherencia entre juntas, entre el momento de la descompresión de la fibra inferior, es decir, de la apertura de juntas hasta que se produjera el agotamiento de la sección habría del orden de un 10-12 % de margen de agotamiento, es decir, la sección presentaría un comportamiento en rotura de tipo dúctil, siempre bajo la premisa de que los tendones tuvieran un buen estado de conservación y fueran capaces de asumir el incremento de tensión que produce la apertura de juntas. Dicho mecanismo resistente, se ha expuesto anteriormente en la Figura 30 y responde perfectamente al comportamiento teórico y normativo de este tipo de estructuras. En cambio, bajo la hipótesis de que existiera adherencia entre las juntas, la capacidad última de la sección sería análoga, pero no habría apertura de junta previa, es decir, una vez la sección fisurara prácticamente se produciría el agotamiento de la sección.
- Aunque la inspección de las juntas entre dovelas en obra permitió descartar que se tratara de juntas húmedas, más susceptibles de rotura frágil, se decidió conservadoramente no considerar el margen “de aviso” del 10-12 % entre el inicio de la apertura de junta y el colapso de la sección, que por otra parte resultaba impracticable de controlar en obra.

Se procedió posteriormente a realizar un Análisis de Sensibilidad de la seguridad del tablero ante eventuales roturas de uno o varios cables de postesado, lo que permitió constatar que:

- Con los 8 cables de proyecto se garantizaban los niveles de seguridad exigidos por las reglamentaciones en el comportamiento longitudinal del puente, tanto del momento del Proyecto como actualmente (Eurocódigos);
- Con 6 o 7 cables activos eficaces (Estado de Aviso) se podía asimismo garantizar la no apertura de juntas y, por tanto, las condiciones de seguridad exigibles, en situaciones accidentales, para la situación de firme reducido y tráfico restringido y en ausencia de vehículos pesados especiales;
- Por debajo del umbral de 6 cables activos eficaces (Estado de Alarma) se entraba en una zona de riesgo no controlado que exigiría el cierre de la puesta en servicio del viaducto.

Estos resultados resultaron fundamentales para plantear la estrategia de refuerzo que se describe

seguidamente, de forma que se pudiera siempre acotar el riesgo de la incertidumbre en relación al estado real de los cables de pretensado, sin sobrepasar la zona del Estado de Aviso.

Como consecuencia de dicha estrategia, tal y como se expone en los apartados siguientes, se decidió implementar un refuerzo con 2 cables nuevos, equivalente a 1,5 cables originales en términos de carga, que, ante la eventual rotura de algún cable, nunca se entrara en la situación crítica de estar por debajo de 6 cables eficaces.

## **6.2 ACTUACIONES DE REDUCCIÓN DE LAS SOLICITACIONES PERMANENTES Y SOBRECARGAS SOBRE LA PLATAFORMA**

Tal y como se ha comentado anteriormente, con objeto de reducir al máximo posible el nivel de incertidumbre existente, se estudió y planteó la máxima reducción de las solicitaciones del tablero al mismo tiempo que se buscó, como se detalla en el apartado siguiente, la forma de reforzar el tablero de la forma más ágil posible.

Se procedió, en consecuencia, ante la incertidumbre sobre el margen de seguridad realmente disponible en la resistencia del pretensado, a reducir en lo posible los niveles de la solicitación actuando sobre el viaducto:

- Eliminando los espesores de sobreasfaltado (carga muerta) que se habían detectado sobre el tablero. El exceso paquete de pavimento sobre la estructura suponía un incremento de carga muerta respecto a la situación nominal de diseño del tablero que, entendimos, no tenía justificación alguna y permitiría reducir la solicitación de las cargas permanentes del orden de un 10%, respecto a la situación previa;
- Suprimiendo la circulación sobre el mismo de vehículos pesados especiales por encima de 44 toneladas

Se conseguía así una reducción sensible de la solicitación, aunque limitada e insuficiente a medio plazo dada la importancia predominante del peso propio, sobre el que no se podía actuar, en la magnitud total de dicha solicitación.

Seguía por tanto siendo necesaria una actuación rápida y eficaz sobre el término de la resistencia de la estructura (pretensado), que permitiera superar las incertidumbres sobre la misma ya descritas.

## **6.3 CAMBIO DEL CABLE ROTO EXISTENTE**

Conforme a los análisis numéricos anteriormente expuestos, en el momento inicial de los trabajos ya existía un vano, el vano 8 de la calzada Coruña, que presentaba un cable de menos como consecuencia de la rotura del mismo detectada y, por tanto, de salida ese vano estaba en la "Estado de Aviso". La reducción de las acciones rápidamente implementada permitía, de alguna forma, limitar el riesgo existente, pero ante cualquier merma en la capacidad de los tendones de dicho vano, automáticamente se pasaría al "Estado de Alarma", por lo que se priorizó por las partes la sustitución de dicho cable. Este trabajo ayudó a su vez a tomar una mayor conciencia de la problemática al poder analizar los cables directamente.



Figura 85 Detalle de bloque afectado por la corrosión del cable inicialmente detectado roto.



Figura 86 Detalle de torones totalmente rotos, deshilachados y con pérdidas significativas de material base por corrosión.

## 6.4 IMPLEMENTACIÓN DE DOS NUEVOS CABLES DE REFUERZO INFERIORES

La primera medida de reparación y refuerzo que se implementó en el tablero de forma generalizada, en paralelo al desarrollo de la campaña de investigación y caracterización de las patologías de corrosión de los cables fue la instalación en todos los vanos de ambas calzadas de 2 cables de refuerzo de 24 torones, equivalentes a, aproximadamente, 1,5 cables originales, con objeto de reducir el alto nivel de incertidumbre existente, en tanto y cuanto se procedía a la realización de dicha caracterización y, posteriormente, se procedía a la sustitución de los cables dañados.

Este sistema permitió incrementar la acción del pretensado de forma efectiva del orden de un 15,0% respecto al total del pretensado existente considerándolo totalmente sano y eficaz. Se trataba de priorizar una actuación sencilla y rápida de ejecutar, en máximas condiciones de seguridad para el tráfico y los operarios que nos permitiría restablecer y garantizar unas condiciones de seguridad superiores, y nunca inferiores, a las de Proyecto, a pesar de las incertidumbres en los grados de las patologías generalizadas de corrosión detectadas en numerosos cables.

El diseño de estos nuevos cables se planteó de forma que no afectaran prácticamente a la estructura existente y, por tanto, sin necesidad de acometer refuerzos o disposiciones complejas de los mismos. Se dispusieron, por tanto, 2 cables cuasi-rectos, anclados en la parte inferior del mamparo, que atravesaban sin prácticamente fuerzas de desvío los mamparos y desviadores mediante 2 taladros de  $\varnothing 75$  mm.

Con objeto de asegurar que no se introducía ningún efecto no previsto en el proyecto y armado original de los mamparos se dispusieron delante de los mismos unos bloques de hormigón rectangulares, con armaduras de cosido a la losa inferior del cajón, de forma que la transmisión de los esfuerzos de los nuevos anclajes a dicha losa se efectuara a través de dichos tacones sin generar flexiones y rasantes no previstas en el proyecto original. En los extremos de dichos tacones se dispusieron los correspondientes diábolos para permitir la adaptación geométrica necesaria.

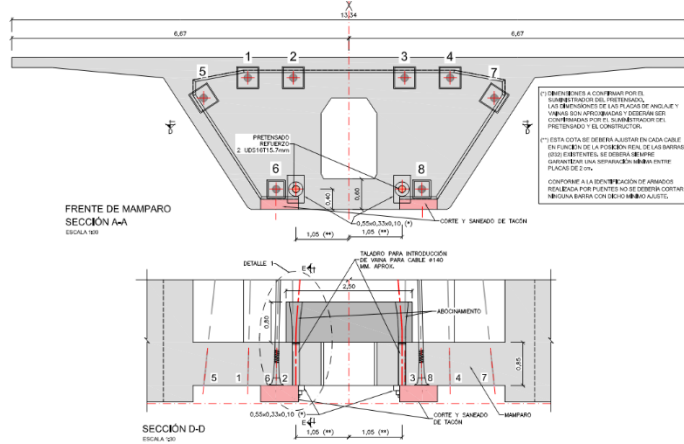


Figura 87 Vista general de mamparo con tacón de refuerzo/desvío en estribo



Figura 88 Detalle de ferralla del tacón tipo de desviador



Figura 89 Detalle de tacón de desvío/refuerzo en el frente de los estribos ejecutados para los cables de refuerzo



Figura 90 Detalle de tacón de desvío en desviadores extremos ejecutados para implementar los cables de refuerzo

La incorporación completa de los dos cables de refuerzo adicionales en ambas plataformas permitiría al final del proceso de sustitución de cables al Ministerio devolver el viaducto al Sistema de Gestión y Mantenimiento de Puentes con unas reservas adicionales de seguridad respecto al Proyecto, de forma que nunca se pueda volver a plantear una situación de riesgo y precariedad en la seguridad como la vivida.

## 6.5 SUSTITUCIÓN DE TODOS LOS CABLES PRINCIPALES

En el apartado 5.6 se describió cómo, a consecuencia de los resultados de las sucesivas campañas de inspección y evaluación del estado de corrosión de los cables del viaducto, junto a los resultados muy desfavorables de las pruebas destructivas de la autopsia forense de 17 cables seleccionados y a la imposible inspección del 50 % de los cables de pretensado, precisamente de aquellos que se anclaban en la zona más sensible a la agresión de las aguas con sales filtradas desde la plataforma, se decidió por parte del Ministerio, en completo acuerdo con los especialistas involucrados, la sustitución completa de los 8 cables de los tableros de ambas calzadas, que se inició una vez implementados los dos cables de refuerzo antes citados.

Desde enero del año 2022 se ha venido realizando el cambio de cables en el tablero correspondiente a la calzada Coruña, trabajos que se han desarrollado con total normalidad hasta la fecha del primer colapso a inicios de junio 2022, momento en el que quedaban 7 cables por sustituir, en dicha calzada y en el extremo opuesto a la zona de los incidentes, tras lo que se iniciaría la sustitución de los 8 cables en la calzada Madrid, en la que ya estaban incorporados los dos unidades de refuerzo.

El procedimiento de corte y sustitución de los cables se realizó sin alterar ni afectar en ningún caso las condiciones de transmisión de los esfuerzos de la tromplaca a de anclaje al hormigón de apoyo. En líneas generales era el siguiente:

- Atado de cables mediante eslingas para controlar latigazos descontrolados.
- Corte de 2 cables por vano de forma no simultánea mediante hilo de diamante.
- Corte con hilo de diamante de bloques de cuñas.
- Extracción mediante gatos de los cables originales de la zona de los mamparos.
- Limpieza, saneado y protección de vainas de mamparos y tromplacas originales.
- Introducción y posicionamiento de vainas.
- Enfilado de los monotorones con vaina individual autoprotegidos de los nuevos cables.
- Inyección de vainas para garantizar el correcto enfilado y posicionamiento de los torones a su paso por los desviadores.
- Tesado con gato unifilar de cables.

El nuevo pretensado de sustitución se planteó con una quintuple barrera de protección: monotorones galvanizados con vaina individual autoprotegidos con grasa y recubiertos con una vaina de PEAD rellena de lechada predosificada y conforme a los estándares actuales.

La lechada no resultaba necesaria desde el punto de vista de la durabilidad, de hecho no había supuesto ninguna barrera en la solución original dados los problemas detractados en el proceso de inyección, pero permitía el correcto posicionamiento de los monotorones a su paso por los desviadores, previo al tesado, de forma que se evitara un eventual desorden por aplastamiento y/o entrecruzamiento en las zonas de desvío que pudiera impedir una correcta puesta en tensión de los nuevos cables o posibles daños entre los monotorones en dichas zonas de desvío.

Por razones del espacio disponible sobre pilas entre mamparos de anclaje de vanos adyacentes, de apenas 80 cm, el tesado de los nuevos cables se abordó mediante el gato unifilar y de reducidas dimensiones.

Estuvimos forzados a mantener los nuevos cables anclados sobre las placas de anclaje del Proyecto original que estaban embutidas en el hormigón ya que no se había considerado en la fase de proyecto su eventual sustitución.

El mayor "diámetro eficaz" de los nuevos torones autoprotegidos con grasa respecto de los torones desnudos de proyecto impidió, por razones de espacio en las trompetas y las vainas, incorporar los 31 torones de 0,6" de 1,40 cm<sup>2</sup> por cable del proyecto original, limitando a 27 torones de 1,5 cm<sup>2</sup> el número de torones de los nuevos cables.

Se conseguía así una capacidad total de pretensado de los 8 cables de aproximadamente un 87% aproximadamente de la original que, con las dos unidades nuevas de refuerzo inferior de 24 torones suponía un valor total del orden de un 110 % del inicial. Dado que las pérdidas diferidas del nuevo pretensado aplicado sobre un hormigón de mucha edad son claramente inferiores, se conseguía un refuerzo total del pretensado del tablero de entre el 15 % y el 20% respecto al teórico del puente tras pérdidas diferidas, al mismo tiempo que por otra parte, y esto es importante, aplicáramos sobre las placas y bloques de anclaje en los mamparos unas fuerzas de tesado de casi un 10 % menores de las del proyecto original, en la línea que se mantenía en toda

nuestra estrategia de no crear ningún tipo de esfuerzo distinto o superior al del proyecto original, en la línea conservadora y de prudencia que se pretendió que orientara toda la actuación.

## 6.6 NECESIDAD DE SANEAMIENTO Y MODIFICACIÓN DEL DETALLE DE LAS LOSAS DE CONTINUIDAD SOBRE LAS JUNTAS ENTRE TRAMOS

En el momento de los incidentes se estaba procediendo al saneo y refuerzo de las losas de continuidad originales, lo que resultaba completamente necesario dado que el mal funcionamiento de su diseño original había tenido una relación directa causa-efecto con la filtración del agua con sales a través de las fisuras que se desarrollaban y marcaban claramente en el pavimento de la calzada de forma generalizada, habiéndose iniciado el intenso proceso de corrosión del pretensado del viaducto que había puesto en condiciones muy precarias de seguridad a la estructura y obligado al urgente refuerzo y sustitución de la totalidad de cables del viaducto, y a limitar seriamente las condiciones de tráfico sobre el mismo hasta que se hubiera terminado dicha sustitución. Además, la documentación facilitada por el Sector de Conservación, tal y como se ha puesto anteriormente de referencia en el apartado 5.2, ponían de manifiesto la afección por corrosión de las armaduras del mamparo en cara superior.



Figura 91 Detalle de losa de continuidad con daños sobre mamparos y cara superior de de losa en 2013. Fuente: COPASA

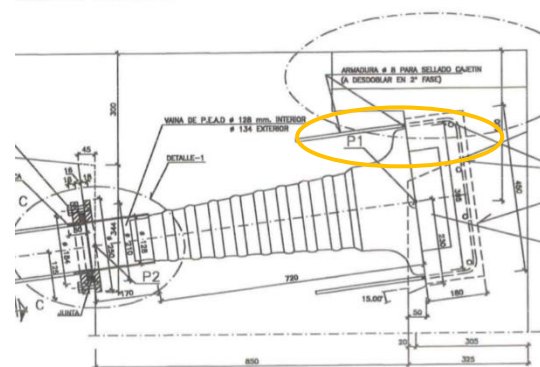
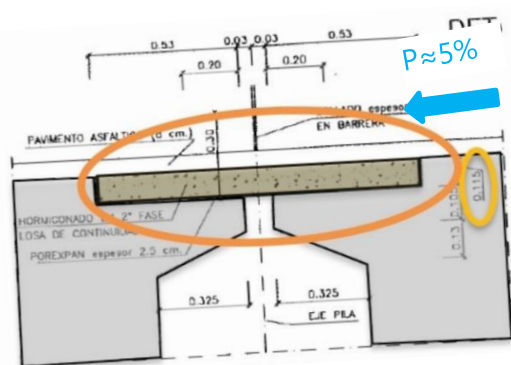


Figura 92 Mínimo resguardo entre placas de pretensado a paramento superior de mamparo sobre pilas con junta de continuidad. Fuente: Proyecto Liquidación

El detalle de proyecto planteaba unas losas de continuidad isostáticas directamente apoyadas en un cajeadado alojado en la esquina superior de la dovela prefabricada, justo encima de las placas de anclaje de los cuatro anclajes superiores con 31 torones y 6110 kN de fuerza de tesado, con un resguardo mínimo, de apenas pocos centímetros, entre el borde de la placa de anclaje y la esquina y cara superior del cajeadado. La interfase entre la losa de continuidad y la dovela constituía inevitablemente una línea de filtración y entrada de agua con sales en el bloque de hormigón de la zona de anclaje, así como en los capots y trompetas de los cables de pretensado.





**Figura 93** Esquema de losa de continuidad conforme Proyecto Liquidación, a resaltar el pequeño espesor de la misma, de unos 11 cm y la proximidad de las cabezas de pretensado al paramento superior.



**Figura 94** Detalle de cabezas de pretensado prácticamente a escasos centímetros de la cara superior del mamparo en la zona rebajada para la losa de discontinuidad.

Los continuos problemas detectados en el pavimentado de la plataforma, que habían necesitado de actuaciones de reparación periódicas, ya que no conseguían corregir el mal funcionamiento del detalle de proyecto, obligaban a modificar el mismo dando continuidad con armadura a dicha losa con las secciones extremas del tablero de ambos vanos. Es un detalle que se utiliza sistemáticamente hoy día en todas las losas de continuidad de viaductos prefabricados isostáticos, sin haberse registrado y documentado problemas significativos de mantenimiento si están correctamente armadas y ejecutadas.

La solución prevista para corregir el detalle de proyecto consistía en:

- Saneado del hormigón degradado y pequeño cajeado de losa mediante hidrodemolición.
- Ejecución de taladros de conexión.
- Colocación de armadura de conexión.
- Colocación de nueva armadura de losa de continuidad.
- Hormigonado.

En el momento del primer incidente de caída del vano V3, el pasado 7 de junio, se había finalizado hacía unos días el completo saneo en ambos lados de la junta sobre la pila P1 y unos 30-45 minutos antes el saneo del vano 3 sobre la pila P3.

El segundo colapso, del vano V1, se produjo a los 10 días del primero y a los 15 días de la terminación de la operación de saneo de la junta.

## 7 Colapso de los vanos v3 y v1 de la calzada coruña. Primeros datos e impresiones iniciales

En el momento de los incidentes, los días 7 y 16 del pasado mes de junio, se estaba procediendo al saneo y refuerzo de las losas de continuidad del proyecto original que, como se ha descrito y explicado anteriormente, habían tenido una clara relación directa causa-efecto con los serios problemas de corrosión generalizada del sistema de pretensado que habían conducido a un grave riesgo inasumible y no detectado para la seguridad de la estructura.

Como ya se ha dicho, a lo largo del tiempo se habían tenido que realizar sucesivas operaciones de reparación de las losas de continuidad sobre las juntas entre vanos isostáticos, de las que tenemos constancia específica dos de ellas, en los años 2013 y 2020 que, como pudieron constatar personalmente los técnicos de IDEAM, que visitaron personalmente el viaducto a instancias de los Servicios de Conservación de la Demarcación a comienzos de la primavera de 2021, se habían demostrado completamente inútiles para resolver el problema de la filtración de agua con sales fundentes a través de las juntas entre dichas losas de continuidad y la esquina superior de los extremos de los vanos prefabricados, volviéndose a reproducir la degradación acelerada de las reparaciones y consiguiente reparación de los daños a los pocos meses de efectuar las sucesivas actuaciones:

- Agrietamiento del firme en las inmediaciones de las losas de continuidad;
- Degradación del hormigón en las inmediaciones de las juntas de las losas continuidad con los frentes de los mamparos, justo encima de las placas de anclaje de los cables de pretensado;
- Corrosión, incluso llegando a seccionar las armaduras en el entorno de la junta anteriormente citada;
- Degradación puntual con corrosión de armaduras sobre las cabezas de los mamparos en las inmediaciones de los anclajes superiores centrales del pretensado.



Figura 95 Detalle de reconstrucción de losa en 2013.  
Fuente: COPASA



Figura 96 Definición de la actuación de reparación planteada en 2013. Fuente: COPASA

Las actuaciones llevadas a cabo en 2013 y 2020, especialmente en la primera, fueron de reparación integral de las losas de continuidad. Básicamente consistieron en:

- Fresado del firme;
- Hidrodemolición estricta de las losas de continuidad originales, así como de las zonas dañadas/deterioradas de los mamparos;
- Saneado con morteros de reparación y la reconstrucción de las losas de continuidad con armadura de tipo inoxidable;
- Aglomerado final e impermeabilización local de la zona de plataforma afectada por la reparación.

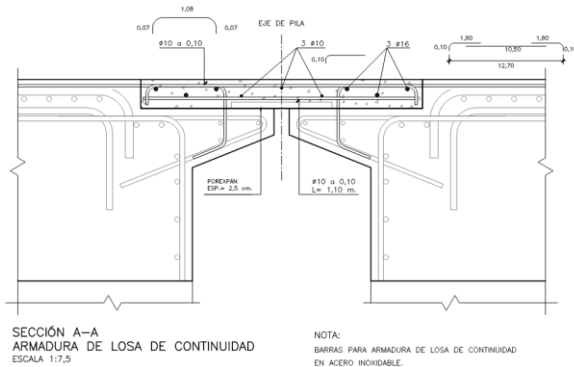


Figura 97 Detalle de reconstrucción de losa en 2013. Fuente: COPASA



Figura 98 Vista general de los trabajos de hidrodemolición de losas de continuidad en 2013. Fuente: COPASA

Las actuaciones de reparación anteriores no lograron corregir la filtración de agua a través de la junta entre la losa y el prefabricado. El detalle que de la figura siguiente muestra claramente la ausencia de una conexión integral, con coacción al giro mediante doble capa de armaduras de conexión, entre losa y tablero, que impidiera la discontinuidad de rotaciones entre ambos al paso de las ruedas de vehículos y la consiguiente filtración de agua. Se une además el canto estricto de dichas losas, apenas 11 cm, acompañado de un armado reducido, formado por Ø10 a 10 cm.

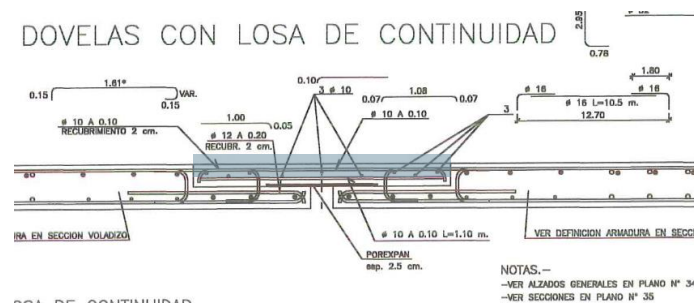


Figura 99 Detalle de losa de continuidad original. Canto total de 11 cm y armaduras principales formadas por Ø10 a 10 cm detalle de empotramiento en tableros "atípico". Fuente: P. Liquidación

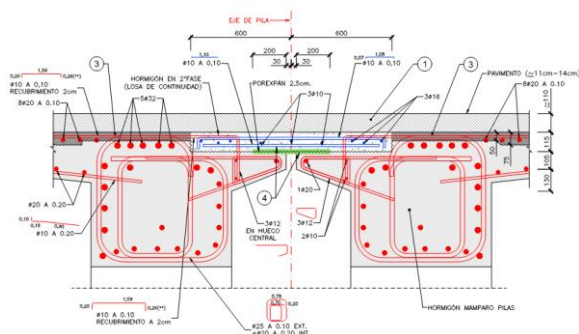
Resultaba imprescindible corregir esta situación para evitar que en algunos años se volviera a reproducir la corrosión de los nuevos cables que se acababan de implementar, sustituyendo completamente a todos los anteriores, con las inaceptables la seguridad, funcionalidad y costes de mantenimiento de la estructura.

La solución prevista, que se estaba ya ejecutando en el momento de los incidentes, consistía en:

- Saneado del hormigón degradado y un estricto cajeadado de la losa de continuidad, en

la zona superior del mamparo y una pequeña franja de la losa superior de la sección cajón adyacente justo pasado el mamparo, mediante hidrodemolición controlada;

- Ejecución de taladros de conexión;
- Colocación de armadura de conexión, garantizando el necesario solape con la armadura superior longitudinal del tablero prefabricado;
- Colocación de nueva armadura de losa de continuidad;
- Nuevo hormigonado de la zona e impermeabilización de plataforma con un canto total de 16 cm y cuantía mucho más acorde al detalle de continuidad utilizado satisfactoriamente en múltiples estructuras.



**Figura 100** Detalle de cabeza de mamparos con losas de continuidad donde se marca en gris oscuro la zona prevista sanear.



**Figura 101** Vista general de losa saneada sobre pila P1. A la izquierda, vano 1, colapsado en 2ª instancia; a la derecha, vano 2.

En el momento del primer incidente, el colapso del vano 3, se había finalizado hacía unos días el completo saneo de la zona de la losa de continuidad de los vanos 1 y 2 sobre la pila P1 en ambos lados de la misma y, según se nos ha transmitido, unos 30-45 minutos antes del mismo se acababa de terminar saneo de los vanos 3 y 4 sobre la pila P3.

El segundo colapso, el del vano 1, se produjo a los 10 días del primer colapso y unos 15 días después de la finalización de su saneo.

Ambos derrumbes se produjeron en la calzada Coruña, que se hallaba cerrada al tráfico hasta que se hubieran terminado las reparaciones de las juntas de dilatación y losas de continuidad, así como de los daños de los paramentos interiores del hormigón del tablero y la repavimentación de la plataforma, no sin antes realizar las delicadas tareas de reposición del sistema completo de impermeabilización, drenaje y desagüe en juntas y resto de la plataforma que, como se ha dicho, estaba en una situación de máxima precariedad y mal funcionamiento en el momento de la declaración de la emergencia.

En dicha calzada, lógicamente, se había casi concluido ya el completo refuerzo y sustitución del sistema de pretensado corroído, tras la instalación de 10 cables nuevos (8 originales+ 2 refuerzo) en todos los vanos del viaducto, salvo 4 vanos que estaban todavía pendientes de rematar, lejos de la zona afectada por los colapsos.

Por el contrario, la calzada Madrid se hallaba entonces abierta al tráfico con reducción del espesor de pavimento, limitaciones para el tráfico de vehículos pesados por debajo de 44 toneladas y un único carril de circulación por calzada/viaducto, condiciones que se habían establecido una vez instalados y puestos en carga los dos cables de refuerzo adicionales y que se deberían mantener hasta contemplar la sustitución completa del resto de cables originales de pretensado

(únicamente se habían sustituido las 7 unidades que se habían seleccionado y extraído para su "autopsia" con ensayos destructivos en Laboratorio, según se ha descrito anteriormente).

Lógicamente en esta calzada no se habían iniciado todavía ninguna de las operaciones previstas de reparación de losas de continuidad sobre juntas, apoyos, daños en paramentos internos y externos de hormigón, así como de los sistemas completos de impermeabilización, drenaje y desagüe en juntas y resto de la plataforma.

El día 7 de junio se produjo, sin ningún tipo de preaviso, la caída súbita del tablero del vano 3. En el momento de la caída no había ningún operario próximo a la zona del colapso por lo que felizmente no hubo que lamentar ninguna desgracia personal.

La caída se produjo básicamente "a plomo", en vertical, no detectándose visualmente (lógicamente el acceso a la zona afectada resultaba complejo y peligroso) ningún tipo de impacto reseñable de entidad ni en el fuste vertical de la pila P2 que, sorprendentemente experimentó un gran movimiento en cabeza de la pila de 1,80 m hacia el estribo lado Madrid, pero que, aún más sorprendentemente, tampoco se veía acompañado de fisuraciones ni grietas horizontales en la cara enfrentada al vano caído, que hubieran podido manifestar la presencia de fuertes flexiones que podrían explicar el citado desplome de 1,80 m en cabeza.



Figura 102 Vista de la estructura tras el colapso del vano 3



Figura 103 Detalle de cabeza de pila P2 tras colapso de vano V3, en donde claramente se observa el movimiento en cabeza de pila del orden de 1,80m.

El vano caído había quedado muy próximo, aunque sin contacto visible, del arranque de la citada pila P2 sobre el terreno, no siendo posible avanzar más allá en la investigación hasta que no se procediera al desescombro completo de los vanos caídos previo a la necesaria excavación, de algunas decenas de metros, hasta la base de la cimentación de la citada pila P2 para poder así constatar la posible existencia de una rotación de la base de la cimentación o, alternativamente, de un problema resistente a flexión de la sección de arranque de empotramiento del fuste en la zapata, de alguna sección intermedia oculta bajo el terreno o, finalmente, de la flexión de la propia zapata.

Desde el primer momento dejamos constancia de lo extraño y complejo de interpretar este fenómeno, ante la ausencia señales de fuerzas de impacto sobre el fuste, que deberían necesariamente ser de una magnitud muy elevada para explicar un giro, aparentemente de sólido rígido desde la base de la zapata que produjera un tal desplome de casi 2 m en cabeza

La pila P3 había permanecido sensiblemente vertical, sin daños y ningún signo sensible de desplome significativo, y con el mamparo adyacente del vano 3 relativamente separado, en el suelo de la base de pila, pero bastante/muy dañado. Era lo contrario de lo observado en el

mamparo adyacente a la pila P2, que, aunque parecía que tenía que estar dañado por una cierta colisión con la pila inclinada, se veía aparentemente bastante intacto, sin apreciarse hundimientos de las cabezas de anclaje en el macizo del mamparo, a pesar también del presumible fuerte impacto con el terreno.



**Figura 104** Vano V3 colapsado, mamparo Coruña (P3). Zona superior "estallada". Paso de hombre y esquina inferior con cierta integridad. Penetración de placas de pretensado en mamparo



**Figura 105** Vista general de mamparo lado Madrid del vano V3 colapsado. Aparente integridad física.

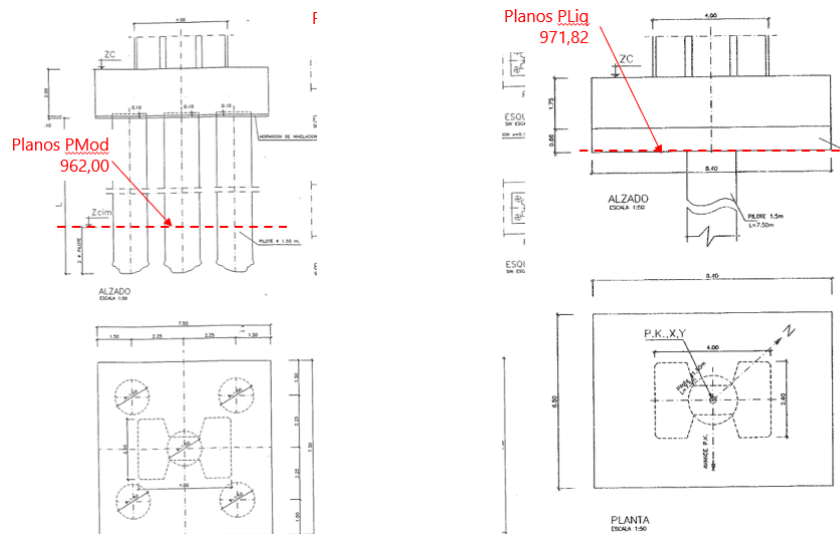
El mamparo del vano colapsado sobre la pila P3, como se ha comentado, aparecía en cambio bastante dañado, no sólo por el impacto con el terreno sino, aparentemente, por la inmediata liberación de las fuerzas de anclaje (hormigón "estallado") en algunas placas, mientras que los anclajes y mamparo de las zonas de paso de hombre y lateral opuesto parecían visualmente aparentemente íntegros.

Todo parecía indicar que, por razones todavía no conocidas, el colapso del sistema de anclaje del pretensado del vano se habría iniciado en el mamparo de la pila P3, en cuya coronación se podían ver muchos cascotes y pequeños bloques de hormigón cuyo origen previsiblemente se encontraba en el estallido y disgregación del bloque de anclaje del mamparo ya citado. Todo lo que también podía ser coherente con las señales de "cabalgamiento" del mamparo sobre la losa superior de la sección cajón adyacente a dicho mamparo, que mostraba visualmente aparentes signos de falta de integridad. Dicho "cabalgamiento" podía también explicar un acortamiento de esa zona de tablero compatible con una posible cinemática de caída vertical "a plomo" del vano y su alejamiento del fuste y arranque de dicha pila P3.

A falta de una inspección de detalle más próxima (imposible al haberse prohibido el acceso a la zona por razones de seguridad), las partes de los desviadores interiores que permanecían visibles no mostraban aparentemente daños ni en su cosido lateral de transmisión del cortante a las almas ni en la cara superior de los desviadores sometida a la acción local ascendente, y a la consiguiente flexión negativa, por acción de las fuerzas de desvío.

Los cables de pretensado no manifestaban tampoco daños aparentes, salvo el lógico destesado consiguiente al fallo de cualquiera de los dos bloques de anclaje.

Es necesario señalar, y así se hizo desde las primeras comunicaciones con el Ministerio, que precisamente en la pila P2, la que había experimentado un extraño giro con un desplome de casi 2,0 m en dirección al estribo lado Madrid, detectamos una única discrepancia entre la tipología (con cinco pilotes) del Proyecto Modificado y los planos del Proyecto de Liquidación (donde aparecía un único pilote central, de los cinco, y la base de la zapata / encepado situada aproximadamente a 7 m metros por encima de la definida en el proyecto original).



**Figura 106 Definición de la cimentación de la pila P2, afectada por el movimiento en cabeza, conforme al P. Modificado, a la izquierda, y el P. de Liquidación, a la derecha.**

El contraste y comparación que realizamos inmediatamente para las cimentaciones de todas las demás pilas de ambas calzadas no permitió detectar ninguna otra diferencia consistente entre las tipologías (salvo el cambio de pilotes a micropilotes en algunas de ellas) y las cotas de cimentación de ambos proyectos.

Aunque el Informe Geotécnico del proyecto Modificado establecía para la citada pila P2 la posible alternativa entre una cimentación profunda a la cota 962, con 3m empotramiento, y una directa a la cota 966 (con una tensión admisible de 7,0 kg/cm<sup>2</sup> en esquistos), lo que podría explicar la decisión en obra de cambiar la cimentación pilotada elegida en el Proyecto Modificado, por la alternativa de cimentación superficial, tras las presumibles dificultades para la perforación encontradas en obra durante la ejecución del primer pilote.

La falta de información disponible al respecto, tanto en el Proyecto de Liquidación como en las Actas de seguimiento de las obras, que pudiera dar consistencia geotécnica a esta decisión, precisamente en la pila afectada por el primer colapso del vano 3, sin indicios aparentes de impacto que pudieran explicar la enorme rotación de sólido rígido con el desplome de dos metros en cabeza, nos condujeron a abrir una línea de investigación geotécnica, que llegando con una compleja excavación al borde de la cimentación real de dicha pila, pudiera aportar la necesaria explicación a las dudas suscitadas.

La Investigación Geotécnica debía además dar respuesta a dos aspectos adicionales:

- Eventual influencia de un posiblemente relevante empuje lateral de tierras de relleno descompensado por la media ladera, o un deslizamiento de los rellenos de dicha media ladera. Esta acción no la encontramos considerada en el Anejo de Cálculo disponible del Proyecto Modificado y actuaría precisamente en dirección favorable (realmente la línea de máxima pendiente sería a unos 30°-40° del eje longitudinal del tablero) al desplome de la pila P2.
- Repercusión de un posible efecto “vaso” de la excavación, de un gran volumen de tierras por la profundidad de la base de apoyo y la fuerte inclinación de las laderas. Dicho vaso habría podido recibir gran parte del agua de escorrentía de la ladera, lo que hubiera afectar sensiblemente a las condiciones reales de la cimentación (estabilidad del relleno a media

ladera, degradación del sustrato de apoyo de apoyo de la zapata, etc.)

Otro aspecto que resultaba finalmente necesario aclarar era la cinemática de la caída del vano 3 asociada a la fuerte inclinación de la pila P2 sin daños aparentes por impacto ni fisuración de flexión, que no resultaba sencillo ni evidente de explicar:

- La pila P2, en su fuerte rotación y desplome hacia el estribo lado Madrid había quedado inclinada y retenida por el vano V2 no colapsado.
- Pero dicho vano V2 no quedó apoyado en las mesetas de coronación de la pila del lado Madrid, donde lógicamente estaba apoyado antes del incidente.
- El extremo del vano V2 había quedado, tras el incidente, en voladizo sobre la coronación de la pila P2 inclinada, pero apoyado en las mesetas de apoyo del lado opuesto de la pila, aquellas donde estaba apoyado el vano 3 antes de su colapso.
- Un presumiblemente impacto, insistimos que con daños asociados no detectados del vano V3 al caer hubiera lógicamente empujado la pila P2 hacia el vano V2, que la hubiera tenido que intentar retener por rozamiento.
- Pero una vez vencido el rozamiento el deslizamiento entre las superficies de la interfase superficies de apoyo inferiores del vano V2 y superiores de la coronación de la pila P2 hubiera tenido necesariamente que producir signos inequívocos de importantes daños por rozamiento y, posteriormente, deslizamiento, daños que visualmente no se identificaron en ninguna de las dos superficies, a falta lógicamente de una inspección en detalle cuando se tuviera acceso, tras la demolición/desmontaje controlados de vano y pila, respectivamente.
- La coacción del propio vano V2 o P2 sobre los tramos anteriores del viaducto, hubieran supuesto el desplazamiento o retención de la pila, debiendo existir signos o evidencias al respecto, si bien tras una primera inspección del entorno, no se encontró indicio alguno de movimientos, golpes o impactos en los vanos V1 y V2, así como en el estribo E-1 y pila P-1.
- La visión disponible de los daños en la coronación de las mesetas de apoyo de coronación de la pila P2 lado Coruña, en las que había quedado encastrada la pila con un tramo voladizo del vano V2, parecía indicar más bien unos daños en el hormigón y armaduras de lajación producidos por un impacto vertical, y no de rozamiento, entre ambos elementos. Podría parecer que en la cinemática de la caída se había producido una cierta desconexión en dirección vertical/falta de contacto transitoria (¿por la posible pivotación excéntrica de la rotación en la base de la zapata?) que luego hubiera producido un impacto vertical del vano V2 sobre la coronación de la pila P2, lo que resultaba necesario confirmar.

Se trataba asimismo de otro fenómeno que cuya explicación no resultaba posible ni evidente con la información disponible en el momento del incidente y que debía ser aclarado en la fase de investigación con el apoyo de los expertos de Hormigón (INTEMAC) y Geotecnia (INGENIERIA del SUELO), implicados en esta segunda fase de la emergencia.

Diez días después del colapso descrito del vano 3 se produjo un nuevo colapso, también de forma súbita sin preaviso, esta vez del vano 1, que apoyaba en el estribo lado Madrid y en la pila P1. Al estar toda la zona con el acceso restringido tampoco hubo que lamentar, felizmente esta segunda vez, desgracias personales.





Figura 107 Vista general de la estructura tras el colapso del vano 1



Figura 108 Mamparo del lado Madrid del vano 1 tras su colapso, con aparente integridad.

Los datos visuales que se disponían en dicho momento de este segundo colapso son, a falta de la inspección con detalle de los mismos cuando se realizara un acceso seguro, eran similares a los del vano 3: el mamparo de estribo, donde había junta de dilatación y por tanto no se estaba reparando ninguna losa de continuidad, estaba poco dañado, relativamente integro y sin signos de hundimiento de las cabezas de anclaje, a pesar de su impacto contra el suelo.

El mamparo del lado opuesto sobre el que se estaba reparando la losa de continuidad sobre la pila P1 presentaba también daños aparentemente similares a los del mamparo 2 del vano 3: daños importantes en el mamparo, con signos de estallido y disgregación del bloque de anclaje de algunos tendones, así como muestras de un cierto "cabalgamiento" del mamparo sobre la losa superior de la sección cajón adyacente a dicho mamparo, que mostraba visualmente aparentes signos de falta de integridad. Dicho "cabalgamiento" podía también explicar un acortamiento de esa zona de tablero compatible con una posible cinemática de caída vertical "a plomo" del vano y su alejamiento del fuste y arranque de dicha pila P1 que, como anteriormente pasó con la pila P3, se había mantenido sensiblemente vertical. Hay que destacar que, conforme a la documentación existente, ambas pilas disponen de cimentación de tipo indirecta, mediante pilotes.



Figura 109 Mamparo del lado Coruña del vano 1 fuertemente "estallado" tras colapso de vano y efecto de la caída



Figura 110 Vano 1, mamparo Coruña. Detalle de anclaje T3 en donde se puede ver el hundimiento parcial de la placa de anclaje del pretensado, así como la rotura de la propia placa de anclaje (Imágen obtenida tras realización de caminos de acceso)

No se pudieron detectar visualmente en las partes de los desviadores interiores que permanecían

visibles, a falta de una futura inspección en detalle cuando se restituyera el acceso a la zona del colapso, signos aparentes de daños de flexión negativa o cortante en su transmisión a las almas de las fuerzas ascendentes de desvío.

Los cables de pretensado no manifestaban tampoco daños aparentes salvo el lógico destesado consiguiente al fallo de cualquiera de los dos bloques de anclaje.

La imposibilidad de avanzar más, en tanto no pudiera avanzarse en la investigación a medida que fueran liberándose las diferentes restricciones de acceso por condiciones de Seguridad y Salud, dejó abiertas dos posibles líneas de investigación que debían desarrollarse en paralelo, no pudiendo a priori descartarse si eran alternativas o complementarias, tal y como se transmitió a los máximos responsables técnicos del Ministerio en su momento:

- FALLO EN EL SUBSTRATO RESISTENTE DE CIMENTACIÓN DE LA ZAPATA DE LA PILA P3 O FALLO RESISTENTE DE LA SECCIÓN DE ARRANQUE DEL FUSTE DE PILA O DE SU EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA BAJO LA POSIBLE ACCIÓN DEL EMPUJE DESCOMPENSADO DEL RELLENO A MEDIA LADERA.
- FALLO RESISTENTE DEL TABLERO POR AGOTAMIENTO DEL SISTEMA DE ANCLAJE DEL PRETENSADO EN MAMPAROS, SU DIFUSIÓN EN LAS TABLAS DE LAS LOSAS Y ALMAS DEL CAJÓN Y/O UN FALLO DE LOS DESVIADORES INTERMEDIOS.

## 8 Metodología, alcance y hoja de ruta de la toma de datos, estudios, ensayos y análisis de la investigación

Se presenta seguidamente la Metodología, Alcance y Hoja de Ruta de las campañas de Toma de Datos, Ensayos, Análisis y Estudios que se estableció por IDEAM en el marco de la Investigación encomendada por los responsables del Ministerio con objeto de dar la necesaria consistencia y apoyo técnico a las tomas de decisiones que se consideren más adecuadas para dar salida a los problemas derivados de las graves patologías de corrosión de los cables de pretensado, que habían desencadenado la declaración de emergencia del pasado 2021, así como de los posteriores incidentes en los que se produjo la caída sin preaviso del vano V3 de la calzada dirección Coruña y, pocos días después, el colapso del vano 1 de la misma calzada.

Una vez compartida con el resto del grupo de expertos involucrados y con los responsables del MITMA, esta Hoja de Ruta permitió establecer unos primeros cronogramas de las diferentes tareas a desarrollar y organizar la logística de asignación medios y agentes involucrados, así como de las interrelaciones entre ellos, bajo la dirección de la Directora de Obra del MITMA.

Como resulta intrínseco a la naturaleza de este tipo de procesos, se trataba de una Hoja de Ruta dinámica que se ha ido modificando y adaptando a las consecuencias de la necesidad de identificación de nuevos datos, de la aparición de problemas o incidencias no previstos o inesperados en durante el desarrollo de las campañas inicialmente planteadas, así como principalmente, de la naturaleza de los resultados y avances de los estudios y diagnósticos que se han ido llevando a cabo.

La Hoja de Ruta se planteó con los siguientes objetivos:

- Identificar tras la toma de datos, ensayos y análisis de los restos de los vanos colapsados (vanos 1 y 3) y afectados (vano 2 y, pendiente por determinar, vano 4) las posibles causas del colapso, acaecido de forma frágil y súbita sin que se hubieran manifestado previamente indicios de daños o patologías que hubieran podido servir de preaviso.
- Aportar consistencia a las dos posibles hipótesis preliminares, ya descritas en el apartado 7, que se consideraron plausibles a la luz de los primeros datos obtenidos, a una combinación de ambas o a cualquier otra que pudiera plantearse a partir de los datos que se fueron obteniendo:
  - Fallo en la base de la cimentación de la pila P2, con giro de la misma y/o de la sección de arranque de la base del fuste, generando un importante desplome de aproximadamente 2 m en cabeza, lo que hubiera podido seguidamente producir la pérdida de apoyo del vano 3 y su posterior caída.
  - Fallo de la zona de anclaje de los cables de pretensado en cualquiera de los mamparos extremos de cada vano, o del proceso de difusión de dichas fuerzas de anclaje de los cables en su transmisión a las losas y almas de los extremos del cajón a la salida de los mamparos, con la consiguiente pérdida de geometría de los bloques de anclaje, el posterior destesado de los cables y, en consecuencia, la rotura final por flexión y colapso del tablero.
- Identificar los eventuales daños o patologías ocultos, de los que no había constancia de

que se hubieran manifestado indicios previos al incidente, y que pudieran estar relacionados con el colapso.

- Investigar la posible relación entre dichos daños y las operaciones, en cierto modo rutinarias y que incluso se habían desarrollado de forma parcial previamente en el viaducto, de reparación de las losas de continuidad sobre juntas que se estaban llevando a cabo en el momento de los incidentes. Dicha actuación era absolutamente necesaria para solucionar el defectuoso funcionamiento del detalle del proyecto, que se había intentado corregir sin éxito en varias ocasiones previas en 2013 y 2020 parcialmente, de forma que no se volvieran a repetir en el futuro los graves problemas de corrosión y rotura de cables que habían conducido a declarar la emergencia y decidir la completa sustitución de todos los cables de ambos viaductos, además del refuerzo con dos cables adicionales en todos los vanos de los mismos.
- Definir y realizar, por técnicos expertos de reconocida solvencia en el ámbito de los hormigones y pretensado (Intemac) y geotecnia (Ingeniería del Suelo), las campañas necesarias para poder acreditar, tanto en la totalidad de la calzada Madrid como en las zonas no afectadas por la caída de la calzada Coruña, si las condiciones de seguridad de todas las cimentaciones así como de los hormigones de los tableros, especialmente en las zonas con patologías visibles por haber estado sometidas a la filtración o escorrentía de las aguas con sales fundentes y, más particularmente, en las zonas de anclaje de los mamparos y de su posterior difusión en las tablas de la sección cajón, así como en los desviadores intermedios de vano, verifican las condiciones exigidas por las reglamentaciones de aplicación, tanto en el momento de redacción del proyecto como las actualmente vigentes. Dichas campañas, definidas en detalle en la documentación que acompaña a esta emergencia, cubrían básicamente:
  - La caracterización de las características mecánicas de los hormigones, con extracción de testigos para obtención de sus resistencias y módulos de deformación.
  - La evaluación del grado de afección de procesos de corrosión a la resistencia de las armaduras pasivas.
  - La caracterización de las condiciones de durabilidad de los materiales y su posible afección por la presencia de cloruros, sales fundentes, ciclos hielo y deshielo, reacciones árido-álcali, procesos de carbonatación, etc.
  - La identificación de posibles patologías por lajación o desconchados y daños por filtraciones de la losa superior, dada la confirmación de la completa ausencia de un sistema de impermeabilización y correcto desagüe y drenaje de la plataforma.
  - La identificación de fisuras, daños y patologías asociados a los procesos de anclaje en mamparos (en sus paramentos externos e internos) y su difusión en las zonas adyacentes del extremo de los vanos (losa superior y las almas), así como a la introducción localizada de las fuerzas en los desviadores intermedios, para los nuevos cables instalados.
  - Contrastar esta inspección con los informes que constan de los técnicos especialistas de Freyssinet, que realizaron la puesta en tensión de los 10 nuevos cables en casi todos los vanos de la calzada Coruña y de los 2 de refuerzo en la

calzada Madrid, así como la posterior visita al interior de los cajones para la inyección sellado con polietileno de los tubos de purga de los anclajes, acompañada de una revisión completa de los cables, sin tenerse constancia de ninguna incidencia reseñable por los citados especialistas.

- Realizar los estudios geotécnicos que fueran necesarios para evaluar las condiciones reales de seguridad y comportamiento de la cimentación de la pila afectada por el desplome (P2), y poder explicar el enorme desplome de la misma. Para lo que era completamente necesario el acceso directo para la inspección con detalle de la misma, ubicada unos 12 metros de profundidad bajo la cota actual del terreno.
- Informar y evaluar de la influencia sobre dichas condiciones de seguridad de las cimentaciones, de los eventuales efectos de deslizamientos o empujes desequilibrados consecuencia del importante volumen de relleno a media ladera en la zona de excavación, así como de los posibles buzamientos o degradación de los estratos de esquistos en que se apoya la zapata, de la posible alteración de las condiciones de apoyo por escorrentía de aguas de infiltración y de cualquier otro dato o información que consideraran necesario estudiar o identificar los expertos geotécnicos a los efectos de esta investigación.
- El alcance de estas Campañas de Investigación de los vanos colapsados superaba ampliamente la mera identificación de las causas del incidente, sino que además deberían servir para:
  - Poder analizar y soportar, de forma consistente técnicamente, si las posibles patologías que se vayan identificando en relación con los colapsos ocurridos pueden considerarse daños aislados localizados, que puedan circunscribirse a los vanos caídos, o existe el riesgo de que se puedan reproducir en las cimentaciones/tableros del resto del viaducto. Esta información se consideraba inicialmente fundamental para la toma de decisiones por los responsables del Ministerio sobre las posibles medidas a adoptar (refuerzo y reparación o, alternativamente, demolición y posterior sustitución total o parcial de los vanos no colapsados).
  - Extraer conclusiones técnicamente consistentes y soportadas sobre la posible repercusión o no, y en qué medida, de las patologías e incidentes acaecidos en el viaducto del Castro y sobre su posible eventual repetición en varios/todos los viaductos de similar tipología de la red española, en función lógicamente de las condiciones geotécnicas (grandes excavaciones en medias laderas) y climáticas (uso de sales fundentes) de los mismos. Esta información se consideraba fundamental para poder orientar adecuadamente el alcance y naturaleza de las campañas de inspección de dichos viaductos decididas por el MITMA, de manera que fueran realmente eficaces y concluyentes.
- Algunas semanas después del inicio de estas campañas, el Ministerio decidió priorizar la reapertura de la puesta en servicio de una arteria fundamental para las comunicaciones del Estado, manteniendo básicamente las pilas y cimentaciones de ambas calzadas salvo en los 3-4 vanos afectados por el incidente que deberían forzosamente reconstruirse en sus totalidad, y construir sobre ellas unos nuevos

tableros en las mejores condiciones de coste , plazos y seguridad, poniéndose especial énfasis en las máximas garantías de durabilidad que permite la tecnología actual para obras de alta montaña en vías estratégicas. Esta decisión obligó a modificar significativamente el alcance y la hoja de las campañas de investigación de las zonas no colapsadas de ambas calzadas, que se reorientaron a:

- La evaluación de las condiciones reales actuales de las cimentaciones para poder soportar los nuevos tableros de acuerdo a las verificaciones de seguridad de las recientes reglamentaciones de aplicación.
- La evaluación de las mínimas condiciones resistentes exigibles a los tableros para poder aportar la necesaria seguridad de medios y operarios durante las tareas desmontaje técnico controlado de los tableros actuales, previas a su sustitución por una nueva estructura.
- Resulta importante señalar, por su influencia no despreciable en los costes y plazos de estas campañas de investigación, que todas las Hojas de Ruta y el alcance de las diferentes campañas debían siempre establecerse dando la máxima prioridad, frente a cualquier otra consideración de carácter técnico o económico, a las condiciones que establezca en cada momento el Coordinador de Seguridad y Salud de la emergencia.
- Las líneas básicas y los criterios expuestos en esos apartados para las Hojas de Ruta de las diferentes campañas, una vez consensuadas con el resto de expertos y responsables del Ministerio, se han ido plasmando en unas Propuestas de Trabajos en las que concretábamos todas aquellas informaciones que estimábamos necesario recabar de los expertos geotécnicos (Ingeniería del Suelo) y de hormigón (Intemac) con vistas a los estudios y análisis de la investigación de las causas de los incidentes y las consecuencias que de ellas se derivaban que teníamos encomendada por el Ministerio. A partir de dichas propuestas, ambas empresas especialistas debían elaborar un Programa de Trabajos completo y detallado de todos los trabajos de inspección, toma y registro de datos, ensayos y análisis que, desde su experiencia, entendían necesario llevar a cabo para dar respuesta a las informaciones que les solicitábamos. Dicho programa iba acompañado de un cronograma y una lista justificada de medios auxiliares y posibles apoyos en obra necesarios para su trabajo, lo que era sometido a la aprobación por parte de los expertos de IDEAM y MC2, así como, lógicamente, por la Dirección de las Obra.

## 8.1 ALCANCE Y HOJA DE RUTA DE LOS TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN DE LOS VANOS COLAPSADOS

Esta Hoja de Ruta se debía desarrollar de forma prioritaria, pero en paralelo, a la correspondiente de las zonas no afectadas por el colapso en ambas calzadas, ya que los datos y conclusiones de cada una de ellas interactúa dinámicamente, retroalimentándose, sobre la otra.

El inicio de sus trabajos se abordó de forma prácticamente inmediata, a medida que se iban realizando los caminos de acceso de personal y maquinaria a la zona, y sus respectivas expropiaciones, y se iban implementando las medidas establecidas por el Coordinador de Seguridad y Salud de la emergencia.

Resultó fundamental para el éxito de la investigación el establecer una secuencia de trabajos que

permitiera compaginar:

- La prioridad de asegurar las condiciones de seguridad de personas y medios.
- La lógica presión de los plazos para la obtención y comunicación de resultados.
- La imperiosa necesidad de evitar cualquier riesgo de perder en el proceso cualquier prueba o toma de datos que pudiera resultar posteriormente necesaria para identificar las patologías ocultas que desencadenaron de forma brusca, frágil y sin preaviso los incidentes acaecidos.

La logística para la adecuada coordinación de las tareas y resolución de interferencias entre los muchos agentes involucrados resultaba fundamental.

Se resume seguidamente la secuencia establecida en la Hoja de Ruta de las principales actuaciones a llevar a cabo:

- Toma exhaustiva de datos del tablero del vano 2, así como de la coronación y de la parte del fuste sobre terreno de la pila P2, previamente al inicio de cualquier proceso de demolición de ambos. Dada la eventual precariedad del estado de dicho vano no caído, situado entre los dos súbitamente colapsados, la toma de datos debía realizarse respetando al máximo las condiciones de seguridad compatibles con la misma, dada la eventual precariedad de la estabilidad de dicho vano.
- Resultaba del máximo interés recabar dicha información previamente a llevar a cabo el citado proceso de demolición, dado que el carácter súbito del colapso de los dos vanos adyacentes no hizo posible confirmar si había o no indicios previos de daños o patologías que hubieran podido ayudar a la identificación de las causas de dicho colapso.
- Esta toma de datos debía incluir necesariamente:
  - Una documentación fotográfica completa de los paramentos superior, laterales e interior de los cajones, con especial énfasis en las zonas afectadas por la hidrodemolición (sería muy interesante el poder disponer de una geometrización de los espesores disponibles en dicha zona).
  - La toma de testigos y posibles ensayos (con ultrasonidos, esclerómetros, etc.) que pudieran detectar indicios de lajación o degradación en las zonas de losa donde se produce la difusión, así como de las zonas exteriores, laterales y, especialmente, interiores de los mamparos de anclaje.
- Debería asimismo completarse la documentación fotográfica completa de:
  - Los posibles daños en los fustes de la pila P2 por el impacto de la caída del vano V3, y la posterior demolición del V2.
  - El registro de las posibles fisuraciones de flexión en ambas caras del fuste.
  - El registro de los daños y lajaciones por rozamiento o impacto de las 4 mesetas de apoyo en la coronación de la pila P2, de las dos mesetas de los apoyos inferiores del vano V2 y del encastramiento entre pila y tablero, información imprescindible para poder establecer la cinemática de la caída, lo que resultaba imposible con los datos inicialmente disponibles.

- Las tomas de datos descritas se llevaron a cabo con las máximas garantías de seguridad, con operarios en canastillas, y colgados con líneas de vida desde grúas alojadas en zonas laterales de seguridad frente a una eventual caída súbita del vano 2. Lógicamente, estos operarios se ubicaron en todo momento por encima o en el lateral del vano, nunca bajo o dentro del mismo pero que, mediante sencillos dispositivos auxiliares o pértigas, podrían fotografiar con todo detalle, y quizás extraer alguna muestra, de las zonas inferiores y, especialmente, de la cara interior de los mamparos o de la losa superior en la zona de difusión por debajo de la zona afectada por la hidrodemolición. Se recurrió asimismo al uso de drones para la documentación gráfica del interior del cajón de dicho vano 2.
- Una vez completada la toma de datos descrita se procedería a la demolición controlada del vano 2, que luego se describiremos. Se efectuó con ayuda de un robot colgado de una grúa que procedió inicialmente al picado de la losa superior de una sección situada a 1/6 aproximadamente de la luz del vano desde la pila P1 y, posteriormente, al picado de las almas laterales debilitando progresivamente la capacidad resistente de la sección hasta el colapso completo del vano.
- Tras la demolición del vano 2, y antes de permitir el libre acceso a los restos de los tres vanos caídos, se procedió al corte y desmontaje progresivo de dovelas de las pilas P2 y P1, mediante cortes sucesivos con hilo de diamante con ayuda de una grúa. Las dovelas cortadas de la P2 se custodiarían para completar el estudio de detalle de fisuraciones y daños por impacto en el fuste y en las mesetas de apoyo de la coronación (esenciales como se ha visto para poder llegar a reproducir la cinemática de la caída y explicar el enorme desplome en cabeza de la pila), así como la eventual extracción de testigos u otros ensayos que decidieran los expertos de Intemac.
- Se procedería seguidamente a la identificación y selección de las piezas a custodiar, antes del desescombros, de los tres vanos caídos (básicamente las de los mamparos y las dovelas adyacentes, así como las de los desviadores), para el posible traslado a Laboratorio de testigos y muestras de zonas o elementos seleccionados por los expertos, preferentemente de: mamparos/desviadores/zonas extremas de cajones afectadas por sales/zonas afectadas por el proceso de hidrodemolición para la reparación de las zonas deterioradas de las losas de continuidad/restos de trompetas de anclaje/desviadores/vainas de cables, etc.;
- En colaboración con los expertos en hormigón se deberían programar completamente las campañas de ensayos destructivos y no destructivos que se estimaran necesarias, especialmente de las zonas de mamparo y de los extremos de los vanos, que además resultaban ser las más afectadas por las sales, con especial atención a las zonas hidrodemolidas. Dichas campañas incluirían:
  - Ensayos para determinar las características mecánicas y resistentes de hormigones (resistencias y módulos de deformación) y armaduras (resistencia y niveles de corrosión).
  - Determinaciones sobre los niveles de permeabilidad y compacidad de los hormigones, contaminación por cloruros, carbonatación, ciclos de hielo y deshielo, posibles lajaciones o pérdidas de adherencia por procesos de corrosión de armaduras pasivas, etc.



- Se debían también seleccionar zonas concretas de los mamparos, alrededor de los anclajes así como de las uniones laterales con las almas y las tablas para, mediante cortes, picado o hidrodemolicion, obtener los despieces reales de la ferralla para compararlos con los definidos en los Planos de Proyecto, dado que no se han podido recabar los planos "As-Built" con los despieces reales de la prefabricación y cualquier hipótesis de daño debería establecerse con la armadura realmente dispuesta y no con la definida en proyecto.
- Se seleccionarían asimismo las zonas sometidas a intensos procesos de corrosión, en las que se programaría la extracción de las armaduras, el control de eventuales roturas y la eventual evaluación de la pérdida de sus características resistentes a consecuencia de los citados procesos de corrosión.
- Los expertos de Ingeniería del Suelo elaborarán el proyecto de excavación, con las consiguientes medidas de contención, para permitir llegar a la base de la cimentación de la pila P2 sin afectar a la estabilidad de las laderas donde apoyan las pilas y estribos de tierra armada vecinos de las zonas adyacentes del viaducto de la calzada dirección Madrid. El proceso de excavación se iniciará inmediatamente una vez terminado el proceso de retirada y desescombros de los restos de hormigón de las pilas y los vanos caídos.
- La excavación deberá permitir la toma de datos y el análisis de la deformada de la pila en la zona bajo terreno, detectando posibles daños, fisuras o patologías en el hormigón o armaduras de la zona oculta para, finalmente, identificar la ubicación de la importante rotación que pueda explicar el gran desplome de cerca de dos metros en coronación.
- Dicha información debería permitirnos identificar el posible origen de la misma: un impacto del vano al caer; el empuje desequilibrado por posible deslizamiento de los rellenos a media ladera; un problema de degradación de la base de apoyo de la zapata; grietas o fisuraciones en la base del fuste o empotramiento en la zapata con posible rotura o corrosión de las armaduras; cierta combinación de ambos u otros factores; etc.).
- El informe de los expertos geotécnicos deberá por tanto acreditar si se ha producido un giro en la base de la zapata por una posible degradación de la capacidad portante de los estratos de apoyo o se trata de una posible rotulación de la sección de arranque del fuste de pila, o de su empotramiento en la zapata, quizás debido a problemas de corrosión y eventual rotura de unas armaduras verticales.
- Estos aspectos deberán ser objeto de análisis y valoración dado que no se han encontrado en el Anejo de Cálculo del Proyecto Modificado ninguna consideración del análisis del fuste de la pila y su cimentación bajo el efecto de acciones horizontales desequilibradas (por empujes diferenciales del terreno a media ladera, deslizamientos, etc.).

Estas campañas deberían concluir con unos Informes detallados y consistentes técnicamente de los especialistas en Hormigones (INTEMAC) y Geotecnia (INGENIERÍA DEL SUELO) que permitan acreditar documentalmente y soportar técnicamente todas los daños y patologías detectadas y sus posibles causas, de forma que puedan servirnos para identificar y explicar de forma justificada técnicamente lo acaecido, resultando fundamental el poder llegar a identificar si se trata de

causas localizadas asociadas a los tramos afectados o, por el contrario, los riesgos de nuevas roturas súbitas serían extrapolables a otras zonas hasta ahora no afectadas de ambas calzadas o de otras estructuras de similar o análoga tipología.

## 8.2 ALCANCE Y HOJA DE RUTA DE LOS TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN DE LOS VANOS NO COLAPSADOS

Esta segunda campaña de investigación y su correspondiente Hoja de Ruta podía y debía llevarse a cabo en paralelo a la anterior, ya que los avances y resultados de ambas se retroalimentaban.

Inicialmente dicha campaña se planteó con objeto apoyar y soportar técnicamente al Ministerio en la decisión a adoptar entre el refuerzo y reparación o, alternativamente, la demolición y posterior sustitución total o parcial de los vanos no colapsados en ambas calzadas.

Este planteamiento inicial se vio rápidamente alterado por la rápida decisión del Ministerio de proceder a desmontar de forma controlada los tableros completos de ambas calzadas, priorizando los de la calzada Madrid, y a su posterior sustitución por una nueva estructura apoyada sobre las pilas y cimentaciones del viaducto actual, con las adaptaciones y refuerzos que se estimaran necesarios en las mismas.

Dicha decisión fue adoptada por los responsables del Ministerio tras la oportuna valoración de las diferentes variables técnicas, económicas involucradas y, especialmente, de las derivadas de las enormes afecciones sociales que se estaban produciendo como consecuencia de los largos plazos de restitución del tráfico, plazos que resultaban inciertos y difíciles de estimar ya que dependían de una logística muy compleja y, especialmente, de la dificultad de poder concretar en el corto plazo la viabilidad o no de poder proceder a reparar o reforzar la zona no colapsada.

Finalmente, resulta necesario señalar que cualquier decisión de un eventual mantenimiento en servicio de los tableros actuales hubiera obligado, antes de plantear cualquier operación de restablecimiento de tráfico, a proceder en la calzada Madrid a la completa sustitución, todavía pendiente, de los 8 cables antiguos afectados que se habían acreditado por Freyssinet como severamente afectados por daños de corrosión, lo que obligaba a su sustitución por otros nuevos. Quedaba además pendiente la realización de todas las operaciones finales de reparación del resto de daños y patologías en el hormigón y armaduras, así como de la reposición completa de unos sistemas adecuados de impermeabilización y drenaje de la plataforma, estando todo ello prácticamente pendiente de acometer en su totalidad en el momento del incidente.

Se asignó prioridad a las campañas de Intemac e Ingeniería del Suelo en la calzada dirección Madrid, la no afectada por el incidente, donde se había decidido iniciar el restablecimiento del tráfico en dicha calzada, sustituyendo el actual tablero por uno nuevo apoyado sobre los fustes y cimentaciones del viaducto actual, debidamente adaptadas/reforzadas si se estimara necesario.

Se debía asimismo proceder a un desmontaje técnico de los tableros minimizando los daños sobre los elementos más sensibles (mamparos, desviadores y zonas de difusión de las fuerzas de anclaje del pretensado en los extremos de los cajones). Sobre los tableros, una vez desmontados, se llevarían a cabo por los expertos de Intemac las campañas que nos deberían permitir aportar al Ministerio conclusiones técnicamente consistentes sobre la repercusión o no, y en qué medida, de las patologías e incidentes acaecidos en el viaducto del Castro a varios/todos los viaductos de similar tipología de la red española, en función también de las condiciones geotécnicas y/o climáticas (sales fundentes) de los mismos, y poder así orientar eficazmente las campañas de

inspección de dichos viaductos que se habían decidido abordar por el MITMA, para que dichas campañas fueran técnicamente consistentes y concluyentes.

Se disponía de una cierta información previa, derivada de las campañas de inspección del hormigón de los tableros realizadas por las primeras inspecciones de Esteyco-Galaicontrol, durante la primera fase de la emergencia, así como por Freyssinet, durante los trabajos de sustitución, puesta en carga, inyección y sellado de los numerosos cables del nuevo sistema de pretensado, en cuyos informes no se habían reseñado ningún tipo de daños o incidencias que pudieran considerarse como avisos o indicios de riesgo sobre la seguridad de la estructura, cuando es bien conocido que el momento más peligroso, donde las fuerzas aplicadas son superiores, es precisamente el momento del tesado. No obstante, dada la gravedad y falta de evidencias sobre sus causas, de los incidentes recientemente acaecidos, se decidió abordar, partiendo desde "cero", unas nuevas campañas de inspección por los expertos de Intemac e Ingeniería del Suelo para permitir acreditar la ausencia de identificación de indicios de degradación o patología de las condiciones de la estructura, de suficiente relevancia o entidad como para poder afectar a la necesidad de acreditar las garantías de las condiciones de seguridad y durabilidad que establecen las normativas y reglamentaciones de aplicación.

La metodología de toma de datos de ambas campañas se debería abordar por fases, en paralelo con un cierto decalaje entre ambas, permitiendo realizar, a partir del avance de los resultados de las mismas, una progresiva aproximación a la seguridad de la estructura y sus cimentaciones. Debía asimismo permitir la realización de los trabajos con las máximas precauciones y garantías sobre la seguridad y salud de los operarios, de acuerdo con las instrucciones, del Coordinador, en concreto:

- No se debería abordar la realización de estudios geotécnicos bajo la sombra de los tableros actuales, en concreto no se podría llevar a cabo la realización de sondeos a través de las zapatas de las pilas hasta no haberse procedido al previo desmontaje técnico de los tableros adyacentes.
- Se deberían limitar las tomas de datos y documentación de eventuales indicios de patologías derivadas de las fuerzas de anclaje sobre mamparos o de desvío sobre los desviadores intermedios, al recurso a canastillas o medios automáticos (drones) para la fotografía del interior de los cajones, sin presencia de operarios bajo o dentro de los cajones, análogamente a como se había previsto para la campaña de inspecciones del vano 2 de la zona del incidente, previamente a su demolición.
- El resto de pruebas, toma de testigos, ensayos destructivos de mamparos y otras zonas localizadas que se estimen representativas, o posiblemente afectadas por mecanismos de degradación a consecuencia de las sales, se llevarían a cabo sobre los elementos de tablero en el suelo, con traslado o no a laboratorio, una vez desmontado técnicamente, intentando minimizar daños, los sucesivos tableros de la calzada Madrid y posteriormente, si fuera el caso también, de la calzada Coruña en la zona no afectada por el incidente.

Los expertos geotécnicos de Ingeniería del Suelo debían por tanto establecer el momento en el que los expertos en hormigones y pretensado de Intemac pudieran acceder, en condiciones de seguridad de las cimentaciones a la inspección interior y exterior de los diferentes tramos, pudiendo sincronizar los programas de ambos expertos para poder optimizar las secuencias de actuaciones y reducir los plazos de los cronogramas finales.

Se detallan seguidamente los aspectos más relevantes que debían ser abordados en ambas campañas (geotécnica de cimentaciones y de hormigones de pilas y tableros), las cuales debían desarrollarse en dos fases.

## 8.2.1 Campaña geotécnica de Ingeniería del Suelo

Dicha campaña se programó conforme a las dos fases siguientes:

- **Fase Inicial.** Se llevarían a cabo todos los estudios y análisis que establezca Ingeniería del Suelo con objeto de realizar un Revisión geológico-geotécnica general por zonas que permitiera informar sobre la eventual presencia de riesgos o indicios de degradación de las condiciones del Proyecto Modificado, y su correspondiente Informe Geotécnico, que pudieran repercutir sobre las condiciones de seguridad de las cimentaciones de los actuales viaductos.

Entre los aspectos ya consensuados con los especialistas de Ingeniería del Suelo, y sin menoscabo de cualquier consideración adicional que estimen conveniente, se trataría en esta fase de considerar, entre otros:

- La recopilación de datos de las condiciones geológicas y geotécnicas de todas las cimentaciones.
- La detección e identificación, valorando técnicamente su eventual repercusión, de cualquier anomalía o aspecto relevante que supusiera una sensible modificación entre lo establecido en el proyecto Modificado y en la documentación del proyecto de Liquidación (As-Built).
- La verificación de la concordancia entre lo establecido en ambos Proyectos y las indicaciones y prescripciones del Informe Geotécnico, informando de la posible repercusión técnica de cualquier eventual discrepancia entre ambos.
- El estudio in situ de las eventuales repercusiones sobre la seguridad de las cimentaciones de posibles fenómenos de inestabilidad de los rellenos y terrenos a media ladera:
  - Indicios de deslizamientos de la ladera.
  - Posibles empujes desequilibrados sobre las zonas enterradas de fustes y sus cimentaciones, aspectos que no habían sido considerados en el Anejo de Cálculo del Proyecto Modificado,
  - Posibles degradaciones de los terrenos de apoyo de las cimentaciones a consecuencia de filtraciones o escorrentías de agua a través de los vasos de las excavaciones a media ladera, algunas muy importantes, que se realizaron en obra.
  - Posibles buzamientos o inclinaciones de los estratos portantes que pudieran dar origen a problemas de inestabilidad.
  - Etc.
- Verificación mediante la campaña de sondeos que se defina, exteriores en esta fase a la sombra de los tableros, de la veracidad de los perfiles y profundidades resistentes del Informe Geotécnico del proyecto Modificado, así como de la

adecuación de las conclusiones del mismo a las características resistentes que se acrediten en los sondeos que se realicen, detectando cualquier anomalía o indicador de eventuales procesos de degradación desde el momento de la obra.

El objetivo de esta fase sería poder descartar cualquier incoherencia técnica con la documentación del Proyecto Modificado, así como la identificación cualitativa y cuantitativa de eventuales indicios de anomalías o degradaciones generales de las condiciones de cimentación respecto de las condiciones de dicho proyecto, lo que se podría considerar suficiente dado que en esta fase no se iba a someter a la estructura a la aparición de nuevas cargas ni a las derivadas de la restitución de condiciones de servicio en la calzada.

- **Fase Final.** Su objetivo sería el poder acreditar la conformidad a fecha de hoy de las cimentaciones realmente ejecutadas con los criterios establecidos en el Proyecto Modificado, o con los muy similares que se deriven del Proyecto y Ejecución de un nuevo tablero, de acuerdo con las condiciones exigibles por las reglamentaciones y normativas vigentes de aplicación, estableciendo en su caso las eventuales medidas de refuerzo que se estimaran necesarias.

Ello obligaría, en función de los análisis previos, a la realización de una campaña detallada de estudios, catas, sondeos y ensayos en las cimentaciones que se decidan por los expertos de Ingeniería del Suelo, para las diferentes tipologías (superficiales, de pilotes y micropilotes), mediante ensayos que atraviesen los macizos de zapatas y encepados y permitan informar sobre las profundidades reales de las cimentaciones superficiales y profundas, así como de las características resistentes actuales de los sustratos en los que se apoyan, así como de cualquier indicio de procesos de degradación o de anomalías en los citados sustratos.

Dichos sondeos se realizarían una vez desmontados los tableros adyacentes a las cimentaciones estudiadas, lo que eliminaría cualquier mínimo riesgo sobre la salud de los operarios, y permitiría además evaluar la posible influencia de cualquier anomalía o incidente acaecidos durante el proceso de demolición sobre la seguridad de la cimentación.

Un retraso en la conclusión de esta segunda fase no supondría ninguna repercusión sobre los plazos finales previstos para la actuación ya que podría realizarse siempre en el espacio disponible entre el desmontaje del tablero antiguo y la construcción del nuevo, o incluso una vez construido este, ya que su objetivo sería acreditar las condiciones de seguridad en servicio de la nueva estructura, y la ausencia de daños relevantes, adoptando en su caso las eventuales medidas de refuerzo que fueran necesarias, lo que no afectaría nunca ni a la terminación de la estructura ni, menos aún, a su puesta en servicio.

## 8.2.2 Campaña de caracterización de hormigones, armaduras, zonas de anclaje y desvío de los tableros y fustes de pilas de Intemac

Se abordaría igualmente en dos fases:

- **Fase Inicial.** Se iniciaría, por zonas y decalada, en los tableros y zonas de coronación de pilas que apoyan en cimentaciones que hubieran sido ya objeto de inspección y acreditación de su seguridad, durante la Fase Inicial de la Campaña Geotécnica antes

citada.

Se abordaría únicamente con ayuda de operarios en canastilla, protegidos por líneas de vida, que se limitarían a la inspección y documentación fotográfica de las losas superiores del tablero, de las almas laterales en las zonas especialmente sometidas a la degradación por sales y a eventuales extracciones de testigos, ensayos de ultrasonidos o cualesquiera otros que decidan los especialistas de Intemac, pero que pudieran realizarse siempre en condiciones de seguridad y nunca exigiendo la presencia de operarios debajo o en el interior del tablero.

Se realizarían asimismo unas inspecciones detalladas completas, con documentación fotográfica asociada, mediante drones o utensilios porta cámara especiales, del interior de los cajones, focalizadas en las zonas de intradós de mamparos, en las zonas de desviadores y en las zonas internas de almas y losas superiores, próximas a los mamparos, donde se produce la difusión a la sección completa de las fuerzas de anclaje de los anclajes de los cables de pretensado, así como en posibles zonas en las que se detecten procesos de lajación por filtraciones y fenómenos expansivos asociados a la corrosión de las armaduras pasivas.

Se trataría, de forma análoga a la toma de datos del vano 2 antes de su demolición, de documentar cualquier indicio de inicio o patología del sistema de anclaje o desvío del pretensado exterior, lo que podría alertarnos sobre el desarrollo de fenómenos que pudieran suponer un riesgo de colapso del tablero, pero que no constan actualmente como detectados por los informes de los especialistas de Freyssinet que realizaron la reciente puesta en tensión de los 10 nuevos cables de pretensado instalados, así como de su posterior inyección y sellado, lo que se nos ha vuelto a corroborar ante una reciente petición explícita del Ministerio.

- **Fase Final.** Se llevaría a cabo sobre los vanos ya desmontados técnicamente, sobre el terreno o llevando a Laboratorio los elementos seleccionados que decidan los expertos de Intemac.

Sobre ellos se realizarían todos los estudios, toma de testigos y probetas, ensayos destructivos o de caracterización mecánica o química de hormigones y armaduras, centrándose especialmente en la identificación y evaluación de los efectos de degradación de las características mecánicas y de durabilidad de zonas y elementos afectados por las sales fundentes y/o con relación con las causas del colapso.

Mediante hidrodemolición/corte con diamante de ciertas zonas se procedería además a identificar los esquemas, despieces, doblados, anclajes y solapes de la armadura realmente ejecutada, valorando su adecuación o no a las reglas de buena práctica y a los esquemas de los Planos del Proyecto Modificado, ya que en ausencia de planos "As-Built" de los despieces reales de las armaduras del Proyecto de Liquidación, necesitamos evaluar si se detecta algún posible problema del armado realmente dispuesto que hubiera podido debilitar la transmisión localizada de las enormes fuerzas de anclaje y desvío entre elementos de dimensiones muy estrictas como sucede con los prefabricados.

Estas tomas de datos, estudios, ensayos etc. se realizarían por tanto en las mejores condiciones técnicas y de seguridad, sobre la estructura ya desmontada.

Su decalaje en el tiempo, en una segunda fase, tampoco afectaría en ningún caso a los plazos finales previstos para la operación de sustitución de la nueva calzada y restitución del servicio en la misma, ya que son absolutamente ajenos a ella.

Su interés, como ya se ha dicho, consiste en poder aportar al Ministerio la mayor información posible, técnicamente soportada, sobre la repercusión o no del incidente acaecido en el viaducto del Castro a los numerosos viaductos de esta tipología, o similar, de la red española, en función también de las condiciones geotécnicas o climáticas (sales fundentes) de los mismos y orientar adecuadamente desde el punto de vista técnico las campañas de inspección que va a emprender el MITMA sobre dichos viaductos.

## 9 Resultados de la inspección y toma de datos del vano v2, no colapsado, y de las pilas p1 y p2, previamente a su demolición

### 9.1 TOMA DE DATOS DEL VANO V2 PREVIO AL DESMONTAJE

Previo a la demolición del vano 2, en el cual se habían desarrollado idénticas tareas de reparación, sustitución de cables y proceso de hidrodemolición, se procedió a la realización de una inspección detallada del mismo con objeto de poder detectar algún patrón de daño que tuviera relación con el colapso de los vanos 1 y 3. En este sentido, la inspección y toma de datos realizada por INTEMAC puso la ausencia de daños reseñables en el mismo más allá de la presencia de daños durables ya detectados en las inspecciones previas, así como una serie de fisuras radiales al paso de hombre, las cuales, tal y como se indica en el citado informe ya habían sido detectadas pues presentaban, puntualmente, testigos de yeso, para su control.



Figura 111 Vista general de mamparo 2 del vano 2. Daños durables en entorno al paso de hombre y por encima de los anclajes inferiores del pretensado. Fuente: Intemac



Figura 112 Toma de datos de mamparos. Fisuración radial entorno a pasos de hombre. Fuente: Intemac

La inspección de la parte interior del cajón se abordó mediante dron de forma que se evitara la presencia en el interior de ninguna persona. El resultado de la misma, tal y como se refleja en el



informe de Intemac, no encontró ningún tipo de fisuración o daño más allá de los daños ya detectados en las inspecciones previas y contemplados en el proyecto de reparación.

La inspección del exterior del cajón, realizada igualmente mediante un dron, nuevamente volvió a constatar la gran parte de daños previamente detectados, si bien dicha inspección incidió con más detalle en la identificación de las fisuras del tablero en las inmediaciones de los mamparos.

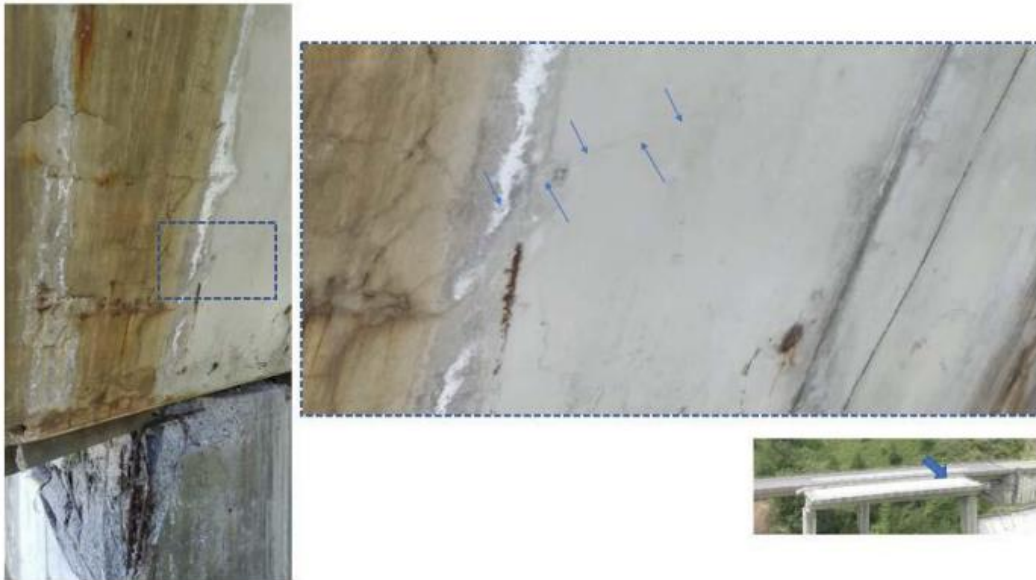


Figura 113 Vano 2. Cara exterior de mamparo 2. Izquierda. Daños durables y fisuración superficial en la dovela de mamparo. Fuente: Intemac



Figura 114 Cara exterior de mamparo 1. Daños durables y fisuración superficial en la dovela de mamparo. Fuente: Intemac

Respecto a la hidrodemolición (escarificado conforme al informe de Intemac) se indica que existen profundidades superiores a las teóricas en el borde de losa, así como, puntualmente en otros puntos también habría algo más de medición respecto al teórico.

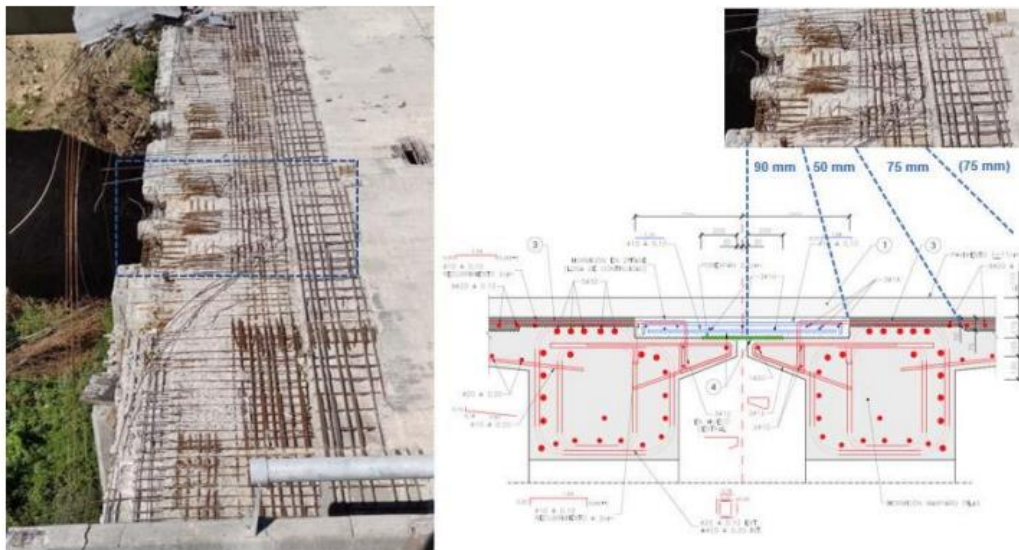


Figura 115 Vista general de la hidrodemolición de losa realizada. Identificación de zonas con espesores nominales del Proyecto de Reparación. Fuente: Intemac

## 9.2 TOMA DE DATOS EN PILAS P1 Y P2 PREVIO AL DESMONTAJE DEL VANO V2

Parte de los trabajos de inspección se han centrado en el estudio de las pilas P1 y P2 del viaducto con objeto de conocer el comportamiento sufrido por las pilas durante los diferentes colapsos, así como tras la demolición del vano V2. Inicialmente, tras el fallo de los vanos 1 y 3, las pilas presentaban unos movimientos de 0,22 m y de 1,79 m hacia el centro de vano 2, tal y como se recoge en la siguiente imagen.



Figura 116 Vista general de viaducto. Desplazamientos de cabezas de pilas previo a la demolición del vano V-2. Fuente: Intemac

La inspección de los alzados de las pilas ha puesto de manifiesto la ausencia de golpes o impactos en cabeza o en la parte superior de los fustes que pudiera explicar dichos desplazamientos observados. Únicamente en el tramo inferior visible de la pila P1 se observan unas marcas de roce del cajón durante la caída, así como una mancha negra, probablemente del roce del aparato de apoyo, también durante la caída.



Figura 117 Vista frontal de la pila P1. Marcas de roce de cajón durante caída y, en negro del roce de los aparatos de apoyo.

Respecto a la pila P2, no se detecta en su alzado ningún tipo de golpe o impacto del tablero en su longitud libre de forma que pueda justificar el movimiento en cabeza de la propia pila, más allá de una pequeña fisura en las proximidades al nivel de tierras a media altura (recordar que esta pila tiene un relleno de tierras del orden de los 11m). Lo que sí que puede observarse tras la caída del primer vano, como se ha puesto de manifiesto, el desplazamiento en cabeza de pila de 1,80m, movimiento que, ante la ausencia de fisuración en el alzado de la pila, se debe producir como sólido rígido pivotando sobre alguna sección enterrada del fuste o como fallo de la propia cimentación.

Fruto del movimiento citado movimiento se acaba produciendo el desplazamiento del eje de apoyo del vano V2 sobre la pila P2 del orden de 1,8-2,0 m movimiento que se produce, a priori, sin rozamiento dado que las mesetas superiores del cajón no presentan síntoma general de degradación por rozamiento.



Figura 118 Detalle de desplazamiento de pila P2 respecto al eje de apoyo del vano V2.



Figura 119 Detalle de cara inferior de tacones de apoyo del vano V2 sobre P2. Ausencia de indicios de daño por rozamiento.

Tras la demolición del vano V2, tal y como se puede ver en el video realizado por el MITMA y recoge Intemac en su informe, se produce un nuevo movimiento del fuste de la pila P2,

totalmente apreciable en dicho documento. Inicialmente, conforme se produce la caída del vano, la pila P2 acompaña al tablero hacia el centro de vano hasta que se produce el despegue de éste y, una vez que el tablero impacta contra el suelo sufre un giro hacia la pila y la impacta a media altura de forma que produce un movimiento hacia el vano V3 hasta que queda acodada entre los mamparos de los vanos adyacentes. La situación final de las pilas resulta bastante similar a la de partida, presentando la pila P1 un desplome de 0,23 m hacia el vano V2 y la pila P2 de 1,73 m hacia el mismo vano.

Dicho movimiento no hace más que confirmar que la pila P2 presenta un comportamiento de "biela" en algún punto del fuste o en la propia cimentación.



Figura 120 Detalle de alzado de pila P2 tras la demolición del vano V2. Presencia de fisuras/grietas en el alzado de pila a unos 3 m sobre el terreno fruto del impacto del vano V2 en su caída. Fuente: Intemac

## 10 Demolición controlada del vano 2 y corte con hilo y desmontaje de las pilas p1 y p2. Información extraída de la caída del vano demolido

La demolición controlada del vano V2 se diseñó bajo la premisa de garantizar las máximas medidas de seguridad al personal de obra, así como que minimizara la afección a sus mamparos, así como a los vanos previamente caídos y a las propias pilas. Conforme a este criterio se desecharon procedimientos de voladura o demolición mecánica mediante mordedoras o similar.

El procedimiento elegido consistió en el picado progresivo del tablero y almas en una sección a 8 m del mamparo 1, de forma que, progresivamente se consiguiera el agotamiento de la sección a flexión positiva por la fibra del hormigón comprimido. Para ello se utilizó un robot de demolición manejado por control remoto colgado de una grúa de gran tonelaje para evitar la pérdida del material.

Tras más de 2 días de picado del tablero, el 19 de agosto de 2022, cuando se habían demolido completamente la losa y los pretilos del tablero y se llevaban unos 0,40 m de picado de las almas, se produjo el colapso del vano.



Figura 121 Vista general de la demolición



Figura 122 Detalle de la demolición mediante robot

De forma sintética, el proceso de la demolición controlada llevada a cabo se puede resumir conforme a la siguiente cinemática:

- Rotura/estallido de la sección de picado por compresión del hormigón.



Figura 123 Rotura/estallido de la sección de picado por compresión del hormigón. Fuente imagen: DGT

- Giro de descenso del tramo corto del vano.



Figura 124 Giro y descenso tramo corto. Fuente imagen: DGT

- Continuación de caída del tramo corto y cierta pérdida del monolitismo del vano largo por apertura de juntas entre dovelas.



Figura 125 Apertura notable de junta entre dovelas. Fuente imagen: DGT

- Caída a plomo del extremo corto y tramo central del tablero, con una configuración en alzado semi en "V", pivotando sobre el la cabeza de pila P2. Pérdida de apoyo en P1 y giro de tablero sobre P2 y acompañamiento de pila P2 hacia vano.



Figura 126 Caída a plomo de tramo corto con pérdida completa de apoyo en P1. Caída de tramo central también a plomo y tramo extremo de P2 pivotando todavía sobre cabeza de pila. Fuente imagen: DGT

- Continuación de caída a plomo tramo lateral de P1 y central. Pérdida de contacto de tablero en cabeza de pila P2.



Figura 127 Continuación de caída a plomo de tramo extremo y central. Pérdida de contacto del tramo extremo a P2 con cabeza de pila. Fuente imagen: DGT

- Contacto con el terreno del primer tramo del tablero (mitad próxima a P1). Contacto del extremo de vano del segundo vano con el terreno. Segundo tramo cayendo con una inclinación de unos 60° respecto a la horizontal. Comienzo contacto tablero-alzado de pila.



Figura 128 Contacto con el terreno de la primera mitad del tablero. Caída semi-vertical del segundo tramo. Fuente imagen: DGT

- Durante la caída del resto de este segundo tramo el mamparo 2 golpea a la pila P2 y la mueve hasta su posición final, que queda confinada entre los mamparos de vanos 2 y 3.



Figura 129 Caída completa del tablero deslizando/rozando sobre el alzado de pila P2. Final de la demolición controlada del vano. Fuente imagen: DGT



# 11 Resultados de la inspección y toma de datos de los restos de los vanos v1, v2 y v3 y de las dovelas de las pilas p1 y p2 en el suelo, antes del desescombro

La inspección y toma de datos de los vanos V1, V2 y V3, llevada a cabo por Intemac, ha estado fuertemente condicionada por las más que lógicas condiciones de seguridad y accesibilidad a la zona del siniestro. Una de las principales limitaciones existentes para el libre acceso a la zona de los siniestros era la situación inestable del vano V2 el cual se encontraba apoyado sobre una pila que, fruto del movimiento sufrido en cabeza ya descrito, suscitaba ciertas incertidumbres respecto a su posible comportamiento, al mismo tiempo que los colapsos de los vanos V1 y V3, vanos que se encontraban en idéntica situación y avance de los trabajos (cables completamente cambiados y reparaciones de losas de continuidad en idéntico punto de ejecución), también obligaba al establecimiento de los máximos protocolos y garantías de trabajo.

Por tanto, si bien parte de los caminos de acceso se fueron desarrollando en paralelo, no fue hasta la demolición controlada del vano V2 en la segunda quincena de agosto y, posteriormente hasta la liberación de las expropiaciones de los terrenos paralelos a la estructura hacia el día 8 de septiembre, cuando de verdad se pudo empezar a completar los caminos de acceso, finalizados unos 10-12 días después, y poder trabajar con unas ciertas, aunque limitadas, condiciones de seguridad y accesibilidad completamente a la zona del siniestro.

Lógicamente, los trabajos e inspecciones aquí descritos y desarrollados se han ido realizando de forma continuada a lo largo del tiempo, conforme se ha ido pudiendo acceder a los diferentes tramos de los vanos colapsados.

Los aspectos técnicos más reseñables obtenidos a lo largo de estos meses se pueden clasificar en los siguientes conceptos:

- Inspección y toma de datos de mamparos de los vanos V1, V2 y V3 en su conjunto, así como la identificación de los posibles mecanismos de colapso que hubieran podido desencadenar los fallos de los vanos V1 y V3.
- Inspección y toma de datos en desviadores.
- Toma de datos de hormigones y del estado de las armaduras, junto con sus eventuales despieces.
- Toma de datos de los trabajos de hidrodemolición realizados.
- Cualquier otro aspecto técnico que, tanto durante la realización de las inspecciones "in situ" como de los propios análisis del suceso en oficina pudieran ayudar a explicar los sucesos ocurridos.

Los trabajos que a continuación se detallan a continuación han sido desarrollados por Intemac, bajo la dirección de IDEAM y MC2, así como también se incluyen los resultados de las diferentes inspecciones y toma de datos realizada por medios propios con objeto de completar y tener una impresión directa de los vanos en el suelo.

## 11.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS VANOS V1, V2 Y V3 EN EL SUELO

Como se ha puesto de manifiesto a lo largo de los anteriores apartados, el colapso súbito de los vanos V3 y V1 de la calzada Coruña del viaducto del Castro, se habría producido como consecuencia de una caída "a plomo", sin rastros evidentes de impactos en las cabezas de pila, lo que induce a pensar en la imperiosa necesidad de la pérdida de apoyo de forma instantánea. Este aspecto, inicialmente, tras el colapso del vano V3, se podría haber debido tanto al súbito giro como sólido rígido de la pila P2 con el consiguiente movimiento en cabeza de pila de 1,80m o a la pérdida de la sección de cajón de la dovela del mamparo (dovela D16) lado Coruña.

El segundo colapso, el del vano V1, se produjo sin aparentes movimientos en el estribo E-1 y pila P-1, por lo que la única causa que podía explicar en este caso el súbito colapso era la propia pérdida de apoyo del tablero como consecuencia del fallo de la sección cajón de la dovela del mamparo, nuevamente, lado Coruña.

Tanto en la figura e imagen siguientes se puede observar el estado en que quedaron los vanos V1 y V3 tras el colapso.



Figura 130 Croquis e imagen del estado de los vanos V1 y V3 tras los colapsos. Fuente: Intemac

Posteriormente, tal y como ha sido detallado en el apartado 10 se procedió a la demolición controlada del vano V2, así como a la realización de unos caminos de acceso por ambos laterales de la traza, actuaciones absolutamente necesarias para garantizar la accesibilidad a la zona siniestrada con unas mínimas condiciones de seguridad.



Figura 131 Vista general de los vanos V1, V2 y V3 tras la demolición del vano V2.

Los aspectos generales o primeras conclusiones que, tras la inspección de los vanos siniestrados, lógicamente tras la habilitación de los correspondientes accesos y medidas de seguridad, se pueden recoger en los siguientes puntos:

- Tras una primera inspección general de los 2 vanos colapsados, así como del propio vano V2 demolido, se observan una cierta serie de roturas y desórdenes generalizados de los que se podría destacar:
  - Pérdida de monolitismo de las secciones cajón de las dovelas por rotura de almas, losa, etc.
  - Pérdidas de alineación de piezas producidas, aparentemente, por el apoyo irregular sobre el terreno.
  - Roturas por golpes e impactos de piezas, probablemente por el efecto de la caída.
  - Roturas, especialmente en el vano V3 y localizadas, generalmente en la cara superior de losa, con llamativas delaminaciones de la losa justo por el plano interior de las armaduras, así como marcas de lechada del hormigón marcando perfectamente las armaduras, incluso sus corrugas.
  - Algunos desviadores, con aparente integridad a nivel sección y elemento, desconectados de las almas de los mamparos, hecho que pudiera ser debido al propio impacto de la dovela, sobre el terreno.
- Mamparos del lado Madrid de vanos V1 y V3, coincidentes con junta de dilatación, presentan una integridad bastante aparente, pese a las correspondientes caídas sufridas, incluso desde más de 15,0 m en el caso del mamparo 1 del vano V3.
- En cambio, los mamparos contrarios de estos vanos, mamparos lado Coruña (dovelas 16), coincidentes con detalles de juntas de continuidad y, por consiguiente, con el proceso de saneado con la hidrodemolición realizado, presentaban un nivel de agrietamiento y daños muy elevado. A destacar en este caso el estado en que quedó el mamparo 2 del vano V1, en el que se puede constatar la pérdida completa de su geometría inicial y su elevado nivel de degradación, seguramente como consecuencia de la suma del efecto de la caída, desde más de 25,0 m, a los daños del colapso.

- Respecto a los mamparos correspondientes al vano V2, si bien luego se comentarán sus particularidades, se ha podido constatar su aparente integridad, análoga a los mamparos del lado Madrid, incluso después del proceso de picado, demolición y caída.
- En cuanto al estado de los cables de los 3 vanos, incluso tras la caída de los mismos, no ha apreciado, como de alguna forma era esperable dado que se acababan de reemplazar apenas unos meses, ningún tipo de rotura o fallo de los mismos.

Una vez más se debe incidir en las actuales limitaciones existentes para la toma de datos y, por tanto, de la propia limitación existente en la identificación y toma de datos, debiéndose considerar los aspectos anteriores como preliminares, debiéndose completar y matizar conforme se produzca tanto el avance del desescombro como de la propia toma de datos de las investigaciones todavía en curso.

## 11.2 INSPECCIÓN DETALLA DE MAMPAROS DE VANOS V1, V2 Y V3

De todos los aspectos tratados en el apartado anterior, los mamparos de los diferentes vanos se considera que requieren un tratamiento especial y prioritario, dado que el avance de las investigaciones iría confirmando que el inicio de los vanos colapsados tendría su origen en estos elementos.

Antes de nada, resaltar la provisionalidad de este apartado, puesto que la primera inspección que se ha podido realizar del conjunto de los mamparos con un grado de detalle suficiente no ha sido posible abordarla como consecuencia de las restricciones de acceso por cuestiones de seguridad.

Se realiza a continuación un análisis y descripción, mamparo por mamparo, de los aspectos más reseñables detectados durante la inspección y toma de datos realizada (NOTA: la referencia utilizada en la identificación de las imágenes siguientes es, indiferentemente la imagen sea exterior o interior, nombrar los mamparos y dovelas empezando por el extremo del vano de menor pk. La identificación de izquierda y derecha se realiza conforme a un observador posicionado en el exterior y de espaldas hacia el menor pk):

- **Vano V1. Mamparo 1.** La inspección visual detallada realizada de este mamparo no ha puesto de manifiesto ningún tipo de daño ni desorden relevante, más allá de los daños durables detectados en las inspecciones previas, tanto por el exterior como por el interior.



Figura 132 Vano 1. Mamparo 1. Vista general. Aparente integridad del mismo tras colapso.



Figura 133 Vano 1. Mamparo 1. Vista interior del lateral izquierdo. Daños durables por corrosión de armaduras.



Figura 134 Vano 1. Mamparo 1. Vista interior del lateral derecho. Sin daños aparentes.



Figura 135 Vano 1. Mamparo 1. Vista interior del paso de hombre. Sin daños aparentes.



Figura 136 Vano 1. Vista general del interior del vano desde el mamparo 1.

- **Vano V1. Mamparo 2.** La inspección visual detallada realizada del mamparo, tal y como se ha avanzado anteriormente, manifestó importantes daños en el mismo como consecuencia de los daños iniciales del colapso y, casi con toda seguridad, por efecto superpuesto como consecuencia de la propia caída sufrida desde más de 25 m.



Figura 137 Vano 1. Mamparo 2. Vista general exterior desde el lateral derecho. A destacar el importante nivel de daño.



Figura 138 Vano 1. Mamparo 2. Vista general exterior desde el frontal (mirando desde pk+) derecho. A destacar el importante nivel de daño.

La descripción de los daños y detalles detectados durante la misma se subdividen datos interiores y exteriores:

- **Inspección visual interior.** La inspección visual del interior del mamparo pone de manifiesto el gran nivel de daño presente en el mamparo. Tal y como se ha puesto de manifiesto anteriormente, es de suponer que el nivel de daños que presenta el mamparo es la suma de su eventual fallo y la propia caída, daños que,

“a priori” resulta difíciles de separar con el nivel de información actual, si bien se plantean unas primeras posibilidades al respecto. De forma resumida y tal y como se observa en las siguientes imágenes, las principales conclusiones detectadas de la toma de datos realizada serían:

- Desprendimiento de gran parte del hormigón de la cara interior del mamparo, especialmente en su parte inferior.
- Doblado de armaduras principales verticales del mamparo en su zona inferior, seguramente como consecuencia de la cinemática del impacto con el suelo.
- Aumento significativo de espesor en la zona inferior del mamparo como consecuencia directa de los dos puntos anteriores.
- Reducción de la altura interior del mamparo, seguramente, otra vez, como consecuencia de los puntos anteriores.
- Fisuras/grietas en la cara interior del mamparo producidas, probablemente, por la flexión de eje vertical del mamparo. Nótese que dichas fisuras presentan su máxima abertura, del orden de 2,5-3,0 mm, en la cara interior del mamparo, cerrándose en su camino hacia la cara exterior.
- Contacto directo entre la dovela D15, anterior al mamparo, y la propia cara interior del mamparo como consecuencia de la rotura/cabalgamiento de la parte de la sección cajón correspondiente a la dovela D16.



Figura 139 Vano 1. Mamparo 2. Vista general interior. Se observa el desprendimiento de gran parte del recubrimiento interior del hormigón, dejando las armaduras principales del mamparo descubiertas, las cuales presentan una gran deformación.



**Figura 140 Vano 1. Mamparo 2. Vista general interior lateral derecho. Armaduras principales del mamparo descubiertas, las cuales presentan una gran deformación de su parte inferior hacia el interior del vano.**



**Figura 141 Vano 1. Mamparo 2. Vista general interior lateral izquierdo. Armaduras principales del mamparo descubiertas, las cuales presentan una gran deformación de su parte inferior hacia el interior del vano.**



Figura 142 Vano 1. Mamparo 2. Vista general interior de la parte superior del paso de hombre. Fisuración de hasta 2 mm de apertura, producida seguramente por flexión de eje vertical del mamparo. Obsérvese también, en la parte superior de la imagen, el contacto directo entre la dovela D15 y el mamparo (D16), lo que pone de manifiesto la ausencia/rotura del tramo de sección cajón de la dovela D16.



Figura 143 Vano 1. Mamparo 2. Medición de fisuras en interior de mamparo de hasta 2,5-3,0 mm aproximadamente.



Figura 144 Vano 1. Mamparo 2. Detalle interior de la parte superior del paso de hombre en donde se puede observar la ausencia/rotura del tramo de sección cajón de la dovela D16, al igual que un cierto nivel de daño, posiblemente por golpe/impacto de la propia dovela D15 contra el mamparo.



- **Inspección visual exterior.** La inspección visual del exterior del mamparo nuevamente pondría de manifiesto el gran nivel de daño presente en el mismo. Tal y como se ha puesto de manifiesto anteriormente, es de suponer que el nivel de daños que presenta el mamparo es la suma de su eventual fallo y la propia caída. De forma resumida, las principales conclusiones detectadas de la toma de datos realizada serían:
- Pérdida del recubrimiento de hormigón del exterior derecho del mamparo, así como fragmentación interior del hormigón de la "jaula" formada por las armaduras verticales y horizontales del propio mamparo.
  - Rotura, al menos, de dos placas del pretensado. Hay que destacar la placa correspondiente al tendón T4 la cual se encuentra completamente partida en varios fragmentos.
  - Hundimiento de placas de pretensado. Si bien, dado el estado del frente del mamparo, conlleva a toda falta de referencias, así como, el propio desconocimiento previo de las placas del pretensado se puede constatar que la placa del anclaje superior derecho (T4), se habría hundido. El resto de las placas visibles del lateral derecho del mamparo, aparentemente, también habrían sufrido cierto hundimiento.
  - Parte de losa superior sobre cabeza de mamparo. A lo largo de la última semana se pudo acceder a la cabeza del mamparo y proceder a la retirada y reconstrucción del "puzle" que formaban los restos de la losa gracias a la identificación y posicionamiento de parte de las armaduras conforme a los detalles de Planos.
  - Fragmentos del hormigón de losa en el contacto dovela D15 con la dovela del mamparo, pendientes de identificar a qué elemento podrían corresponder, si bien, parece que corresponderían con fragmentos de la losa de la dovela del mamparo.
  - Fuerte corrosión puntual de las armaduras principales verticales del mamparo en su tramo horizontal.
  - Pérdida de anclaje/doblado de armaduras principales verticales del mamparo en su cara trasera.
  - Pérdida de alineación del mamparo, producido, seguramente, por la coacción de la pila P1 durante su caída. Posible influencia del hundimiento del anclaje pendiente de analizar.



Figura 145 Vano 1. Mamparo 2. Vista frontal derecha (imagen izquierda) e izquierda (imagen derecha) desde el exterior. Apenas resulta parte del mamparo visible tanto por el propio fallo, el efecto de la caída.



Figura 146 Vano 1. Mamparo 2. Vista superior del anclaje exterior superior derecho, en donde se puede apreciar la importante corrosión del tramo horizontal de las armaduras principales del mamparo, así como el hundimiento del bloque de pretensado (cercos de confinamiento vistos) y la rotura de la placa del pretensado.



Figura 147 Vano 1. Mamparo 2. Ídem.



Figura 148 Vano 1. Mamparo 2. Vista frontal de la placa de anclaje del alma izquierda. Rotura de esquina de placa y del hormigón bajo el bloque de la placa de asiento.



Figura 149 Vano 1. Mamparo 2. Vista superior mamparo sobre bloque de pretensado. Corrosión severa de amaduras, incluso con pérdida de corruga de barra Ø32 y pérdida de posición de barras.



Figura 150 Vano 1. Mamparo 2. Vista superior de mamparo donde se aprecia la pérdida de alineación de la zona correspondiente al alma derecha.



Figura 151 Vano 1. Mamparo 2. Detalle de zona donde se produce la pérdida de alineación del mamparo, claramente marcada en la traza de la armadura transversal superior.



Figura 152 Vano 1. Mamparo 2. Vista superior de cabeza de mamparo desde el lateral derecho. Fragmentos de losa, en prolongación de mamparo sobre dovela D15. Pendientes de identificar, si bien parecería que pertenecen a la parte de dovela del mamparo.



Figura 153 Vano 1. Mamparo 2. Detalle de frontal de nudo en zona de salida de mamparo (ver esquema e imagen superior). Hormigón interior aparentemente “machacado” y “pulverizado”, sin apenas poder distinguir entre la pasta del cemento y los áridos del hormigón. En la imagen superior se incluye la vista general del nudo previo a la retirada de los fragmentos exteriores del hormigón.

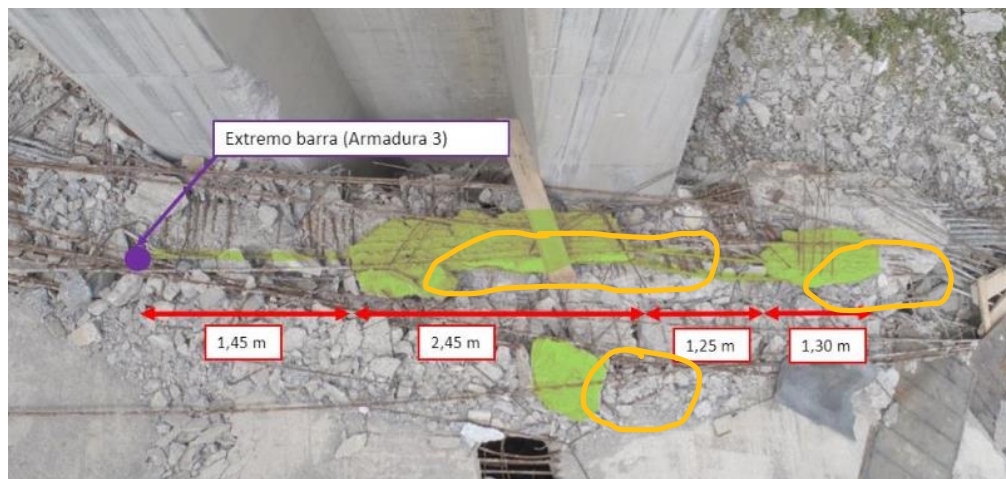


Figura 154 Vano 1. Mamparo 2. Frangentos de losa de la dovela del mamparo, apoyados, tras el colapso de la estructura, sobre la propia cabeza del mamparo.

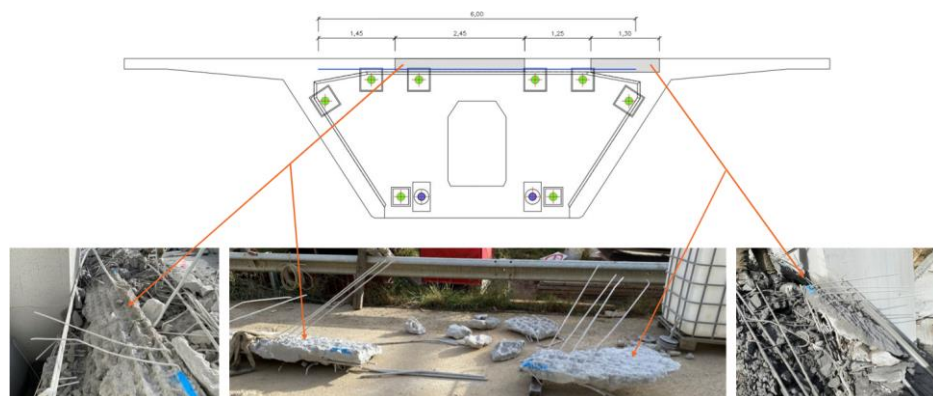


Figura 155 Vano 1. Mamparo 2. Reconstrucción esquemática del frente de losa identificado sobre la cabeza del mamparo.

- **Vano V2. Mamparo 1.** La inspección visual detallada de este mamparo confirmó las impresiones preliminares previas a la demolición del vano, en las que se pudo constatar una integridad bastante adecuada del mamparo pese a su caída desde unos 25 m.



Figura 156 Vano 2. Mamparo 1. Vista general exterior desde el lateral derecho. Integridad aparente del mismo.



Figura 157 Vano 2. Mamparo 1. Vista general exterior desde el lateral izquierdo. Integridad aparente del mismo.

La descripción de los daños y detalles detectados durante la misma se subdividen datos interiores y exteriores:

- **Inspección visual interior.** El aspecto visual del interior del mamparo, en términos generales, está en consonancia con la visión general exterior, no observándose grandes desórdenes como los observados en el mamparo anterior. No obstante, se detectaron una serie de indicios o defectos los cuales se detallan a continuación:
  - Fisuras a 45° en las uniones ala-alma tanto en la dovela del mamparo como en la dovela siguiente (D2) de abertura de décimas de milímetro.
  - Aparente fisura semi-vertical en unión de la zona acartelada de la losa con el propio plano del mamparo. Longitud de varios metros a lo largo de dicha junta.
  - Fisuras radiales de décima de milímetro con el paso de hombre, bastante frecuentes en mamparos de esta tipología (con discontinuidad por paso de hombre), ya detectadas en inspecciones previas.

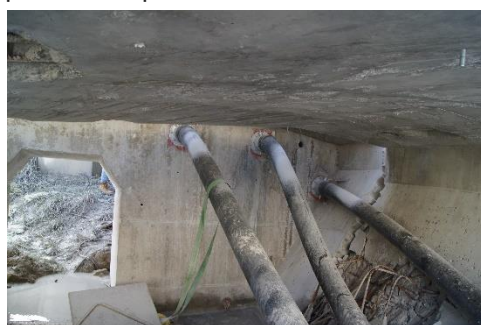


Figura 158 Vano 2. Mamparo 1. Vista general del interior del mismo. Aparente integridad estructural del mismo y sin grandes desórdenes a simple vista.



Figura 159 Vano 2. Mamparo 1. Detalle de fisura interior de trazado variable y próxima al encuentro del acartelamiento superior de losa y cara interior del mamparo.



Figura 160 Vano 2. Mamparo 1. Detalle de progresión de trazado de la fisura anterior.





**Figura 161 Vano 2. Mamparo 1. Vista general interior lateral izquierdo. Fisuras horizontales en la unión ala-alma a la salida del mamparo. Progresión a lo largo de la siguiente dovela, inclinándose 45° de abajo-arriba.**



**Figura 162 Vano 2. Mamparo 1. Vista general interior lateral izquierdo. Detalle de fisuras en dovela D2, donde se observa la fisuración a 45° anteriormente citada. Dicho patrón de fisuración se reproduce de forma simétrica en el lateral derecho.**



Figura 163 Vano 2. Mamparo 1. Fisura de cara inferior de losa interceptada por perforación de testigo.

- **Inspección visual exterior.** El aspecto visual del exterior del mamparo, en términos generales es bueno, no detectándose daños o desórdenes significativos. Lógicamente, la cara superior presenta el aspecto superficial rugoso e irregular producido por el saneado de la cara superior de la losa mediante la hidrodemolición. Durante su inspección se detectaron los siguientes aspectos:
  - Presencia de un plano de discontinuidad horizontal que abarca gran parte de la cara superior de losa de la dovela del mamparo, la cual se identificó "in situ" por los técnicos de Intemac como una junta fría. Durante la inspección realizada se pudo constatar cómo, mediante un simple martillo y cortafíos, se producía la delaminación o separación de las capas de hormigón marcadas por la junta fría. También se pudo constatar la presencia de la citada junta fría en parte de los testigos previamente sacados por Intemac. Dicha junta fría, se pudo posicionar, aproximadamente, a unos 10-11 cm de la cara superior de losa.
  - Perfil de hidrodemolición con cierta irregularidad superficial, probablemente producidos por la propia presencia de las armaduras superiores de la losa, y con puntuales sobre espesores, hasta, aproximadamente dicho plano discontinuidad producido por la junta fría detectada.
  - Corrosión puntual de las armaduras superiores de losa y mamparo en su cara superior. Sin grandes pérdidas de sección generalizadas, salvo la rotura/perdida sistemática de las armaduras longitudinales de losa dispuestas en las inmediaciones de los anclajes del pretensado. Como consecuencia del deficiente funcionamiento de las losas de continuidad del tablero.



Figura 164 Vano 2. Mamparo 1. Vista general exterior del mamparo donde se puede observar el saneo con hidrodemolición realizado.



Figura 165 Vano 2. Mamparo 1. Vista general exterior del mamparo donde se advierte la junta fría detectada a unos 10-11 cm estimados de la cara superior de losa.



Figura 166 Vano 2. Mamparo 1. Picado manual del hormigón residual por encima de la junta fría.



Figura 167 Vano 2. Mamparo 1. Fragmento de hormigón en parte superior de junta fría. Ausencia de árido "cosiendo" la interfase de la junta.



Figura 168 Vano 2. Mamparo 1. Detalle de plano de delaminación producido por la junta fría en el paramento interior de uno de los testigos extraídos.



Figura 169 Vano 2. Mamparo 1. Medición del espesor residual de losa tras retirada del hormigón "inerte" por encima de la junta fría.



Figura 170 Vano 2. Mamparo 1. Cara superior de losa. Presencia de irregularidades superficiales en forma de "picotazos" producidos por la hidrodemolición, seguramente por la presencia de la junta fría.



Figura 171 Vano 2. Mamparo 1. Detalle de vista superior de anclajes de pretensado. Nótese la rotura de las armaduras longitudinales de losa como consecuencia del deficiente funcionamiento de las losas de continuidad.

- **Vano V2. Mamparo 2.** Nuevamente, la inspección visual detallada de este mamparo confirmó las impresiones preliminares previas a la demolición del vano, en las que no se observó ningún tipo de daño significativo pese a la caída desde unos 17 m sufrida durante la demolición controlada.



Figura 172 Vano 2. Mamparo 2. Vista general exterior desde el lateral derecho. Integridad aparente del mismo. En la imagen pueden observarse los significativos daños de tipo durable presentes en la cara inferior de la dovela del mamparo y anterior, así como en el propio alma.



Figura 173 Vano 2. Mamparo 2. Vista general exterior desde el lateral izquierdo.

La descripción de los daños y detalles detectados durante la misma se subdividen datos interiores y exteriores:

- **Inspección visual interior.** El aspecto visual del interior del mamparo, en términos generales, está en consonancia con la visión general exterior, no observándose grandes desórdenes. En este caso, únicamente destacar:
  - Desconchón con importantes armaduras con claros síntomas de corrosión. Resaltar también el anclaje horizontal de las patillas de la armadura horizontal en vez de vertical conforme al detalle reflejado en Planos.
  - Presencia de una fisura o plano horizontal en testigo de extraído de losa superior del tablero.



Figura 174 Vano 2. Mamparo 1. Vista general del interior del mismo. Aparente integridad estructural del mismo y sin grandes desórdenes a simple vista.



Figura 175 Detalle de armadura longitudinal de losa de dovela con claros síntomas de corrosión y, al mismo tiempo, la patilla de anclaje aparece dispuesta el horizontal en vez de en vertical.



Figura 176 Fisura horizontal en interior de testigo.

- **Inspección visual exterior.** La parte exterior del mamparo tras la demolición controlada del vano V2 no sufrió, aparentemente ningún tipo de daño o desorden significativo, por lo que únicamente se ha podido realizar una inspección más en detalle del mismo y la constatación de parte de los daños previamente detectados, si bien, se ha destacar, tal y como ya se ha comentado anteriormente, los importantes daños durables detectados, que tras el colapso han quedado completamente al descubierto, mostrando la importante magnitud de los mismos.



Figura 177 Vano 2. Mamparo 2. Vista exterior del lateral derecho. Comparación entre el estado previo a la demolición, fase de inspección inicial exterior de la estructura, y tras la caída. Clara magnificación y constatación del nivel de daños que manifestaba el tablero. Zona identificada y marcada a sanear y reparar en el Proyecto de Reparación.



Figura 178 Vano 2. Mamparo 2. Detalle de estado de armadura en la cara inferior del voladizo anterior.

- **Vano V3. Mamparo 1.** La inspección del presente mamparo no puso de manifiesto ningún daño ni particularidad digna de mención. Como particularidad, se ha de indicar que el presente mamparo presenta una fuerte inclinación de eje longitudinal, fruto de la irregularidad del terreno de apoyo, tal y como se puede observar en la siguiente imagen.



Figura 179 Vano 3. Mamparo 1. Vista general del interior interior del mamparo. Aparente integridad del mismo.



Figura 180 Vano 3. Mamparo 2. Vista general exterior desde el lateral derecho, lateral izquierdo no visible por el ocultamiento que supone el frontal de la pila P2. Aparente estado de integridad.

La inspección tanto interior como exterior de este mamparo no puso daños o desórdenes relevantes, mostrando un aspecto análogo al de los mamparos: V1-M1, V2-M2 y V2-M2, si bien en este caso, apenas se han encontrado datos de tipo durable en los paramentos visibles del mamparo, ni se han detectado las fisuras longitudinales e inclinadas de la unión alma-losa del mamparo 1 del vano V2.

- **Vano V3. Mamparo 2.** Este mamparo presenta, al igual que el mamparo 2 del vano V1 un nivel de daño o desorden muy importante, si bien no tan acusado como en el caso de dicho vano, seguramente como consecuencia de haber sufrido una caída desde una altura significativamente inferior, si bien, como se verá más adelante, comparte una serie de particularidades que, seguramente, sean fruto de haber sufrido un fallo análogo.





Figura 181 Vano 3. Mamparo 2. Vista general superior del mamparo y dovelas aledañas, a la izquierda de la imagen la pila P3.



Figura 182 Vano 2. Mamparo 2. Vista general exterior desde el lateral derecho. Integridad aparente del mismo. En la imagen pueden observarse los significativos daños de tipo durable presentes en la cara inferior de la dovela del mamparo y anterior, así como en el propio alma.

La descripción de los daños y detalles detectados durante la misma se subdividen en datos interiores y exteriores:

- **Inspección visual interior.** La inspección visual del interior del mamparo, al igual que en el mamparo homólogo del vano V1, pone de manifiesto el gran nivel de daño presente en el mamparo. De forma resumida y tal y como se observa en las siguientes imágenes, las principales conclusiones detectadas de la toma de datos realizada serían:

- Desprendimiento de gran parte del hormigón de la cara interior del mamparo, especialmente en su parte inferior.
- Ligero aumento de espesor en la zona inferior del mamparo.
- Contacto directo entre la dovela D15, anterior al mamparo, y la propia cara interior del mamparo como consecuencia de la rotura/cabalgamiento de la parte de la sección cajón correspondiente a la dovela D16.
- Completa desaparición del alma derecha tanto de la dovela D15 como de la propia dovela del mamparo, la D16.
- Tacón interior del pretensado de refuerzo sin daños reseñables.
- Golpe/impacto de alma izquierda como consecuencia, seguramente, del brusco apoyo/contacto entre ambas piezas. Indicios de delaminación de la pieza.
- Fisuras/grietas en la cara interior del mamparo producidas, probablemente, por la flexión de eje vertical del mamparo. Nótese que dichas fisuras presentan su máxima abertura, del orden de 1,0-1,5 mm, en la cara interior del mamparo, cerrándose en su camino hacia la cara exterior.



Figura 183 Vano 3. Mamparo 2. Vista general interior. Desprendimiento del hormigón del recubrimiento interior, más acusado en su lateral derecho. Tacón interior de refuerzo sin daños relevantes.



**Figura 184** Vano 3. Mamparo 2. Vista lateral derecha del mamparo en la zona del paso de hombre. Ligero aumento de espesor con el hormigón completamente fragmentado en su interior.



**Figura 185** Vano 3. Mamparo 2. Vista lateral izquierda del mamparo en la zona del paso de hombre. Ligero aumento de espesor con el hormigón completamente fragmentado en su interior



**Figura 186** Vano 3. Mamparo 2. Vista interior derecha del mamparo. Desprendimiento del hormigón de recubrimiento interior, más acusado en su lateral derecho.



Figura 187 Vano 3. Mamparo 2. Vista interior izquierda del mamparo. Desprendimiento del hormigón del recubrimiento en la parte inferior. Rotura lateral del alma en su contacto con el mamparo, con, aparentemente, cierta delaminación de la pieza.



Figura 188 Vano 3. Mamparo 2. Vista interior de riostra superior de paso de hombre. Fisuración de eje vertical. Apertura de fisura máxima del orden de 1,5mm.



Figura 189 Vano 3. Mamparo 2. Vista interior de riostra superior de paso de hombre. Fisuración de eje vertical. Apertura de fisura máxima del orden de 1,5mm

- **Inspección visual exterior.** La inspección visual del exterior del mamparo se ha podido realizar únicamente de forma parcial por el ocultamiento que supone la pila P3 a la mitad izquierda del mamparo. Las principales conclusiones detectadas de la toma de datos realizada serían, esquemáticamente:
  - Pérdida del recubrimiento de hormigón del exterior derecho del mamparo.
  - Aparente separación mediante un plano cuasi perfecto, sin apenas irregularidad de las cabezas accesibles del pretensado, marcando lo que podría asemejar a un pilar o bloque formado por la zona zunchada del pretensado.
  - Importante fragmentación del hormigón en el interior de la "jaula" formada por las armaduras verticales y horizontales del mamparo. Efecto visible, asimismo, lógicamente desde el interior del mamparo. Dicha fragmentación parece que sería más notoria en su lateral izquierdo (derecho no visible de forma clara) y, especialmente en la zona central del mamparo, con una clara inclinación de los fragmentos a unos 45°. El área triangular inferior marcada por la parte inferior del paso del bloque de pretensado del alma con la cara inferior del paso de hombre con una cierta mayor integridad del hormigón.
  - Parte de losa superior sobre cabeza de mamparo. A lo largo de la última semana se pudo acceder a la cabeza del mamparo y proceder a la retirada y reconstrucción del "puzle" que formaban los restos de la losa gracias a la identificación y posicionamiento de parte de las armaduras conforme a los detalles de Planos.
  - Hundimiento de placas de pretensado. Durante las inspecciones realizadas, ha resultado difícil de establecer un valor concreto del hundimiento de los bloques de anclaje del pretensado dada la falta de una referencia clara sobre la que medir, así como desconocer la situación inicial de los mismos. Aparentemente, el hundimiento afectaría principalmente a los tres bloques superiores derechos y, cualitativamente, el que mayor hundimiento habría sufrido es el central de estos 3. Los otros bloques apenas resultan visibles, aunque,

aparentemente, parece que no habrían sufrido hundimiento alguno y, de haberlo sufrido, sería mínimo.

- Parte de losa superior sobre cabeza de mamparo. A lo largo de la última semana se pudo acceder a la cabeza del mamparo y proceder a la retirada y reconstrucción del "puzzle" que formaban los restos de la losa gracias a la identificación y posicionamiento de parte de las armaduras conforme a los detalles de Planos.
- Fragmentos del hormigón de losa en el contacto dovela D15 con la dovela del mamparo, pendientes de identificar a qué elemento podrían corresponder.
- Zona de cables de refuerzo sin daños o desórdenes reseñables.
- Fuerte corrosión puntual de las armaduras principales verticales del mamparo en su tramo horizontal.
- Corrosión generalizada de las armaduras exteriores del mamparo, incluso con la rotura puntual de armaduras.
- Pérdida de anclaje/doblado de armaduras principales verticales del mamparo en su cara trasera.
- Pérdida de alineación del mamparo en la zona del alma derecho.



Figura 190 Vano 3. Mamparo 2. Vista general exterior del frente del mamparo. Fragmentación del hormigón interior del mamparo, especialmente en la zona correspondiente al lateral izquierdo del mismo, con una clara inclinación de los fragmentos a unos 45°. Área triangular inferior marcada por la parte inferior del paso del bloque de pretensado del alma con la cara inferior del paso de hombre con una cierta mayor integridad del hormigón. Sin daños o desórdenes aparentes en la zona de los anclajes inferiores.



Figura 191 Vano 3. Mamparo 2. Detalle de tendón de pretensado del alma derecha. Integridad del bloque de hormigón zunchado por la introducción de la carga del pretensado.



Figura 192 Vano 3. Mamparo 2. Detalle de tendón superior derecho. Nuevamente se observa la aparente integridad del bloque de hormigón zunchado entre el hormigón fragmentado, observándose, incluso, una grieta en el lateral derecho de la imagen.



Figura 193 Detalle de imagen anterior.

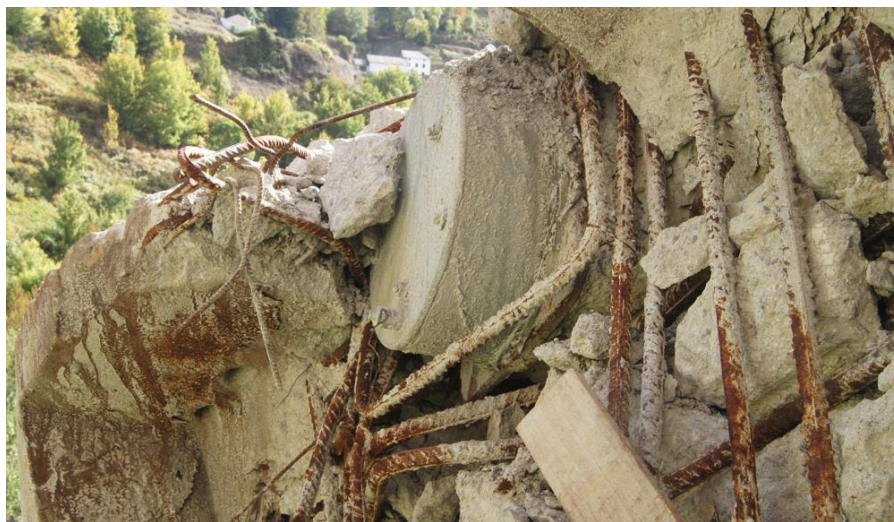


Figura 194 Vano 3. Mamparo 2. Detalle de anclaje de pretensado que mayor hundimiento habría sufrido. Nótese los primeros cercos de confinamiento en una sección exterior a la propia placa de anclaje.



Figura 195 Vano 3. Mamparo 2. Vista general exterior superior derecha del mamparo. Pérdida de alineación de la zona del alma.

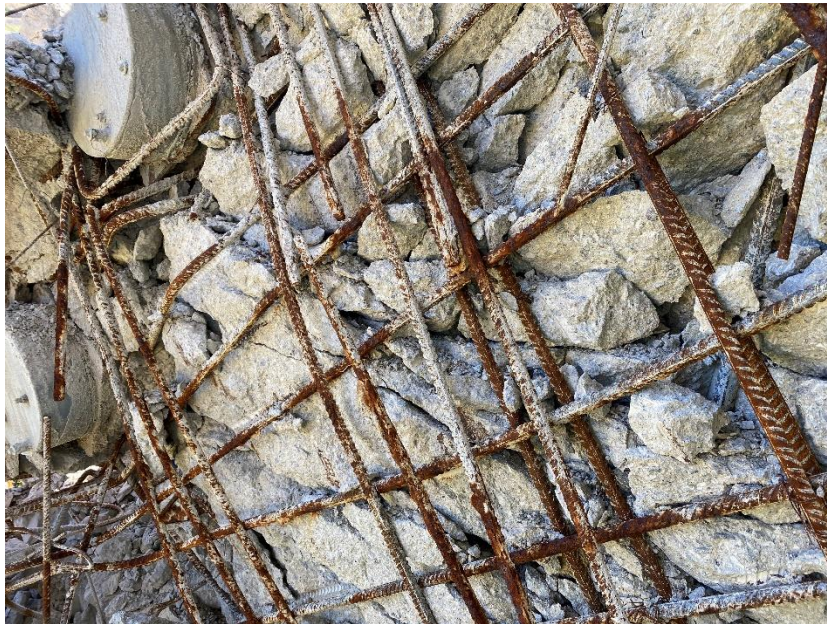


Figura 196 Vano 3. Mamparo 2. Vista general exterior del mamparo. Corrosión generalizada de armaduras, con importantes pérdidas puntuales de sección, incluso llegando a seccionar puntualmente las barras.





Figura 197 Vano 3. Mamparo 2. Vista general exterior del mamparo. Detalle de rotura de armadura por corrosión puntual localizada.

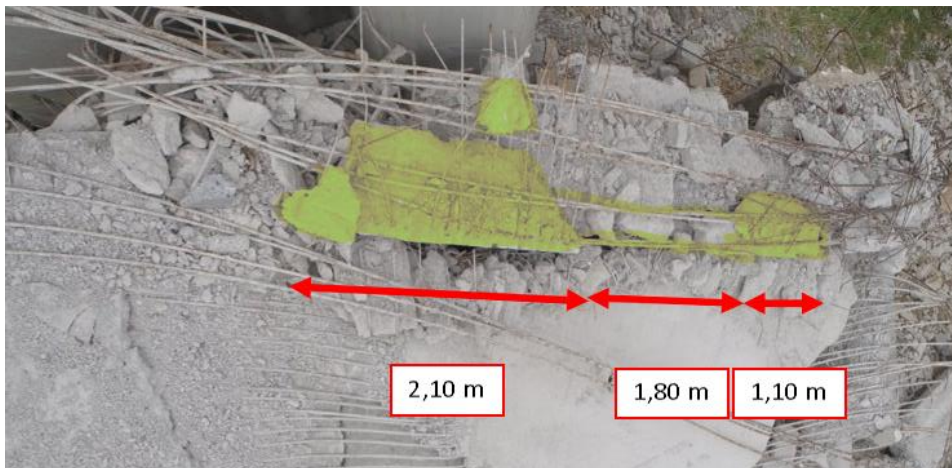


Figura 198 Vano 1. Mamparo 2. Fragmentos de losa de la dovela del mamparo, apoyados, tras el colapso de la estructura, sobre la propia cabeza del mamparo. En este caso, con la información actual, no resulta claramente identificable a qué parte de la losa correspondería.



Figura 199 Vano 3. Mamparo 2. Vista general exterior superior del mamparo. Fragmentos de hormigón pendientes de identificar si proceden de la dovela D15 o D16.



Figura 200 Vano 3. Mamparo 2. Cara lateral izquierda de mamparo y dovela anterior, D15. Rotura de alma, con formación de una cierta delaminación o plano de rotura, ejando ver las armaduras a la vista y con claros síntomas de corrosión.

### 11.3 INSPECCIÓN DE DESVIADORES

Tal y como se ha comentado anteriormente se ha realizado la inspección y toma de datos de aquellos desviadores que han resultado accesibles, bien entre las holguras existentes entre las dovelas como consecuencia de la propia caída o bien, de forma directa, en aquellas zonas del interior del tablero que se ha podido acceder. Por supuesto, la inspección de los desviadores se limita únicamente a los vanos V1 y V3, los vanos colapsados de forma repentina, al tener constancia de su ausencia de fallo en el vano V2.

En general, la impresión obtenida es que aquellos desviadores que se han podido inspeccionar presentan una completa integridad a nivel seccional como elemento viga, sin mostrar síntomas de agotamiento, fisuración o desgarrado por el efecto de desvío de los propios cables. En general se encuentran cosidos a las almas laterales de las dovelas, salvo algunos casos en los que aparecen "desgarrados" verticalmente, seguramente como consecuencia directa de la caída e impacto de las dovelas contra el suelo.

A título de ejemplo, se incluyen a continuación una serie de ejemplos e imágenes de los mismos.



Figura 201 Vano 1. Desviador D5. Vista general. Aparente integridad del mismo y de su vinculación a las almas de la dovela.



Figura 202 Vano 3. Desviador D5. Vista general. Aparente integridad del mismo, salvo en su lateral derecho que se encuentra "arrancado" del alma, aparentemente fruto de la caída del vano sobre el terreno a media ladera.



Figura 203 Vano 3. Desviador D7. Vista general. Aparente integridad del mismo, salvo en su lateral derecho que se encuentra "arrancado" del alma, por idéntico motivo que en el caso anterior.

En cualquier caso, como ya se ha puesto de manifiesto anteriormente, hasta el momento sólo se ha podido acceder a una parte reducida de los tableros colapsados, por lo que la inspección completa de los desviadores es parte de los trabajos pendientes en la actualidad.

## 11.4 OTROS ASPECTOS RESEÑABLES DETECTADOS DURANTE LA INSPECCIÓN Y TOMA DE DATOS

En cuanto al resto de daños reseñables detectados durante la inspección de los vanos V1, V2 y V3, aparte de los aspectos más concretos ya comentados, se han detectado una serie de aspectos que nos han llamado la atención y que serán objeto de valoración en el futuro si merece la pena analizar y estudiar en detalle su origen, así como las posibles consecuencias con los colapsos.

Básicamente, estos aspectos serían:

- **Rotura de elementos con claro patrón de delaminación del hormigón.** Si bien a lo largo del documento este aspecto ya ha sido citado, se expone y documenta más en detalle en estas líneas. Tal y como se puede observar mayoritariamente en las dovelas del vano V3 y, aisladamente en alguna dovela de los vanos V1 y V2. Entendemos que, como consecuencia de la caída, y el consiguiente contacto con el suelo, del vano V3 se produjeron una serie de esfuerzos sobre las diferentes partes de las dovelas que produjeron una serie de roturas y desórdenes a nivel local de dovela como resultado de dichos sobre esfuerzos. En este sentido llama la atención la delaminación que han sufrido ciertas dovelas, especialmente las correspondientes al vano V3, en las que las sollicitaciones sufridas por las dovelas habrían producido roturas de tipo frágil consistente en una aparente generación de planos de fisuración o delaminación, o como lo que también se podría entender como pérdida de adherencia de las armaduras. Este fenómeno se manifiesta tanto en la cara superior de la losa como en la cara inferior, no habiéndose observado de forma clara hasta el momento en el resto de los elementos de los tableros.



Figura 204 Vano 3. Vista general del interior del vano V3 desde el centro de vano, aproximadamente hacia el mamparo 1, donde se pueden observar 2 dovelas contiguas con una clara rotura con delaminación del hormigón por su cara inferior.



Figura 205 Vano 3. Detalle de imagen anterior..



Figura 206 Ídem



Figura 207 Vano 3. Vista general del exterior del tablero, desde la dovela D9 al mamparo 2. Claramente se observa un patrón de rotura con delaminación del hormigón.



Figura 208 Vano 3. Detalle de rotura alma-losa izquierda de la dovela D11. Delaminación de armadura superior de losa.

## 12 Campaña de estudios y ensayos de laboratorio de las piezas seleccionadas para su custodia

Una vez se realice el análisis detallado, así como la aclaración de los diferentes aspectos de los informes de Inspección y Análisis de hormigones desarrollados por Intemac, así como se completen las inspecciones y toma de datos "in situ" en paralelo al desescombro de los vanos V1, V2 y V3 y de los propios alzados de las pilas P1 y P2 se procederá a la definición concreta de las piezas y ensayos a realizar.

En primera instancia estaría previsto reservar las dovelas correspondientes a todos los mamparos junto con sus dovelas adyacentes., así como, puntualmente, alguna dovela con desviador y con roturas con delaminación de armaduras.

Complementariamente a las piezas anteriores, seguramente también se proponga la selección y análisis de las dovelas correspondientes a los mamparos del viaducto de la calzada Madrid, a desarrollar durante su desmontaje técnico.

Lógicamente, si durante el proceso de desescombro o desmontaje del tablero de la calzada Madrid se observara alguna otra dovela o elemento que pudiera tener interés al respecto, se planteará igualmente su reserva y análisis.

En cualquier caso, como se ha puesto de manifiesto al comienzo del apartado, son aspectos pendientes de desarrollar en detalle, si bien las líneas generales planteadas anteriormente son las que, con el nivel de información y análisis actual, se plantearán.

## 13 Análisis estructural del proyecto del tablero del viaducto

Una vez declarada la emergencia en el verano de 2021, y tras acreditarse en el Informe Preliminar sobre el Estado del viaducto del Castro, firmado por la UTE Esteyco-Bagh en mayo de 2021, la rotura de uno de los ocho cables de pretensado exterior que cosían las dovelas de cada vano (calzada Coruña, vano 8, tendón 5), una de las primeras tareas realizadas con urgencia por Ideam fue, lógicamente, la revisión del Anejo de Cálculo y los Planos del Proyecto Modificado elaborados por los Servicios Técnicos de FCC, para efectuar una primera evaluación de las condiciones de seguridad remanentes en el tablero tras la pérdida del orden de un 13,2 % de la capacidad resistente de su sistema de pretensado. Dichos trabajos, al igual que el presente apartado, se centra especialmente en el comportamiento resistente del tablero exclusivamente, dejando el análisis detallado de la subestructura para cuando se disponga de datos concretos.

El hecho de tratarse de una tecnología novedosa en su época, tanto en nuestro país como en el ámbito internacional: “tableros de dovelas conjugadas prefabricadas cosidas a hueso con pretensado exterior”, como se ha descrito en el apartado 4 de este Informe, hacía lógicamente necesario no limitar la citada a revisión a los análisis numéricos del Proyecto Modificado sino extender su contraste mediante análisis paralelos, realizados por Ideam en el marco de la emergencia.

Las primeras inspecciones realizadas por especialistas de Freyssinet, confirmando rotundamente los indicios detectados inicialmente por IDEAM así como los daños detectados en la fase de Inspección Especial abordada por Esteyco, dieron desde su inicio resultados muy preocupantes sobre el estado general de los cables de pretensado de ambos viaductos, constatando el avanzado estado de corrosión de todo el sistema de pretensado más allá de la rotura puntual de un solo cable, con un riesgo asociado, aunque imposible de evaluar, con la mínima fiabilidad de producirse nuevas roturas súbitas, de carácter frágil, de nuevos cables de pretensado.

En consecuencia, el análisis de contraste que realizamos en Ideam no se limitó a la mera comprobación de los cálculos y dimensionamientos de proyecto, sino que se amplió para evaluar la sensibilidad de la seguridad de la estructura a la pérdida por corrosión de uno o más cables de pretensado, tal y como se detalla en el apartado 6.1 de este Informe.

Los resultados de dichos cálculos y análisis de contraste dieron como conclusiones más relevantes:

- El Anejo de Cálculo de Proyecto relativo al tablero del puente era completo y reflejaba adecuadamente las comprobaciones realizadas, pudiendo apreciarse en su redacción la elevada experiencia y cualificación de los responsables de su elaboración.
- Los Planos del Proyecto reflejaban correctamente unos dimensionamientos de la armadura activa y pasiva concordantes con las exigencias derivadas de los análisis realizados.
- No se podía en todo caso confirmar si la armadura realmente colocada en obra era acorde o no, en cuantías, despieces y posicionamiento, a los Planos de Proyecto, dado que no logramos acceder a los planos “As-Built” de los despieces de ferralla realmente ejecutados durante el proceso de prefabricación, aspecto que, como ya se ha comentado anteriormente, suele ser bastante habitual que no se incluyan en las



Liquidaciones las obras, puesto que dichos planos son parte de la tecnología propia o "know-how" de cada prefabricador.

- Los análisis y criterios usados para el dimensionamiento del tablero respetaron fielmente todos los criterios establecidos por las reglamentaciones españolas entonces vigentes, así como por las más novedosas y prestigiosas guías y recomendaciones internacionales de la época, lo que era muy importante dada la novedad de la tipología con un comportamiento estructural sensiblemente diferente a las estructuras "in situ" con pretensado convencional alojado en el interior de la sección de hormigón (ver apartado 4).
- Los análisis de contraste realizados por Ideam dieron resultados análogos a los del Proyecto Modificado, permitiendo validar desde el punto de vista numérico el dimensionamiento del mismo, así como acreditar el cumplimiento también de los requisitos establecidos por las reglamentaciones actualmente vigentes en nuestro país y, más concretamente, por los modernos Eurocódigos.
- Los análisis de sensibilidad antes citados y detallados en el citado apartado 6.1 de este Informe, que sirvieron para adoptar las estrategias de reparación y refuerzo ya descritas en el apartado 6, se mostró resumidamente cómo:
  - Se cumplían los requisitos actualmente establecidos por el Eurocódigos (no vigentes en el momento de redacción del Proyecto Modificado) respecto a la necesidad de evitar el riesgo de rotura frágil en caso de degradación excesiva por corrosión del sistema de pretensado, obteniéndose un margen no inferior al 10-12% desde la apertura de juntas hasta el colapso del tablero, bajo la premisa teórica del buen estado y conservación del pretensado.
  - Con los 8 cables de proyecto se garantizaban los niveles de seguridad exigidos por las reglamentaciones vigentes, tanto del momento del Proyecto como actualmente (Eurocódigos).
  - Con 6 o 7 cables activos eficaces (Estado de Aviso) se podía asimismo garantizar la no apertura de juntas y, por tanto, las condiciones de seguridad exigibles, en situaciones accidentales, para la situación de firme reducido y tráfico restringido en ausencia de vehículos pesados especiales.
  - Por debajo del umbral de 6 cables activos eficaces (Estado de Alarma) se entraba en una zona de riesgo no controlado que exigiría el cierre de la puesta en servicio del viaducto.
- Se constató asimismo el sensible incremento de las actuales exigencias relacionadas con la durabilidad (recubrimientos mínimos en elementos prefabricados, de 25 a 40mm, controles de materiales, tensionales y de fisuración bajo cargas de servicio, etc.) en relación a las vigentes en la época del proyecto, de acuerdo con las reglamentaciones de la época, tema sobre el que volveremos más adelante.
- Dado que en el momento de declaración de la emergencia la preocupación por la seguridad estaba centrada básicamente en la corrosión del pretensado y las consecuencias que de ello se derivaban en relación con la seguridad de los tableros, los análisis de contraste del proyecto se centraron en los controles de Estados Límite de Servicio y Últimos del pretensado del tablero, quedando fuera de los mismos los

cálculos de contraste de pilas y cimentaciones.

- Como se reflejó en el apartado 6.4 de este Informe, la sustitución de los 8 cables de pretensado del proyecto original y la incorporación de 2 cables adicionales de refuerzo, absolutamente necesarias para restituir la seguridad perdida de la estructura, se diseñaron bajo la premisa primordial de que dichas actuaciones no introdujeran ningún efecto nuevo sobre la estructura que no estuviera por ello cubierto por los diseños y cálculos del Proyecto Modificado original:
  - Los 8 cables nuevos se tensaron sobre las tromplacas de anclaje originales, que no resultaron en ningún momento alteradas o modificadas durante la operación de corte y tesado de los nuevos cables, con una fuerza no superior al 90 % de la del proyecto original.
  - Los dos cables de refuerzo adicionales se ubicaron en la parte inferior del cajón, bastante descongestionada de anclajes, disponiéndose delante del mamparo un taco de hormigón cosido a la losa inferior del cajón y armado para transmitir la carga de anclaje a la dicha losa inferior sin prácticamente sobresolicitar el armado del mamparo original.

En la segunda fase de la emergencia, tras el colapso de dos vanos en la calzada dirección Coruña, se reorientó la atención hacia el control de la respuesta resistente del mamparo frente a la acción de los 8 anclajes de los cables de pretensado exterior (4 en la parte superior adyacente a la losa del tablero, 2 adyacentes a las almas y dos más anclados en la parte inferior, próxima a la losa inferior de la sección cajón), en su trabajo tipo placa transmitiendo las fuerzas de los anclajes a las 4 tablas de la sección cajón y, posteriormente, a la difusión de las cargas desde el borde del mamparo en el resto de la sección, hasta el momento en que se alcanza la difusión completa según Saint-Venant.

El Proyecto Modificado abordaba únicamente el análisis por elementos finitos tipo placa del mamparo simplemente apoyado en los 4 bordes (tablas) de su perímetro, bajo la acción de las fuerzas localizadas de los anclajes de los 8 cables, mediante el programa STAAD3 (uno de los programas más utilizados y contrastados en los años del proyecto). Por razones de capacidad y velocidad de los análisis de elementos finitos de la época, que obligaban a limitar el número de elementos, no consideraba la posterior difusión del pretensado en las tablas de la sección cajón, en las que se consideraba simplemente apoyado dada la débil rigidez relativa de dichas tablas frente a la rigidez tipo placa del mamparo (como veremos seguidamente en los apartados 13.1 y 13.2 los análisis tipo Shell de la sección completa mamparo - cajón de hormigón, con los más modernos programas de elementos finitos de gran capacidad: ANSYS, SOFISTIK, etc., han confirmado la validez de los análisis y criterios simplificados del Proyecto Modificado).

El modelo de elementos finitos del STAAD3 incorporaba asimismo el efecto tipo laja (elementos tipo Shell, análogos a los luego utilizados en 13.1 y 13.3) para analizar asimismo la respuesta del mamparo en su plano para la transmisión de los esfuerzos de cortante de las dos almas, y los de torsión de las 4 tablas, a los dos apoyos bajo el mamparo.

El Anejo de Cálculo del Proyecto Modificado incorporaba, como era propio de la época, unos módulos de postprocesos que, a partir de los resultados de las distribuciones tensionales de los elementos finitos, aplicando el conocido método de Wood&Armer según las formulaciones recogidas en las primeras versiones del Eurocódigos 2 de la época, suministraban la armadura

del mamparo correspondiente a los diferentes efectos analizados (trabajo tipo placa frente al pretensado y tipo laja frente al cortante y torsor).

La ausencia de colores en los gráficos de tensiones del Anejo de Cálculo del Proyecto Modificado impiden el contraste numérico de sus resultados con los análisis de contraste expuestos en el siguientes apartado 13.1 pero, como se reflejará en el mismo, los armados obtenidos con los modernos análisis de elementos finitos realizados están holgadamente cubiertos con las diferentes familias de armaduras del mamparo definidas en los Planos, lo que confirma indirectamente la validez de los análisis del proyecto original, como así se había confirmado en los análisis previamente realizados en el Proyecto de Reparación.

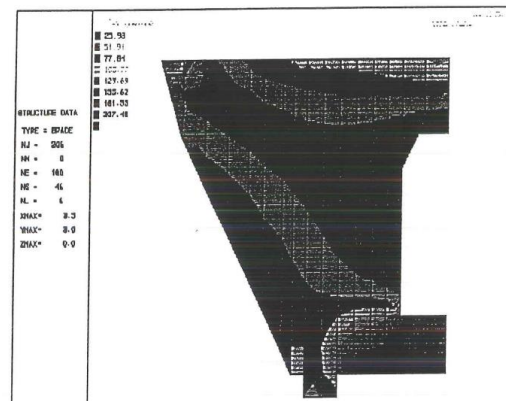
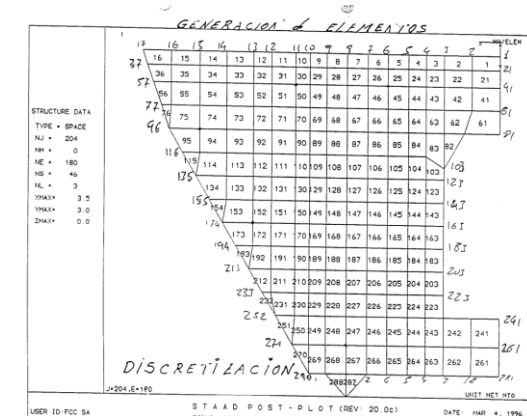


Figura 209 Vista general de modelo de elementos finitos. Fuente: Proyecto Modificado nº 1  
Figura 210 Ejemplo de gráfico de resultados de Proyecto. Fuente: Proyecto Modificado nº 1

En la extensa documentación que acompaña a esta emergencia se incluyen unos resúmenes detallados de los diferentes análisis por elementos finitos que hemos llevado a cabo por IDEAM en el marco de esta emergencia.

Describimos seguidamente los distintos modelos de elementos finitos analizados, de menor a mayor complejidad en función de la naturaleza de los resultados de los fenómenos resistentes que necesitábamos conocer en el marco de la investigación. Se reseñarán además los resultados numéricos más relevantes y su contraste con las exigencias reglamentarias.

En todos los casos se ha realizado siempre una doble modelización y análisis:

- Con las dimensiones nominales de la sección del mamparo y de la sección tipo del proyecto, para el control de la validez de los análisis y dimensionamientos de proyecto.
- Con la reproducción de la situación en la que se encontraban las zonas de los extremos de los vanos colapsados, en el momento de la caída, modelizando las secciones reducidas por los efectos de la hidrodemolición efectuada para poder reparar y corregir el detalle de la losa de continuidad del proyecto, cuyo mal funcionamiento sistemático estaba en relación directa con los muy graves patologías de corrosión del sistema de pretensado que habían obligado a declarar la emergencia y, posteriormente, a la completa sustitución y refuerzo del sistema de pretensado del proyecto original.

## 13.1 ANÁLISIS GENERAL DEL TABLERO ANTES Y DESPUÉS DEL REFUERZO (MODELOS TIPO SHELL)

Este primer modelo, con elementos tipo Shell, nos ha permitido reproducir con la máxima precisión los efectos:

- Flexión tipo placa del mamparo flectando entre las 4 tablas (almas y losas superior e inferior) bajo la acción de las fuerzas de anclaje de los 8 cables de pretensado.
- Trabajo tipo laja del mamparo en su plano bajo la acción de los esfuerzos de cortante de las cargas permanentes en las dos almas, hacia los dos apoyos del tablero.
- Efectos de la discontinuidad debida al hueco del paso de hombre sobre los efectos placa y laja anteriores.
- Flexiones de compatibilidad en las 4 tablas de la sección por el empotramiento elástico de la flexión del mamparo en dichas tablas.
- Compresiones en las 4 tablas de apoyo del mamparo, bajo los efectos del pretensado, y la posterior difusión de dichas compresiones en las 4 tablas hasta obtenerse la distribución de Saint-Venant (difusión completa).

Se ha tratado, básicamente, de reproducir los análisis de proyecto para verificar los dimensionamientos del armado del mamparo, al mismo tiempo que se comprueba y verifica la presencia o no de un reducido nivel de flexiones en las 4 tablas de la sección, tal y como simplificadaamente había asumido el modelo aproximado del Proyecto Modificado.

Además del control paralelo del proyecto, el principal objetivo de este estudio ha sido realizar un doble análisis, reproduciendo los efectos de las actuaciones realizadas durante la emergencia, que nos permitiera contrastar, cualitativa y cuantitativamente, la magnitud de la repercusión de dicha actuación, reflejando en un segundo análisis:

- La incorporación de los dos cables de refuerzo adicionales incluyendo la modelización de los tacos de hormigón de refuerzo anclados a la losa inferior a la salida del mamparo.
- La puesta en tensión de los 8 nuevos cables de sustitución de los antiguos reproduciendo el efecto de arrastre inicial, por retención de la losa de continuidad durante su puesta en carga, y su posterior liberación y reaplicación sobre la sección del tablero una vez suprimida dicha losa dorsal de continuidad entre vanos para su reparación.
- Los efectos de la reducción de la sección superior del mamparo y de la losa superior del cajón, efectuada por hidrodemolición para posteriormente solapar las armaduras del prefabricado con las de la nueva losa de continuidad, corrigiéndose así el origen del mal funcionamiento de esta. Se ha tratado de esta forma reproducir y cuantificar los efectos sobre la zona de anclaje de los cables (mamparos y zonas adyacentes de las tablas del cajón) de la reducción de sección de la losa superior en relación a los niveles de compresión en la zona afectada, para su posterior comparación con los de Proyecto, las prescripciones reglamentarias y los resultados del análisis por elementos finitos que se había realizado previamente. Ello nos ha permitido ilustrar numéricamente su eventual influencia, o no, en el colapso acaecido durante dicha operación.

- A efectos de los citados análisis, y a falta todavía de disponer de resultados de ensayos sobre testigos extraídos en las zonas concretas de los mamparos y losas adyacentes de los vanos caídos, lo que no ha sido todavía posible por no haberse tenido prácticamente acceso por razones de seguridad hasta hace unos días a la zona afectada, se han utilizado los valores nominales de las características de los materiales de proyecto.

Resumimos seguidamente las conclusiones más relevantes de los análisis efectuados a los efectos que nos ocupan, cuya información completa y detallada se incluye en los Informes de Elementos Finitos que acompañan a esta emergencia:

- los niveles tensionales máximos que se obtienen en los modelos de elementos finitos están muy por debajo de los valores límite establecidos en la normativa, que detallamos seguidamente para un hormigón de proyecto H-40 ( $400 \text{ kg/cm}^2=40 \text{ MPa}$  de resistencia característica), y se acompañan entre paréntesis () a los valores que corresponderían a un H-50, de acuerdo con los resultados globales que se están obteniendo en los testigos ensayados):
  - Límite tensional en servicio bajo el pretensado:  $f_{ck}/1,6=0,625 \cdot f_{ck}$  (generalmente las normativas actuales recogen directamente el valor de  $0,60 \cdot f_{ck}$ ) límite que se establece para limitar los efectos de la microfisuración (generalmente a través de la interfase pasta mortero-árido) del hormigón, que se traducen en el inicio de una respuesta no lineal tensión-deformación y, especialmente, en el riesgo añadido de fenómenos de cansancio que pudieran arrastrar a roturas bajo carga mantenida: **25 MPa para H-40 (31 MPa en H-50)**.
  - Límite tensional por resistencia en prefabricados:  $f_{ck}/1,4=0,714 \cdot f_{ck}$  (normativamente se suele usar el valor de  $0,70 \cdot f_{ck}$ ), límite que hay que respetar a efectos de cálculo, pero que se debería incrementar alrededor del 40%, no considerando los coeficientes de seguridad, a efectos de explicación de roturas reales, como ahora nos ocupa: **28,5 MPa para H-40 (36 MPa en H-50)**.
  - Ámbito aproximado donde, de acuerdo con la bibliografía especializada, pueden comenzar a desarrollarse fenómenos de cansancio: 0,4 a 0,6  $f_{ck}$ , lo que en nuestro caso sería: **16 a 24 MPa para H-40 (20 a 30 MPa para H-50)**.
- Se acompañan seguidamente unas figuras que muestran los valores de las tensionales longitudinales debidas al pretensado en la fibra media de la losa superior de la en la losa sección cajón, justo en su borde adyacente con el mamparo ( $x=0,90\text{m}$ ), como a 1, 2 y 3 m de dicho borde. Se acompaña la vista en planta, así como un corte longitudinal entre anclajes, obteniéndose:
  - **13,6-14,3 MPa en  $x=0,9\text{m}$**
  - **12,7 MPa en  $x=1\text{m}$**
  - **10,8 MPa en  $x=2\text{m}$**
  - **8,5 MPa en  $x=3\text{m}$** .

valores claramente inferiores a los límites reglamentarios, tanto por fenómenos de cansancio como, más holgadamente, en relación a la seguridad.

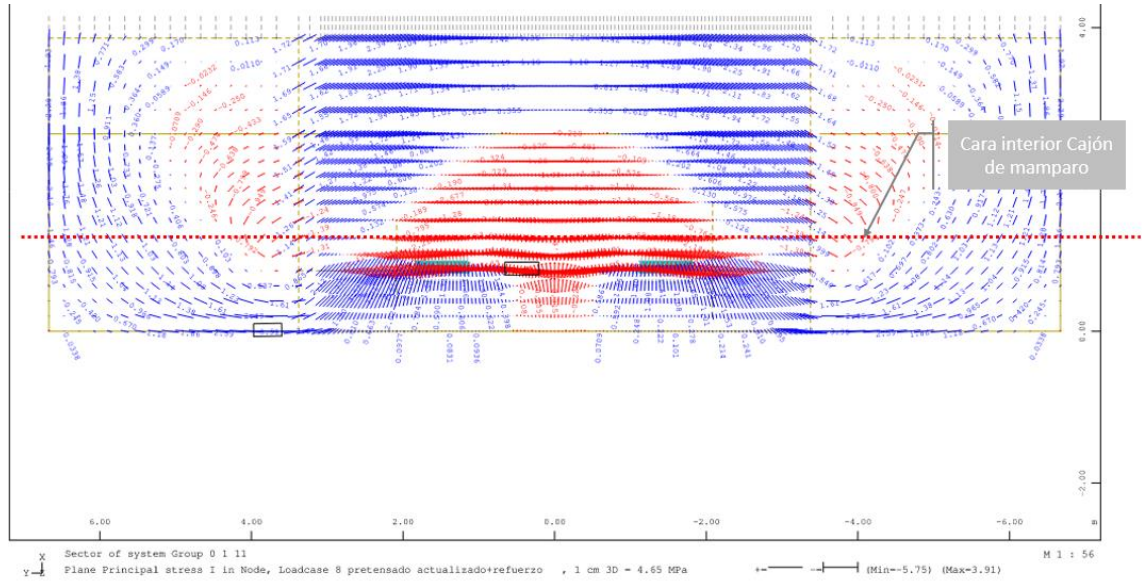


Figura 211 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Principal I. Tensiones máximas a en la sección interior del mamparo del orden de 14 MPa

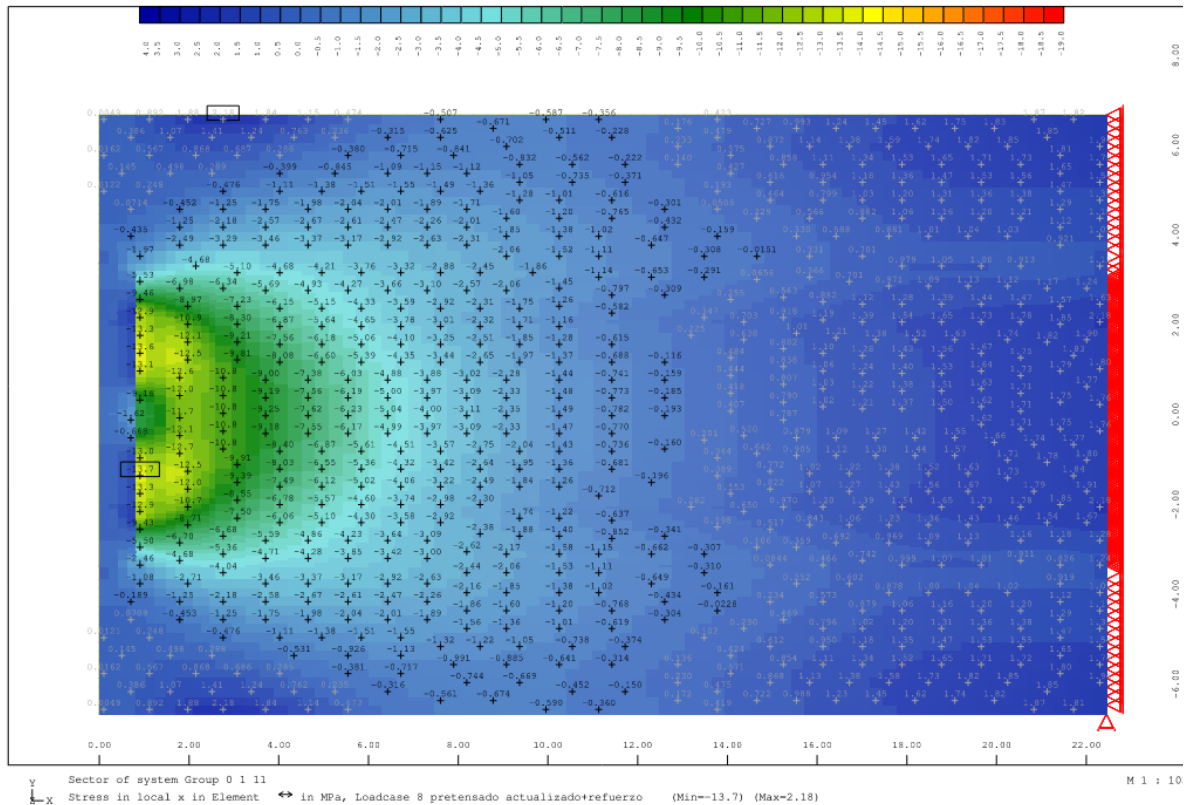
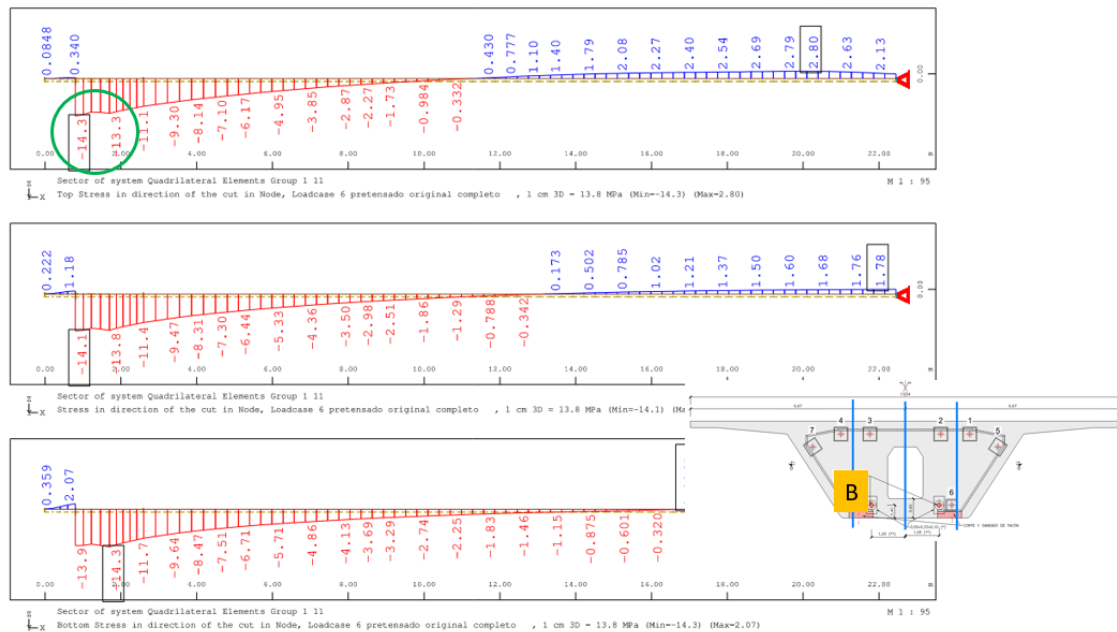


Figura 212 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección X. Tensiones máximas en la sección interior del mamparo del orden de 14 MPa



**Figura 213 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior. Tensión Dirección X en sección B entre anclajes: máxima sollicitación por superposición de carga de anclajes. Gráfico superior cara superior de losa, intermedio, cara inferior e inferior, cara inferior de losa.**

- Se dedicó asimismo una atención especial al análisis de la presencia de tensiones transversales normales a las tensiones de compresión principales, ya que es bien conocido desde los estudios de Kupfer, Rusch y Hilsdorf de 1969 (recogidos en las primeras versiones de los Códigos Modelos de la FIB) hasta los actuales límites establecidos en los modelos de bielas y tirantes para el análisis en rotura de zonas localizadas de hormigón, en presencia de tracciones en las armaduras que atraviesan perpendicularmente las bielas comprimidas (recogidos en los Eurocódigos), que la presencia de tracciones concomitantes de una cierta entidad puede llegar a reducir en un 40-60 % la capacidad de compresión de dichas bielas.
- En las figuras siguientes se muestran los valores de las tensionales transversales debidas al pretensado en la fibra media de la losa superior de la losa. Se acompaña la vista en planta, así como un corte longitudinal entre anclajes, donde puede constatarse la ausencia de tracciones transversales acompañando a las longitudinales, constatándose que la zona de difusión del pretensado se halla claramente bicomprimida. Las únicas tracciones transversales en la losa, siempre claramente inferiores a la resistencia a tracción del hormigón (valores máximos en el entorno de 1,6 a 1,8 MPa), aparecen únicamente:
  - En la zona alejada del mamparo, a 3-4 m del mismo, muy alejada de la zona de hidrodemolición y donde las compresiones en el hormigón son ya muy moderadas al estar ya bastante avanzado el proceso de difusión.
  - En las zonas laterales de voladizos, con valores muy reducidos, por debajo de 0,5MPa, lejos de los anclajes, típicas de los fenómenos de compatibilidad de anclajes localizados, en donde las compresiones concomitantes son prácticamente nulas al no estar dichas zonas todavía afectadas por el proceso de difusión.

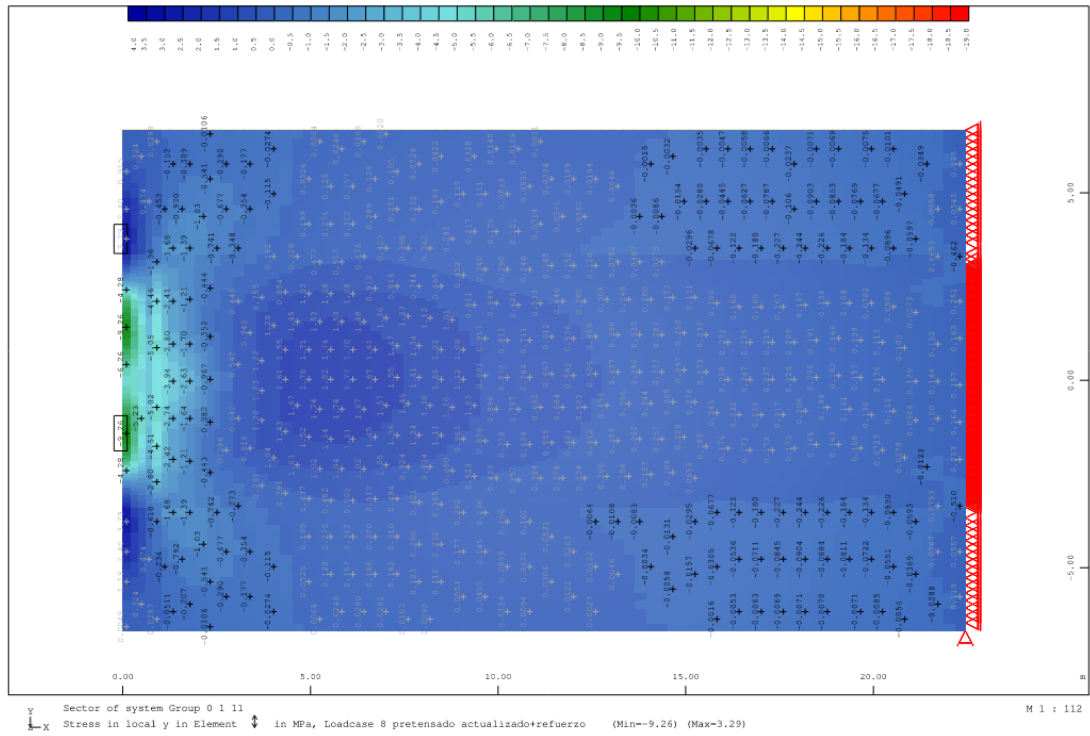


Figura 214 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección Y. Ausencia de tracciones en zona primaria de difusión de pretensado. Comienzo de ligeras tracciones a partir de  $x \approx 2,70m$

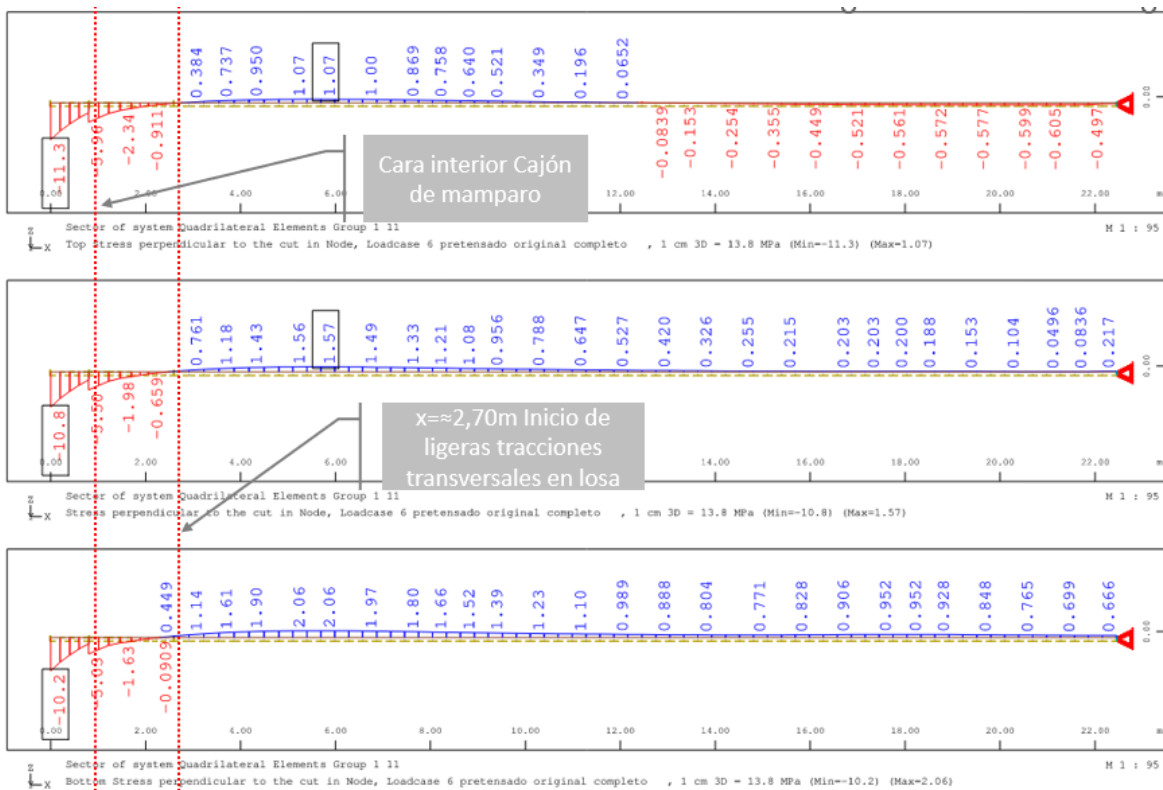
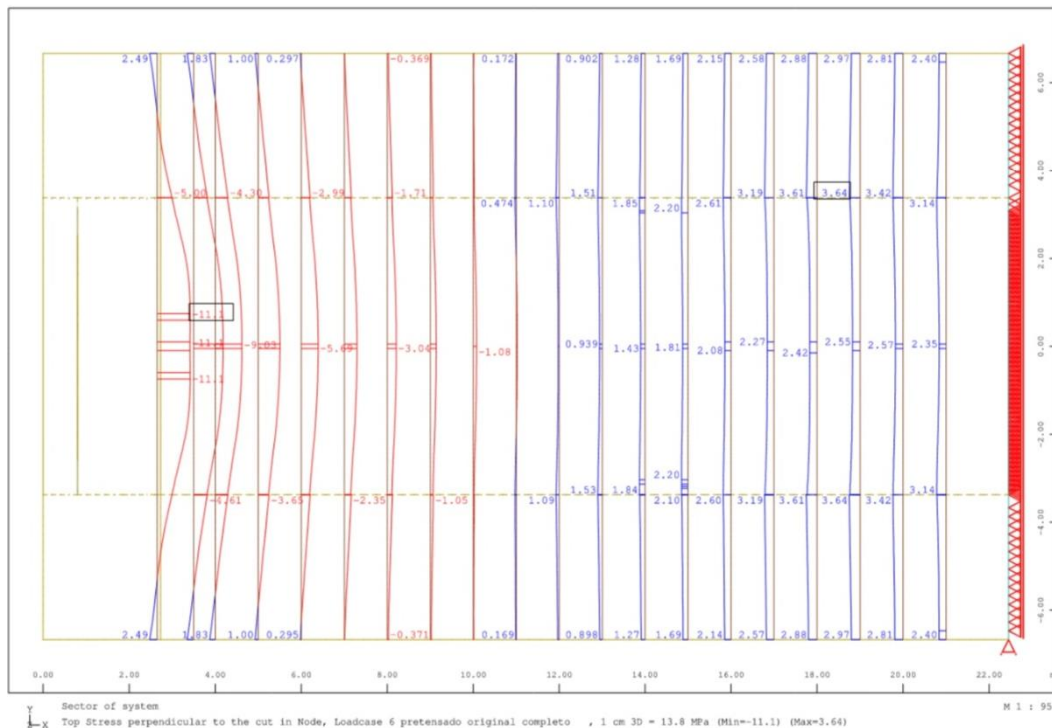


Figura 215 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior. Tensión Dirección Y en sección B entre anclajes. Gráfico superior cara superior de losa, intermedio, cara inferior e inferior, cara inferior de losa. Ausencia de tracciones en zona primaria de difusión de pretensado. Comienzo de ligeras tracciones a partir de  $x \approx 2,70m$



- Todo lo cual confirma el efecto favorable que la rigidez transversal tipo placa del mamparo aporta para garantizar una transferencia suave de los esfuerzos localizados en los anclajes a las 4 tablas de la sección cajón (más adelante abordaremos cómo este efecto favorable del mamparo sobre la losa puede verse seriamente comprometido en caso de desórdenes internos localizados en los bloques locales de anclaje de los cables). En la figura siguiente se muestra la difusión gradual de los esfuerzos locales de pretensado aplicados en el mamparo, que concluye completamente a los 11-12 m de los anclajes, estando ya muy desarrollada a partir de los 6 m aproximadamente.



**Figura 216 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior. Tensión Dirección Y en sección B entre anclajes. Gráfico superior cara superior de losa, intermedio, cara inferior e inferior, cara inferior de losa. Ausencia de tracciones en zona primaria de difusión de pretensado. Comienzo de ligeras tracciones a partir de  $x \approx 2,70m$**

- De hecho, los valores obtenidos en los análisis por elementos finitos confirmaron la adecuación del lado de la seguridad mediante sencillos modelos aproximados que, suponiendo conservadoramente una concentración de las compresiones de los 4 anclajes superiores en una franja de losa de 3 m de ancho, nos habían conducido a estimar unos valores máximos aproximados de las compresiones en la losa superior, a la salida del mamparo, en el entorno de 16 MPa (del orden de dos veces el valor de la distribución uniforme de Saint Venant), con un incremento hasta 21 MPa (de aproximadamente el 30-35 % en el caso de la hidrodemolición como se verá más adelante).
- El modelo de elementos finitos realizado permite suministrar las flexiones  $M_x$  y  $M_y$  (horizontales y verticales) del trabajo placa del mamparo, que se presentan en las figuras adjuntas, por integración de los volúmenes de tracciones y compresiones del modelo, lo que nos permite a partir de dichos momentos obtener las distintas familias del armado horizontal y vertical que es preciso disponer para recoger esos campos de flexiones de acuerdo con las normativas vigentes. Hemos podido así comprobar una

holgura más que suficiente en las armaduras definidas en los Planos del Proyecto Modificado, holguras algo mayores en las barras verticales que en las horizontales, pero siempre suficientes.

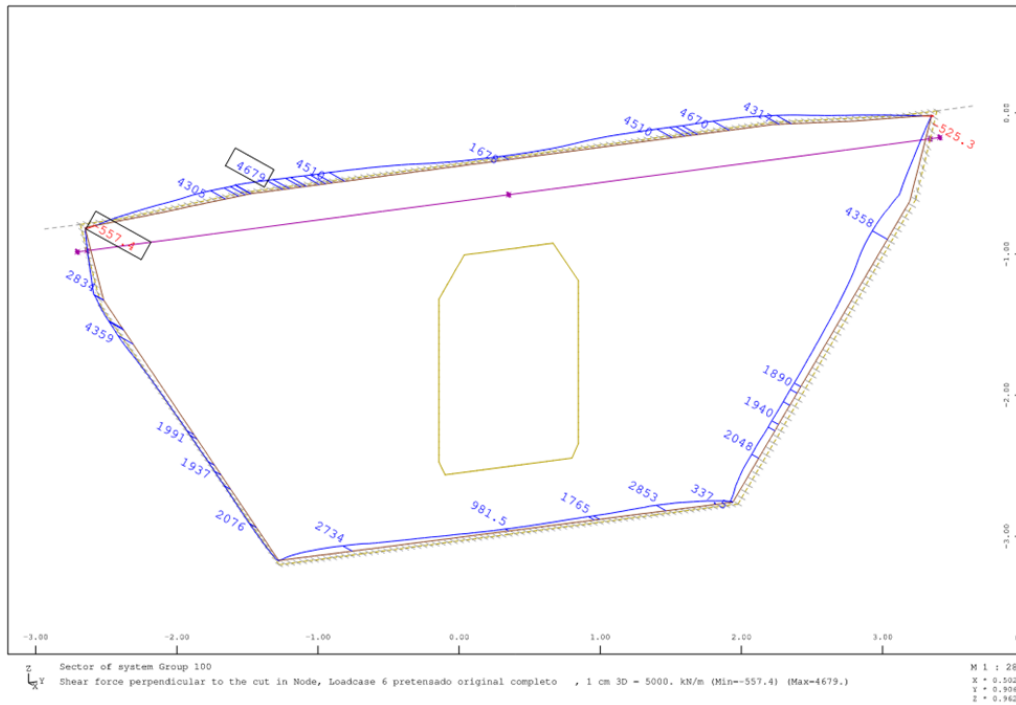


Figura 217 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Cortantes en el plano del mamparo ≈ fuerzas de membrana en losa.

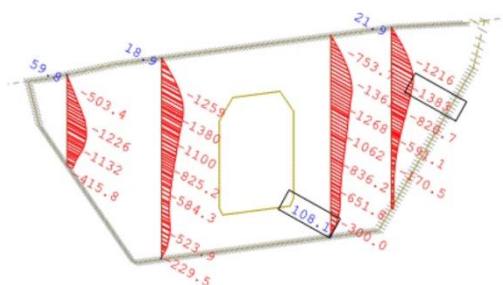


Figura 218 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Flexión de eje horizontal, Mx, del mamparo.

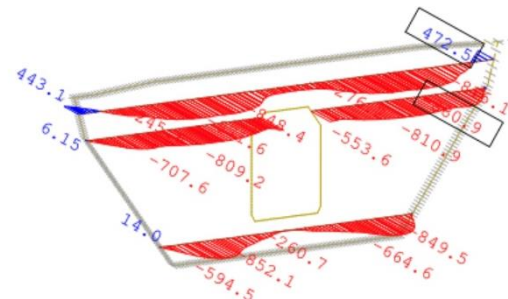


Figura 219 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Flexión de eje vertical, My, del mamparo.

- En la parte superior del mamparo, muy solicitada a compresión longitudinal por la proximidad de los anclajes, se ha puesto atención asimismo a la eventual presencia de zonas sometidas a compresión-tracción. Los resultados de los modelos de elementos finitos son absolutamente concluyentes y permiten descartar esta posibilidad, tanto cuantitativa como cualitativamente:
  - La inclinación hacia el interior en planta de los dos cables anclados en los mamparos adyacentes a las almas produce una fuerte compresión transversal en la cabeza de los mamparos (del entorno de los 2000 KN integrando los resultados de los elementos finitos).
  - Esta compresión es muy superior a las tracciones derivadas de la flexión negativa en el plano del mamparo debida a la transmisión excéntrica de los cortantes de

carga permanente de las dos almas laterales a los dos apoyos internos en los que descansa la sección a través de los mamparos. Las tracciones integradas son muy moderadas, del orden de los 300-400 kN, debido al efecto favorable de las almas inclinadas, la relativamente escasa excentricidad interior de los ejes de apoyos y el importante canto, 3,0 m, del mamparo.

- Puede por tanto confirmarse la ausencia de cualquier fenómeno relevante de interacción Compresión-Tracción, que pudiera poner en riesgo la resistencia de compresión de la zona (mamparos y losa superior de tablero).

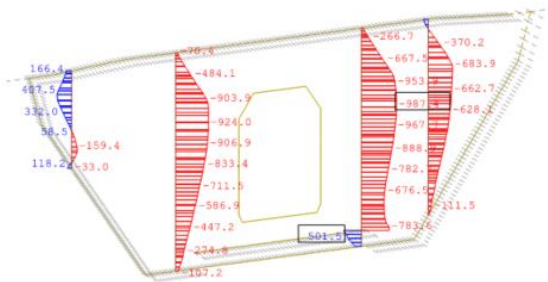


Figura 220 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Axil vertical en el plano del mamparo.

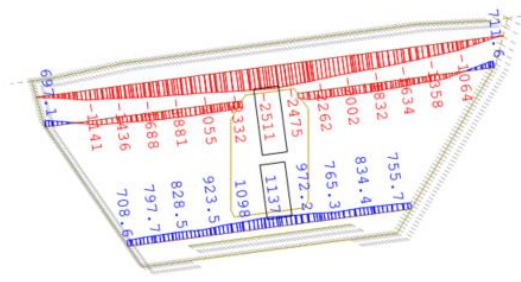


Figura 221 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Axil horizontal en el plano del mamparo.

- El análisis por elementos finitos de la transmisión de las fuerzas de anclaje de los dos cables adicionales de 24 unidades de 0,6", incluyendo la modelización de los tacones de hormigón cosidos a la losa inferior, justo a la salida del mamparo, no manifiestan ningún valor relevante específico que merezca la pena comentar, confirmando la efectividad del diseño planteado para minimizar / anular cualquier posible incidencia de dicho refuerzo en la respuesta resistente del tablero no dimensionado para esta contingencia.
- Los modelos de elementos finitos analizados no manifiestan apenas la aparición de flexiones de compatibilidad de las 4 tablas de la sección cajón en la zona de su empotramiento en el macizo del mamparo, de mucha mayor rigidez., confirmando la corrección de la simplificación del modelo de proyecto, que suponía el mamparo simplemente apoyado en sus bordes sobre las 4 tablas del cajón, forzado por las limitaciones de capacidad de los programas de elementos finitos de la época del Proyecto Modificado.
- Los análisis por elementos finitos de la sección cajón, en la que se ha suprimido la zona superior afectada por la hidrodemolición, mostraron unos resultados numéricos que se mantenían también clara y holgadamente situados dentro de los límites antes citados establecidos por las reglamentaciones, incluso para fenómenos de cansancio que lógicamente no aplican al proceso de reparación:
  - Se detectan incrementos del entorno del 30-35 % en las tensiones de compresión en la losa, justo en la zona hidrodemolida localizada frente a los 4 anclajes superiores.
  - El resto de las respuestas resistentes: flexiones tipo placa y esfuerzos tipo laja en mamparos, ausencia de tracciones transversales concomitantes con las zonas de concentración de compresiones, flexiones de compatibilidad de la losa en su empotramiento en el mamparo, difusión de las compresiones de los anclajes en

el conjunto de la sección, etc., no resultan prácticamente afectadas por la operación.

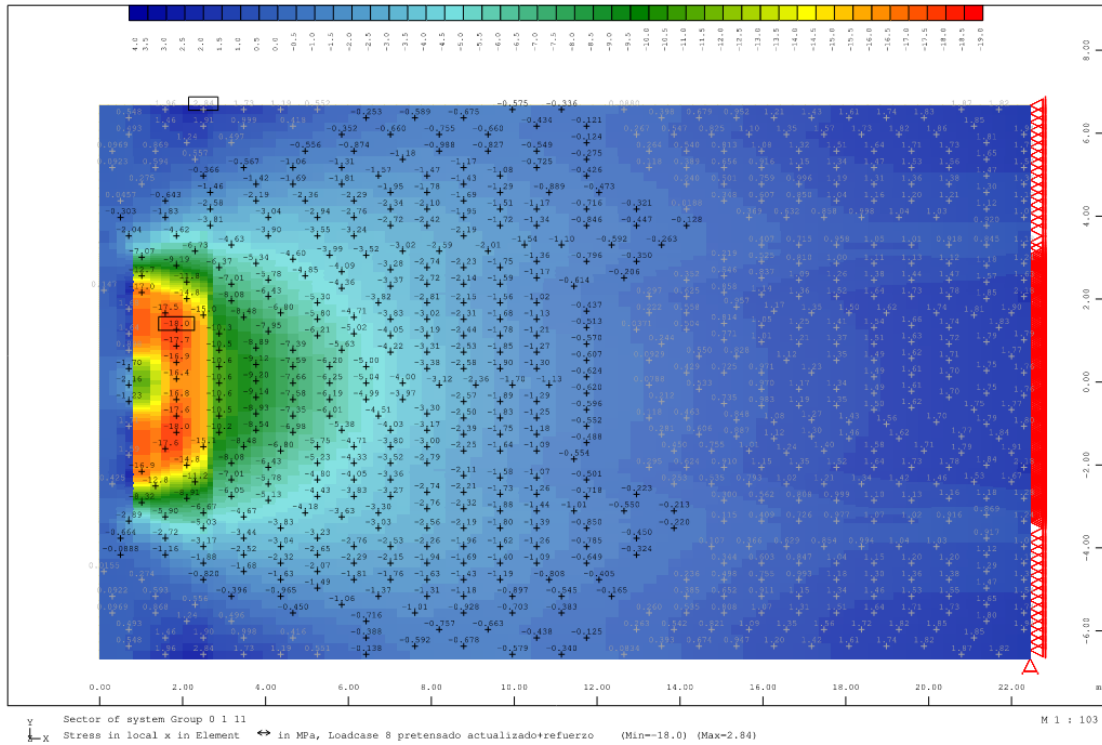


Figura 222 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Reparación (con hidrodemolición transitoria). Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección X. Tensiones máximas en la sección interior del mamparo del orden de 18 MPa

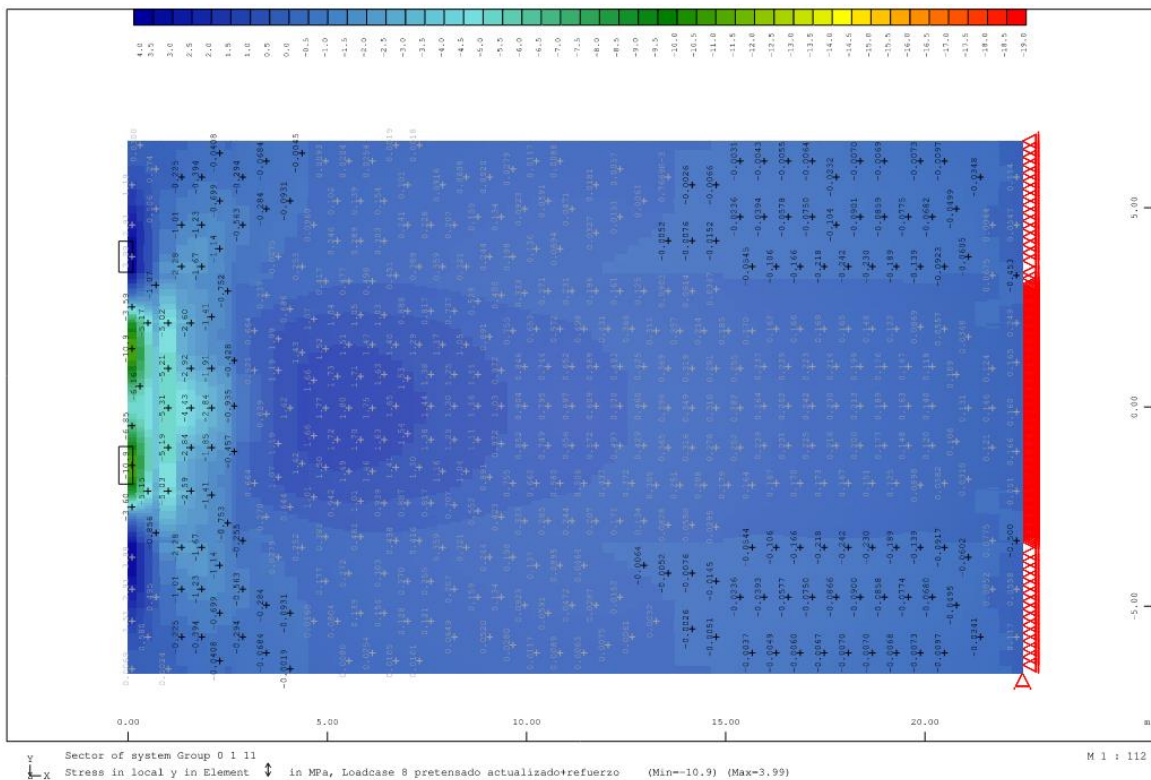


Figura 223 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Reparación (con hidrodemolición transitoria). Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección Y. Apenas influencia en la distribución de tensiones transversales respecto a la situación nominal.

- Los modelos de elementos finitos tipo Shell descritos permiten observar una aproximación numérica muy precisa de la respuesta global de la estructura (mamparos y losas de las 4 tablas de la sección cajón en las zonas extremas de los tableros) frente a los esfuerzos de transmisión a los apoyos de los esfuerzos cortantes de cargas permanentes que viajan por las almas, así como de las fuerzas de anclaje de los pretensados a través de los mamparos.

No obstante, no permiten suministrar ninguna información para el análisis de la transmisión local de las fuerzas de anclaje en el interior mismo de los mamparos, así como de su transmisión posterior, por un mecanismo de bielas y tirantes, a las tablas de la sección.

En los proyectos convencionales no suele ser necesario abordar por elementos finitos estos fenómenos siempre que se respeten las especificaciones de las placas, zunchados, dimensiones y resistencias del hormigón de los suministradores de los sistemas de pretensado, así como las normas de buena práctica ("standard of care" en terminología anglosajona) que dicta la experiencia.

En nuestro caso, las dimensiones demasiado estrictas del dimensionamiento de proyecto de las zonas de los nudos de anclaje, que luego trataremos con detalle, así como la gravedad de los hechos acaecidos, de forma brusca y sin indicios de preaviso, que como hemos visto no pueden explicarse por los resultados que acabamos de detallar de los elementos finitos tipo Shell, nos han llevado a la necesidad de abordar nuevos análisis mediante modelos tridimensionales, mucho más complejos y sofisticados y más bien propios de la construcción de centrales nucleares o de complejos elementos metálicos de ingeniería mecánica o industrial, pero que pueden llegar a ser necesarios en el ámbito de la ingeniería civil en casos de la complejidad y responsabilidad como el que nos ocupa.

### **13.2 ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS TIPO SHELL DE LA SENSIBILIDAD DE LOS MECANISMOS DE ROTURA DEL MAMPARO EN FUNCIÓN DE UN DETERIORO PROGRESIVO DE SU APOYO SOBRE LA LOSA SUPERIOR**

Este análisis se orienta a evaluar la influencia de dicha demolición en el mecanismo de resistencia del tablero, especialmente de los mamparos y la losa superior adyacente, frente a las fuerzas de anclaje del pretensado.

Para ello, se ha aprovechado el modelo tipo Shell para reproducir la situación del vano V2 en el momento previo a su demolición, situación que se pudo inspeccionar y documentar, para compararla con la teórica de los vanos V1 y V3, de los que lógicamente no se dispone de documentación fotográfica equivalente al haberse tratado de un colapso súbito, sin preaviso.

La inspección realizada en el vano V2 antes de su demolición permitió constatar y documentar la ausencia de cualquier fisura o patología previa visible, exterior o interior, ni en los mamparos de anclaje, ni en las tablas de hormigón de las zonas de difusión adyacentes a los mamparos, ni tampoco, más concretamente, en la losa superior en la zona hidrodemolida.

De los vanos V1 y V3 nos consta, y así lo han informado por escrito los técnicos especialistas de

Freyssinet que habían procedido a la inspección específica detallada del estado todos los cables de ambas calzadas, con especial atención a las zonas de los mamparos de anclaje, no solamente durante las citadas inspecciones sino también durante las posteriores tareas de corte y eliminación de los cables originales y los ulteriores procesos de enfilado, puesta en tensión, inyección y sellado de los mismos, que:

- No detectaron presencia de indicios relevantes de daño, ni de ningún patrón de fisuración, relacionados con la transmisión de las fuerzas de anclaje, en la zona interior del tablero, ni en los mamparos, ni en la cara interior de las losas.
- Tampoco detectaron ninguna anomalía durante la inspección final de los cables y desviadores con ocasión de las operaciones finales de inyección y posterior sellado de las vainas, que en caso de los dos vanos caídos concluyó unos pocos días antes del incidente.
- Tampoco consta registrado ningún incidente ni anomalía (ruidos, chasquidos, fisuraciones, etc.) en los partes de tesado de ningún cable y demás operaciones que, como especialistas, tenían encomendadas.

El primer objetivo de este nuevo modelo fue el contraste entre los principales resultados del mismo con los de los modelos del apartado anterior, en ambos casos con presencia de una cierta reducción por hidrodemolición de la sección de la losa superior en la zona adyacente al mamparo.

Se prestó especial atención a las tensiones normales de compresión en distintas secciones de dicha zona de losa del tablero adyacente al mamparo, así como a los esfuerzos de flexión tipo placa en dicho mamparo generados por las cargas de pretensado, para constatar si el debilitamiento de dicha losa durante en la situación de demolición de vano 2, es decir, eliminando la losa superior en un ancho de 0.50 m a una distancia de unos 8m del apoyo, tenía alguna repercusión numérica en los resultados de los elementos finitos de la zona de anclaje.

En las figuras siguientes se ilustran gráficamente algunos de estos resultados, cuya consulta en detalle puede hacerse en documentos informes complementarios. En ellas puede constatar que el debilitamiento de la losa superior durante el proceso de demolición no tenía una repercusión relevante en los esfuerzos, tensiones y mecanismos resistentes de transmisión de las fuerzas de anclaje a la sección de tablero adyacente, lo que coincidía con los resultados y datos registrados de dicho proceso, según los cuales la rotura y colapso del tablero del vano 2 se produjo por agotamiento a flexo-compresión (con rotura brusca, lógicamente frágil como corresponde a los agotamientos por compresión del hormigón) de la sección elegida, una vez que el robot hubo eliminado la totalidad de la franja superior y debilitado una parte importante de la sección de almas.

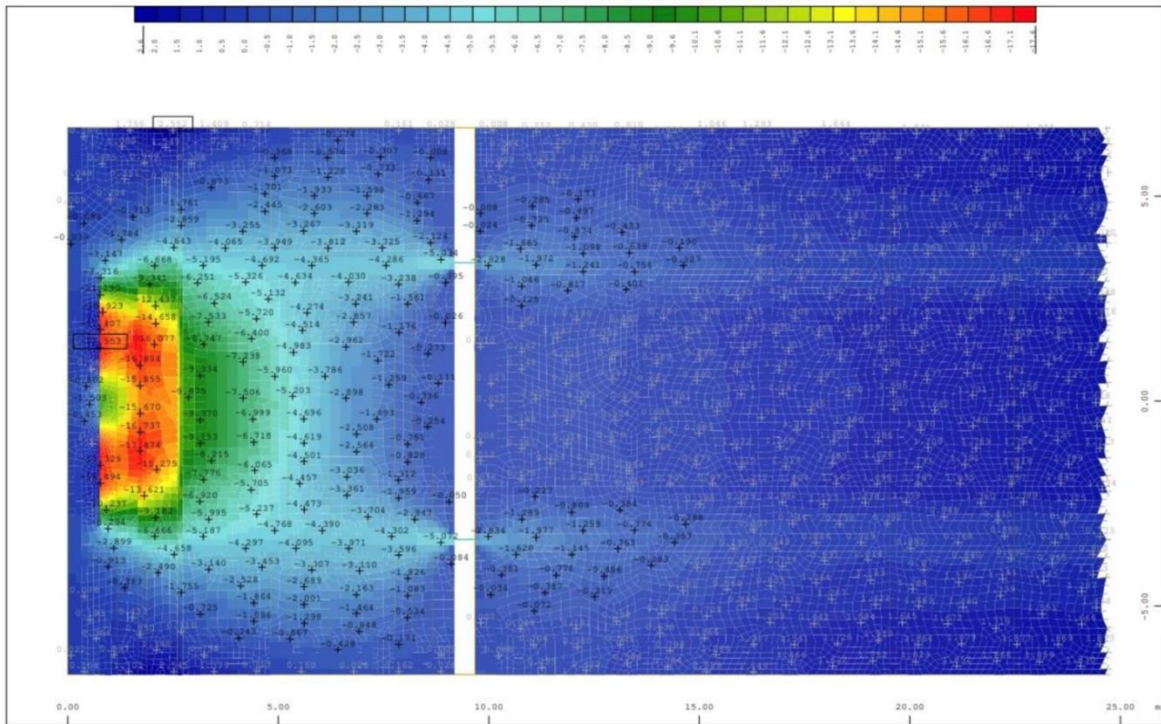


Figura 224 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección X.

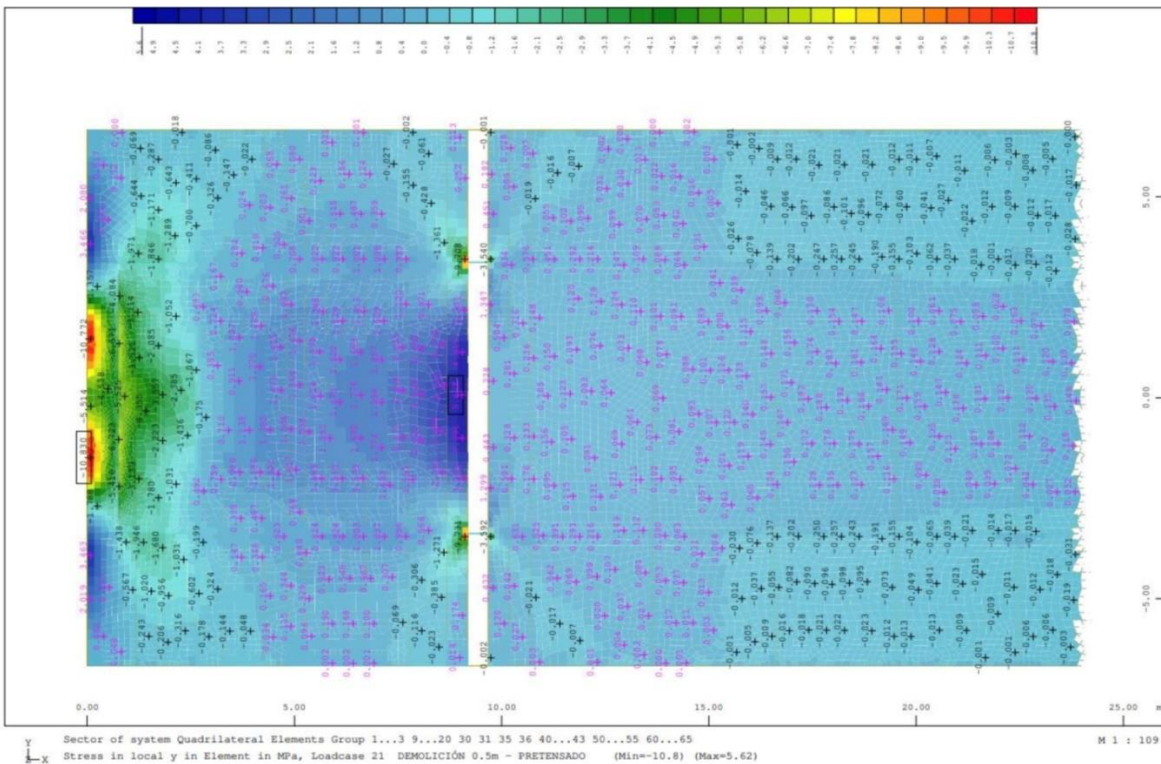


Figura 225 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensiones transversales.

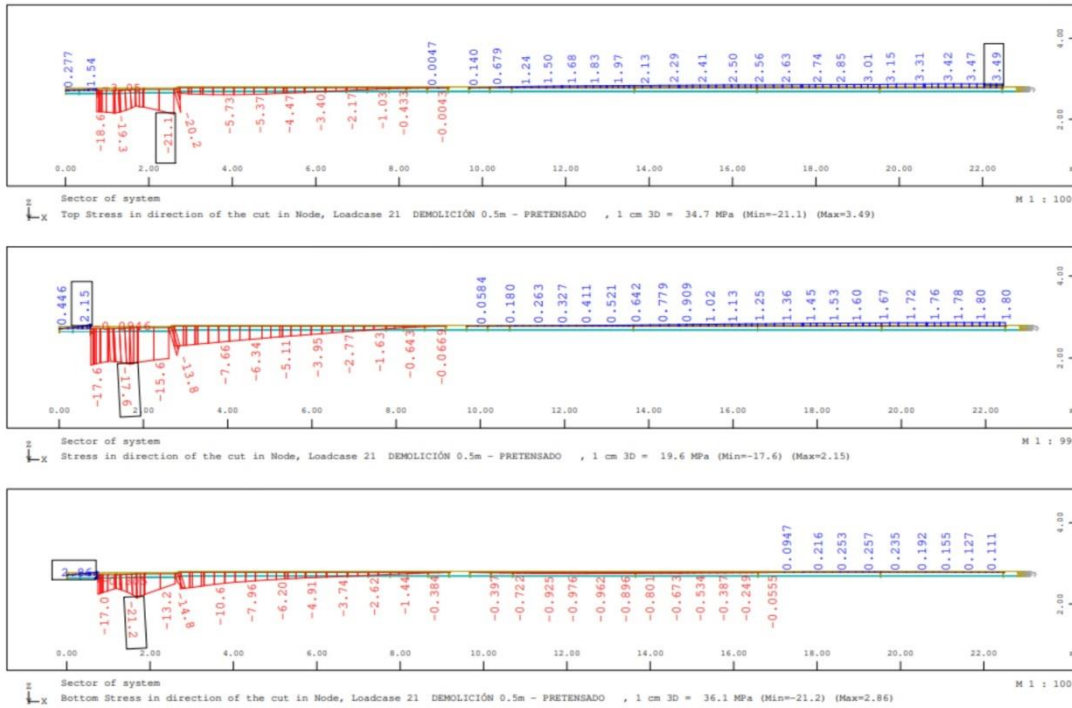


Figura 28 Tensiones longitudinales en fibra superior,media e inferior de losa superior. Corte longitudinal B (lateral) en modelo 4.

Figura 226 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Tensiones longitudinales en fibra superior, media e inferior de losa superior según plano "B" entre anclajes superiores del pretensado.

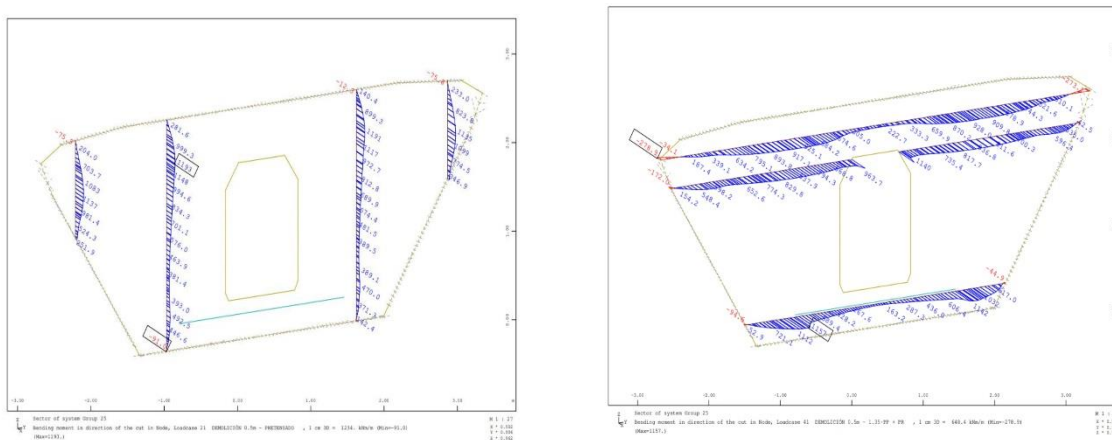


Figura 227 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Flexión de eje horizontal y vertical en el mamparo.

Aunque la colaboración del alma a la recogida de parte de los esfuerzos del mamparo desaparecería completamente a los 8 m, los datos numéricos confirmaban que dicha franja, aunque hidrodemolidada en parte, era suficiente para recoger los esfuerzos de pretensado transmitidos por el mamparo y volverlos casi inmediatamente a inyectar en las almas, sin que el mecanismo de anclaje se viera prácticamente afectado.

Esto constituye un hecho diferencial relevante a efectos de la investigación que nos ocupa: a pesar del fuerte debilitamiento de la losa del vano 2 durante el proceso de demolición, en relación a la de los vanos 1 y 3, estando en los tres casos afectada dicha losa por el proceso de hidrodemolición, en el vano 2 el colapso controlado se produjo por flexo-compresión de la sección donde actuaba el robot, sin acompañarse de ningún tipo de degradación ni rotura del



sistema de anclaje (mamparo + losa superior reducida por hidrodemolición), a diferencia de los vanos 1 y 3, teóricamente en mejor situación resistente.

El modelo anterior se preparó para, posteriormente, poder eliminar sucesiva y gradualmente tramos de losa superior, con el objetivo principal de poder analizar numéricamente la evolución de las tensiones normales en dicha losa a medida que se iba perdiendo la capacidad de apoyo del mamparo en la misma, y poniendo especial atención a la evolución cualitativa y cuantitativa de la flexión tipo placa, y a sus reacciones en las almas laterales, del mamparo solicitado por las fuerzas de anclaje a medida que iba perdiendo el apoyo en la losa superior.

- Se eliminan 2m de losa a una distancia de unos 6m del apoyo: tramo 1 de losa eliminada. Se denominará modelo 5A.

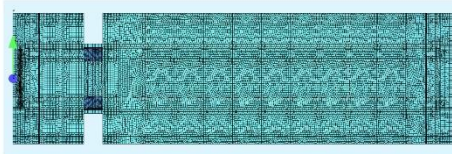


Figura 52 Geometría Modelo 5A.

- Se eliminan 2m de losa a una distancia de unos 4m del apoyo: tramo 2 de losa eliminada. Se denominará modelo 5B.

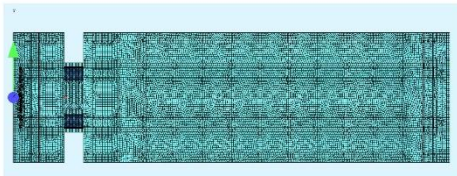


Figura 53 Geometría Modelo 5B.

- Se eliminan 2m de losa a una distancia de unos 2m del apoyo: tramo 3 de losa eliminada. Se denominará modelo 5C.

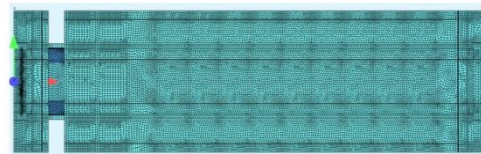


Figura 54 Geometría Modelo 5C.

- Se eliminan 2m de losa a una distancia de junto al apoyo, a partir de la cara interior (lado vano) del mamparo: tramo 4 de losa eliminada. Se denominará modelo 5D.

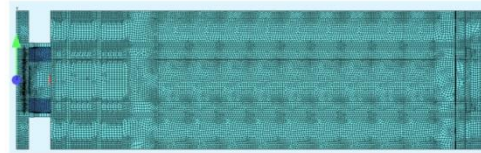


Figura 55 Geometría Modelo 5D.

**Figura 228 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Reducción progresiva de losa .**

Se trataba de obtener los patrones de fisuración y daño hasta el colapso, especialmente en la cara interna del mamparo que, una vez agotada la capacidad de compresión de la losa superior, debería producirse bien por:

- Agotamiento a flexión (hormigón o armaduras) del mamparo flectando como placa, incluido el paso de hombre.
- Rasante ala-alma, por falta de capacidad o anclaje de las armaduras horizontales de la cara interna del mamparo, para equilibrar la componente horizontal de la biela de apoyo en las almas laterales.
- El agotamiento a compresión de dichas almas.

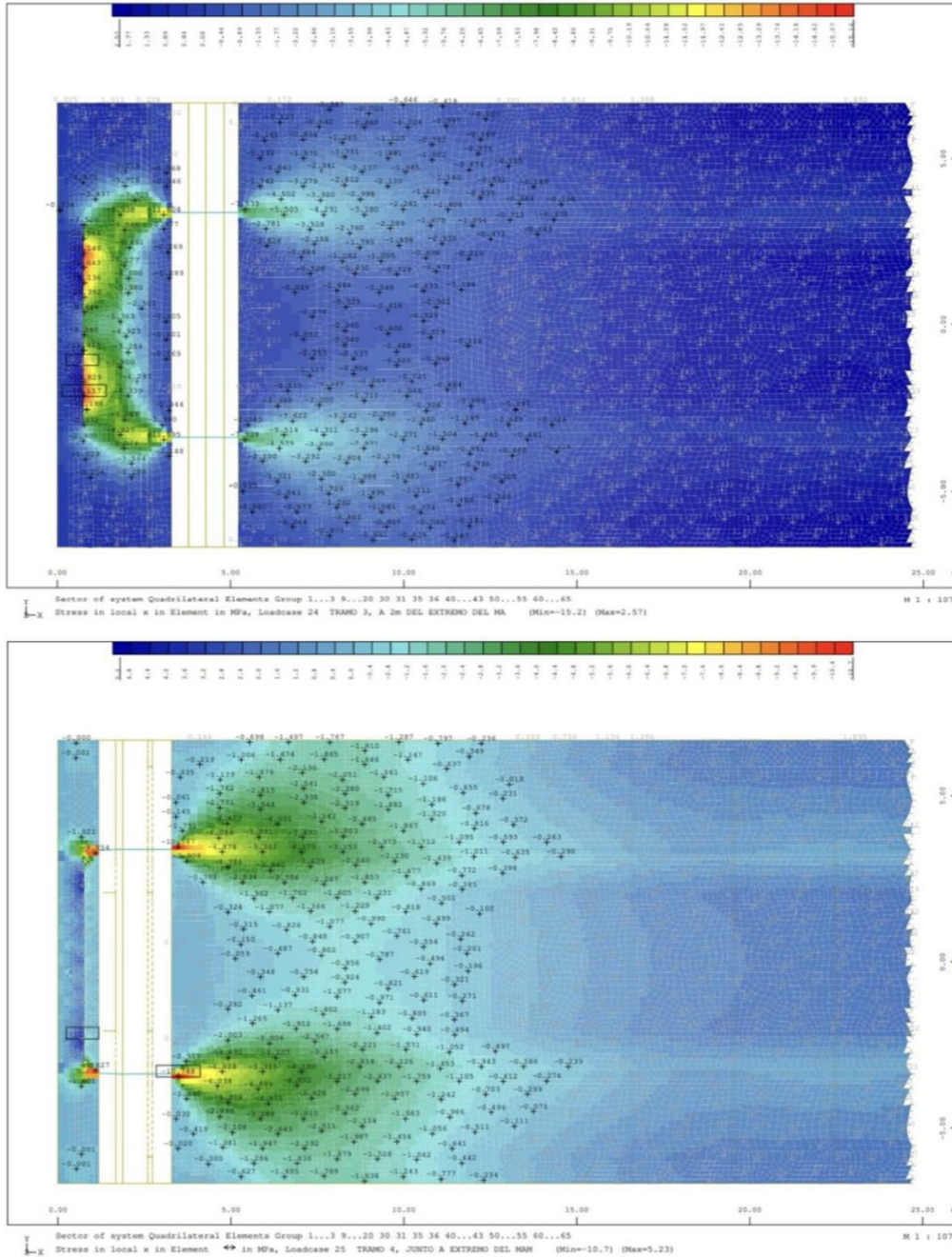


Figura 229 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Mapa de tensiones longitudinales en fibra media de losa superior. Evolución de la concentración de tensiones en el mamparo conforme se reduce la losa efectiva del tablero.

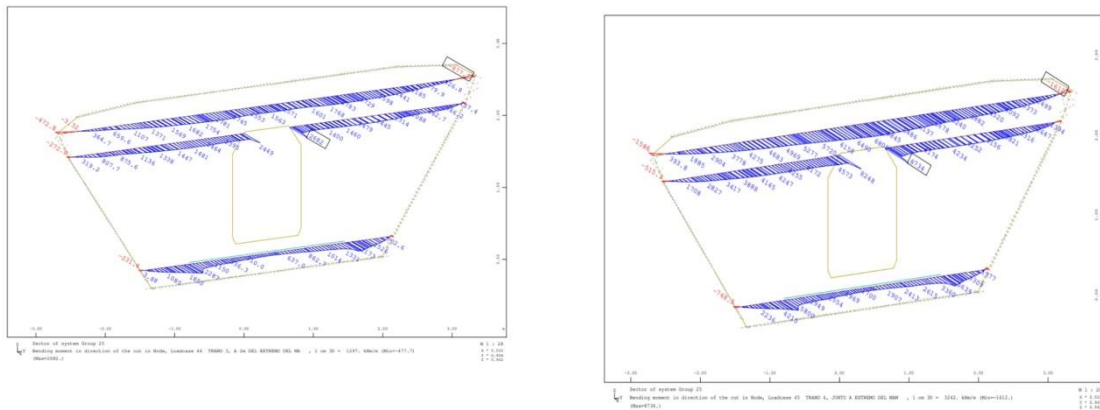


Figura 230 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Diagrama de evolución de esfuerzos de flexión de eje vertical en mamparo.

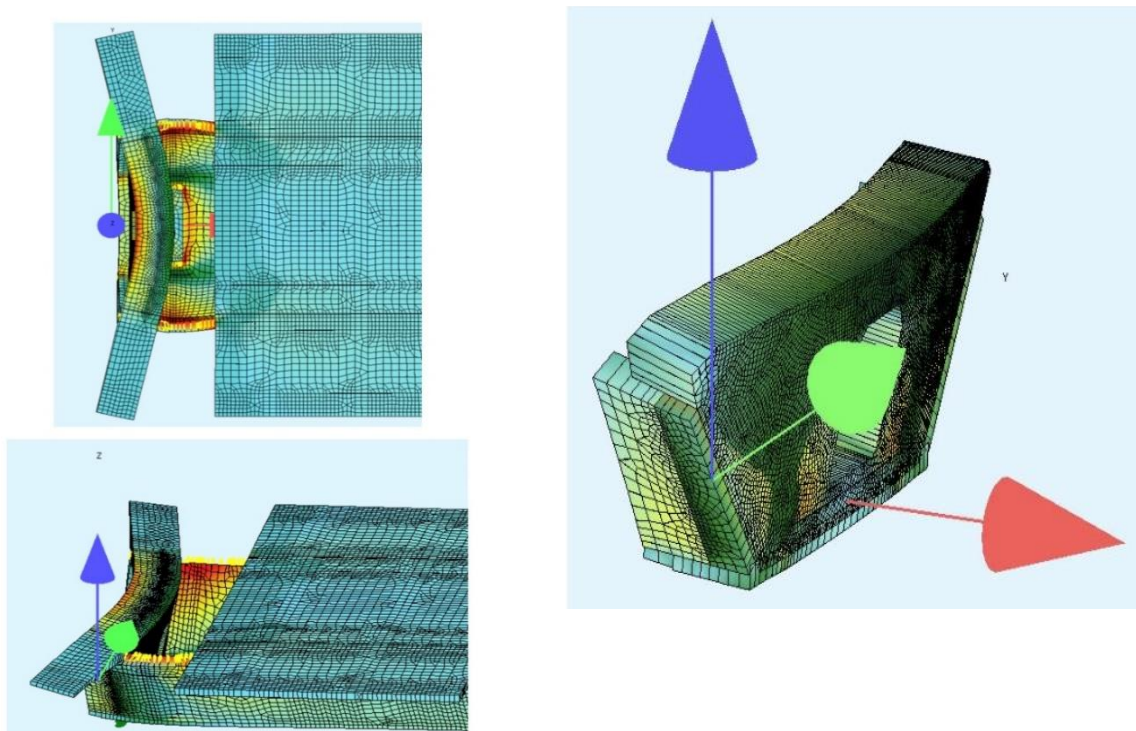


Figura 231 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Deformación de mamparo tras la práctica eliminación de la losa superior de apoyo del mamparo.

Dichos esquemas y patrones de daño no han podido hasta ahora identificarse completamente en los diferentes mamparos (M1 de V1, los dos del V2 y el M1 del V3) que, a pesar del choque contra el suelo tras la caída, no han manifestado daños importantes en su integridad, ni signos de fallo del sistema de anclaje (grietas, hundimiento de placas, etc.).

Queda pendiente en todo caso la:

- Confirmación y registro de estos datos previa o posteriormente al desescombro.
- Inspección, fundamental, de los dos mamparos presumiblemente en el origen del colapso (M2 del V1 y M2 del V3), a los que no se ha tenido acceso hasta hace unos días y todavía no resulta posible su inspección en detalle dado el todavía difícil acceso al recinto interior de las dovelas y el mal estado, con fuerte desintegración, de gran parte de los restos del mamparo.

## 13.3 ANÁLISIS DEL MAMPARO Y DE LAS ZONAS DE DIFUSIÓN DE LOS ESFUERZOS DE ANCLAJES (MODELOS PLANOS Y TRIDIMENSIONALES)

Los análisis de elementos finitos tipo Shell dan una información numérica suficientemente precisa de los mecanismos resistentes de mamparos y tablas tipo placa (flexión en el plano perpendicular al plano del elemento) y membrana (compresiones y tracciones en los planos del elemento) pero, como ya se ha visto, no permiten suministrar ninguna información para el análisis de la transmisión local de las fuerzas de anclaje en el interior mismo de los mamparos, así como de su transmisión posterior, por un mecanismo de bielas y tirantes, a las tablas de la sección.

Dado que, como hemos visto, los modelos y análisis descritos en apartados anteriores dan resultados numéricos perfectamente admisibles por las especificaciones establecidas en las reglamentaciones vigentes y, por tanto, no permiten por sí solos explicar los colapsos acaecidos en los vanos 1 y 3, ni los daños hasta ahora identificados en las piezas caídas, pendientes todavía de su inspección y ensayos de detalle. Se recuerda que en la demolición del vano 2, también con zonas afectadas por la hidrodemolición, la caída se produjo por la rotura por flexo-compresión causada por el robot durante el picado de la sección elegida, sin haberse detectado previamente ningún inicio de daño en los mamparos de anclaje y zonas de difusión adyacente

Por ello ha resultado necesario abordar un análisis completo por elementos finitos tridimensionales, más propios del proyecto de centrales nucleares o de detalles muy complejos de estructuras singulares, que de su aplicación al ámbito de los puentes convencionales.

Los modelos tridimensionales analizados se han contrastado favorablemente, cualitativa y cuantitativamente, para los diversos fenómenos resistentes, compatibles con los modelos espaciales, en los modelos tipo Shell ya descritos y en unos modelos planos tipo rebanada de una franja vertical, que se desarrollaron al efecto, incluyendo una placa de anclaje, la zona asociada de las tablas superior e inferior y unos muelles laterales a ambos lados de la rebanada.

Seguidamente presentaremos algunas imágenes del modelo y resumiremos algunos de sus resultados más relevantes a efectos de la investigación que nos ocupa, que detallamos seguidamente:

- Los modelos tridimensionales han confirmado los resultados y conclusiones de los modelos tipo Shell descritos en los apartados 13.1 y 13.2, así como de los modelos planos de rebanada usados como contraste.
- Los análisis tridimensionales han permitido confirmar, desde el punto de vista numérico y con las condiciones nominales de proyecto utilizadas, la existencia de tensiones y esfuerzos con valores numéricos teóricamente admisibles dentro de los límites reglamentarios, debiéndose en todo caso señalar ciertos aspectos que pueden resultar muy relevantes:
  - La geometría del diseño del detalle de la zona del mamparo y anclaje es demasiado estricta produciéndose bruscas discontinuidades con efectos de esquina en:
    - La transición entre mamparo y la losa superior o las almas.

- Las esquinas de los pasos de hombre, demasiado próximas a las placas de anclaje.
- La esquina del cajeadado de apoyo de la losa de continuidad del diseño original.
- Las compresiones bajo la tromplaca de anclaje son muy elevadas, aunque las dimensiones de la placa y los zunchos de confinamiento de anclaje están dentro de los márgenes establecidos por las especificaciones del fabricante, las condiciones reales de la transmisión de la fuerza de la tromplaca al bloque de anclaje no resultan posibles de reproducir por el modelo tridimensional, pudiendo resultar muy sensibles a:
  - Las características tenso-deformacionales y resistentes del hormigón del bloque de anclaje.
  - Dichas características pueden a su vez resultar sensiblemente afectadas por el estado de conservación y las eventuales afecciones por agentes agresivos en una zona directamente expuesta a frecuentes filtraciones con sales fundentes, de difícil caracterización y modelización.
  - Los despieces y posiciones reales de las armaduras locales de confinamiento y recogida de tracciones de las fuerzas de desvío.
- Los escasos recubrimientos y las fuertes concentraciones tensionales en esquinas y otras discontinuidades, junto a posibles degradaciones de los materiales por problemas de durabilidad, fenómenos de microfisuración en las interfases pasta-árido, "cansancio" bajo compresiones elevadas de larga duración en hormigones, efectos expansivos por corrosión de armaduras, ciclos de hielo-deshielo, etc., tienen el riesgo de producir daños o lajaciones en las citadas discontinuidades y microfisuraciones en las inmediaciones del bloque de anclaje cuyas repercusiones no resultan posibles de evaluar dado lo estricto del diseño del mamparo en la zona de anclaje y difusión.

Detallaremos todos estos aspectos con algunas figuras y resultados que presentamos seguidamente.

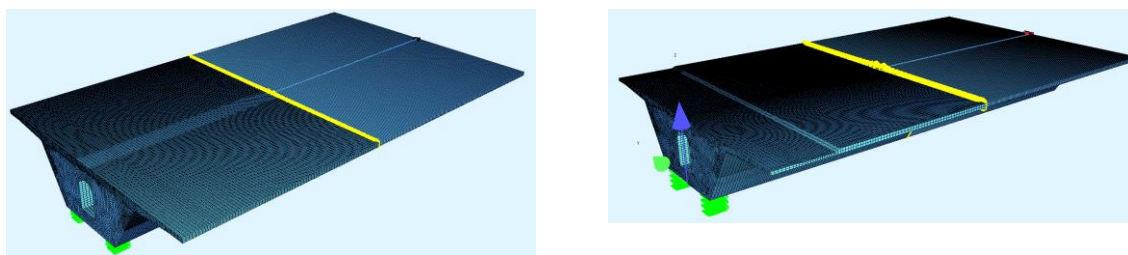
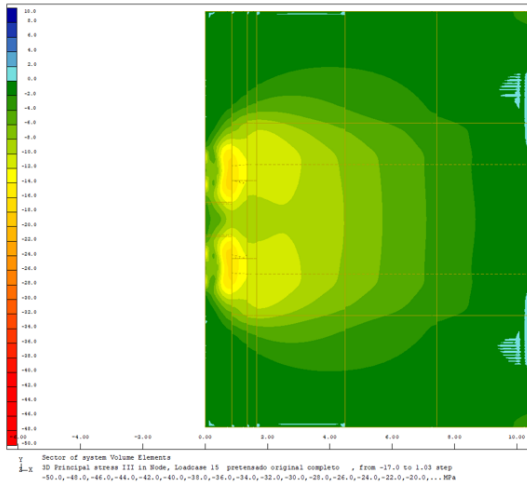


Figura 232 Modelo tipo volumétrico. Vista general de modelos de cálculo

### CORTE CARA SUPERIOR LOSA SUPERIOR (a 1 cm). Tensiones principales III. Pretensado original.

Máximo: -17.69MPa. Mínimo 1.03 MPa



Máximo: -8.78 Mpa.

Mínimo 1.06 MPa

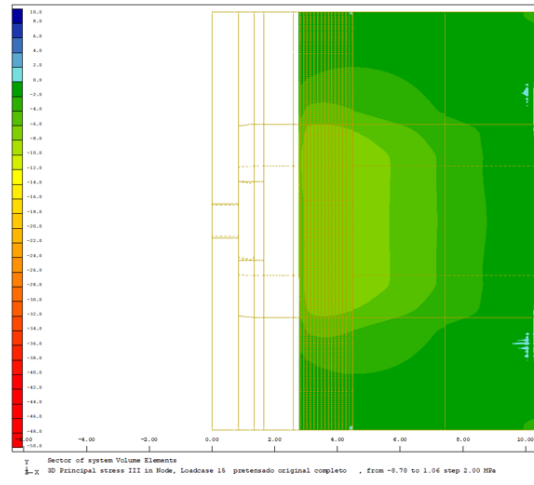
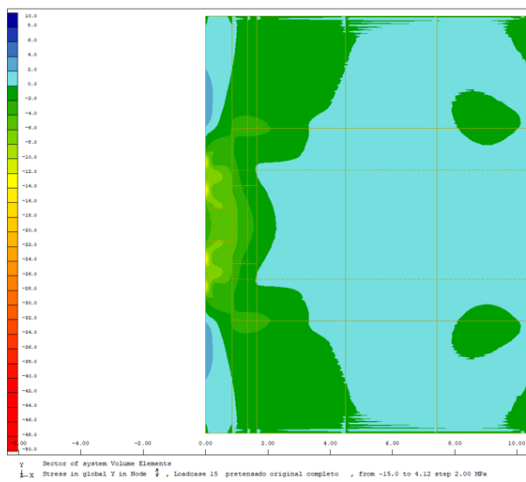


Figura 233 Modelo de tipo volumétrico. Tensiones principales III a 1 cm de la cara superior de losa nominal. A la izquierda, modelo nominal conforme Proyecto, a la derecha con el saneado de losa (en la zona inicial no aparecen tensiones como consecuencia del propio saneo)

### CORTE CARA SUPERIOR LOSA SUPERIOR (a 1 cm). Tensiones dirección Y. Pretensado original.

Máximo: -15.3 MPa. Mínimo 4.12 MPa.



Máximo: -1MPa. Mínimo 2.76 MPa

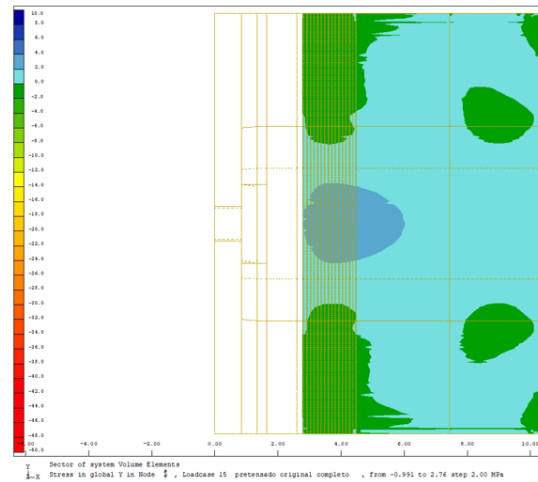
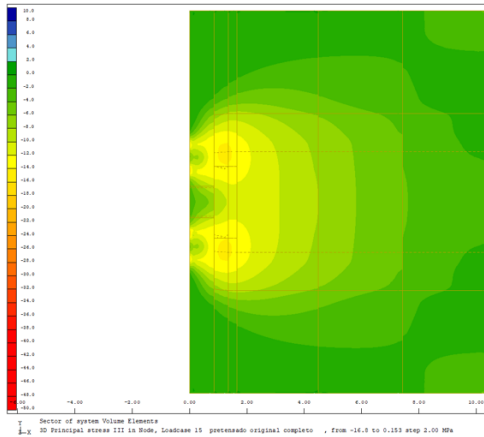


Figura 234 Modelo de tipo volumétrico. Ídem anterior, pero con tensiones transversales

CORTE EJE LOSA SUPERIOR. Tensiones principales III. Pretensado original.

Máximo: -16.8 MPa. Mínimo 0 Mpa.



Máximo: -20.0MPa. Mínimo 0 Mpa.

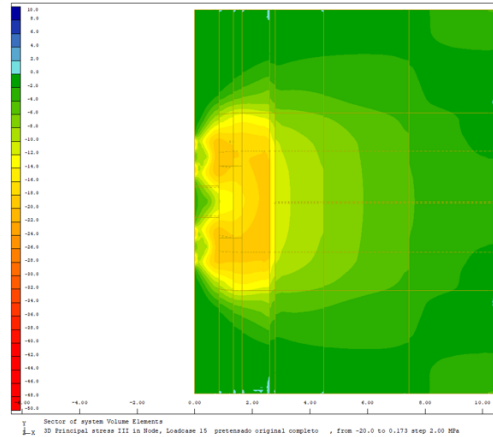
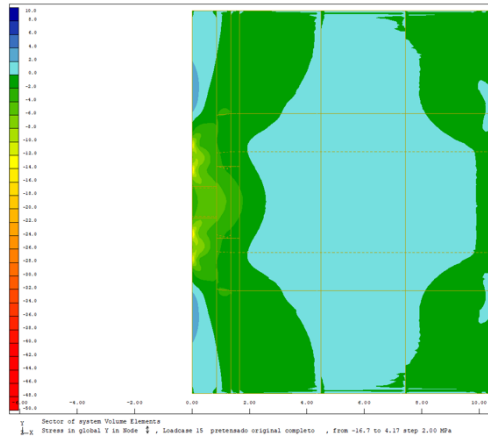


Figura 235 Modelo de tipo volumétrico. Tensiones principales III en el eje de losa superior. A la izquierda, modelo nominal conforme Proyecto, a la derecha con el saneado de losa (en la zona inicial no aparecen tensiones como consecuencia del propio saneo)

CORTE EJE LOSA SUPERIOR. Tensiones dirección Y. Pretensado original.

Máximo: -16.7 MPa. Mínimo 4.17 MPa.



Máximo: -19.9 MPa. Mínimo 5.38 MPa.

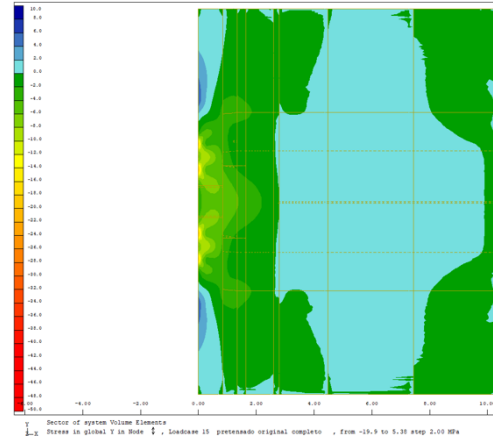
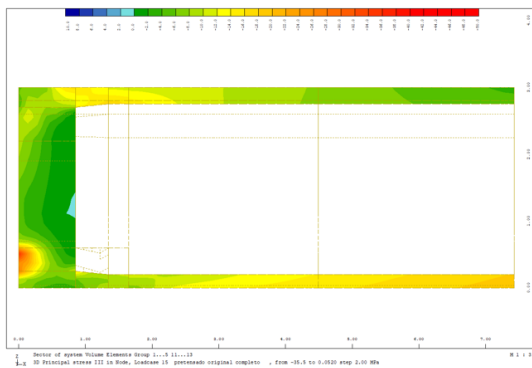


Figura 236 Modelo de tipo volumétrico. Ídem anterior, pero con tensiones transversales

ENTRE ANCLAJES. Tensiones principales III. Pretensado original.

Máximo: -35.5 MPa. Mínimo 0 Mpa (anclaje inf).



Máximo: -42.7 MPa. Mínimo 0 Mpa

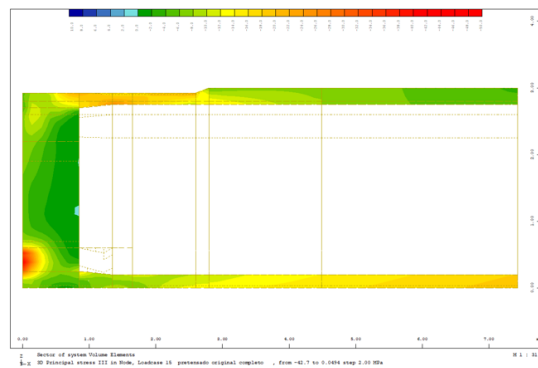


Figura 237 Modelo de tipo volumétrico. Sección longitudinal entre anclajes de pretensado. Tensiones principales III.

CENTRO DE SECCIÓN. Tensiones dirección Y. Pretensado original.

Máximo: -18.8 MPa. Mínimo 9.26 MPa.

Máximo: -23.9 MPa. Mínimo 8.81 MPa.

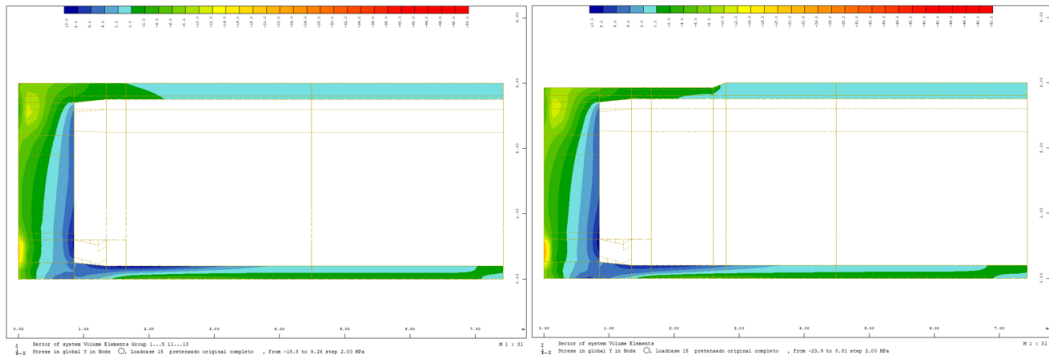


Figura 238 Modelo de tipo volumétrico. Sección longitudinal anclajes pretensado. Tensiones perpendiculares al plano.

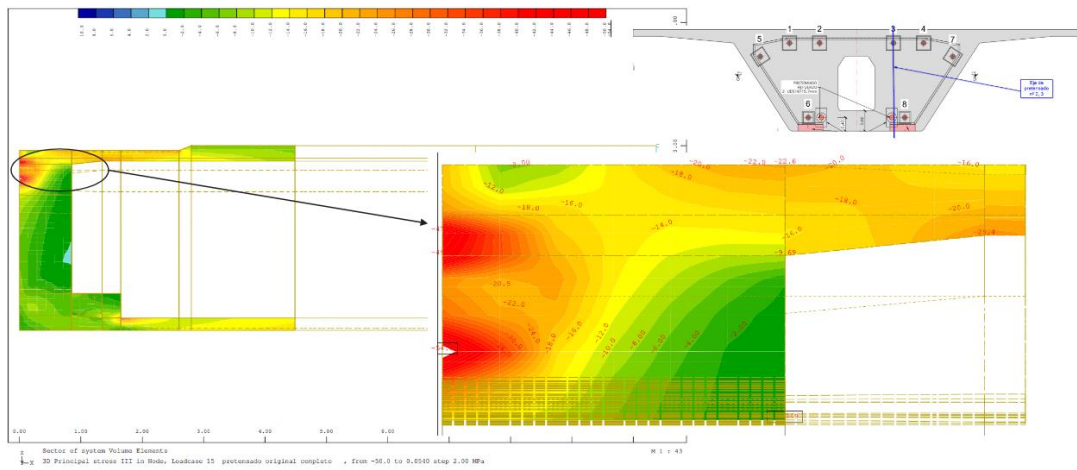


Figura 239 Modelo de tipo volumétrico. Sección longitudinal por bloque de anclaje de pretensado. Tensiones principales III. Obsérvese la concentración de tensiones que se produce tras la placa del pretensado (entre los bulbos de más tensión (color rojo), baja el nivel de sollicitación como consecuencia de la presencia de la vaina del pretensado (no introducida en el modelo, pero sí considerada a la hora de introducción de cargas).

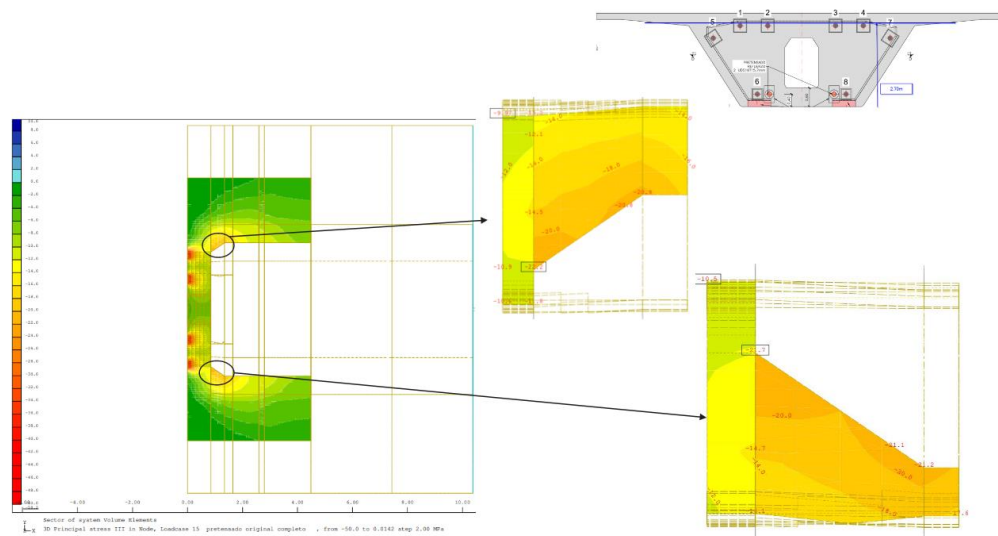


Figura 240 Modelo de tipo volumétrico. Sección horizontal por plano de bloques de anclaje de pretensado. Tensiones principales III. Obsérvese la concentración de tensiones tras los bloques del pretensado así como en las aristas o encuentros de esquina.



## 13.4 ANÁLISIS POR BIELAS Y TIRANTES

Los modelos de elementos infinitos tridimensionales, a pesar de sus enormes prestaciones, presentan algunas limitaciones de relevancia con relación a la investigación que nos ocupa, entre ellas:

- Los modelos utilizados suponen un material homogéneo, monolítico, infinitamente elástico y equirresistente a compresión y tracción, no pudiendo por tanto reflejar.
  - La fisuración del hormigón.
  - La respuesta no lineal y plastificación del hormigón.
  - La presencia de armaduras.
  - La forma real de transmisión de las cargas de anclaje mediante la tromplaca al bloque de anclaje.
- La falta de información sobre las características tenso-deformacionales reales de los materiales, consecuencia del eventual grado de degradación de ambos por la precariedad de las condiciones de durabilidad de las zonas de anclaje, desaconseja avanzar más en modelos numéricos de elementos finitos de mayor complejidad, cuando no podemos dotar de mayor fiabilidad la caracterización de los datos de partida que condicionan lógicamente los resultados de los análisis con dichos modelos.

Acudiremos por tanto para completar los análisis al Método de Bielas y Tirantes que, apoyándose en los resultados de los Modelos de Elementos Finitos, debería permitir dar una salida aceptable a las limitaciones antes descritas.

Se han analizado diversas configuraciones de modelos de Bielas y Tirantes, confirmando la permanencia de las incertidumbres ya citadas anteriormente que, dado lo estricto de la geometría y dimensiones del mamparo, tienen una influencia muy sensible sobre los niveles de compresión en los nudos de las bielas y las tracciones de las armaduras (tirantes) que deben equilibrar los desvíos del modelo, y muestran una geometría inadecuada para poder "alojar" con garantías la necesaria transmisión de las elevadas compresiones del anclaje hacia la losa superior de la sección cajón:

- Las compresiones bajo la placa de anclaje resultan muy elevadas, del orden de 50 MPa para un hormigón H40, exigiendo por ello la puesta en juego del mecanismo de zunchado de los cercos, lo que suscita ciertas dudas dada la proximidad del borde de dicha placa de anclaje a la esquina del cajado de la losa de continuidad en el prefabricado, así como la acumulación de ferralla en la zona (complicada por el trazado inclinado de los cables y su tromplaca).
- La falta de espacio complicaba la disposición de los cercos espirales, según, normalmente, establecen las especificaciones de los suministradores de sistemas de pretensado para el zunchado del bloque de anclaje, que podrían interferir con el correcto ferrallado del resto de armaduras de gran diámetro dispuestas en la zona, lo que condujo a su sustitución por cercos rectangulares de menor eficacia para garantizar el necesario zunchado.
- El presumible grado de degradación del hormigón de las características mecánicas y resistentes del hormigón y las armaduras, sometidos a elevadas sollicitaciones en una zona directamente expuesta a la filtración de agua con sales fundentes.

- El trazado inclinado del cable, la tromplaca y el conjunto del bloque de anclaje, que obliga a aumentar el ángulo de desvío entre el nudo de anclaje y las bielas que se deben dirigir y volver a desviar posteriormente hacia la losa superior.
- La incertidumbre sobre la posición real de las armaduras - tirantes que recogen las fuerzas de desvío para dirigir las a dicha losa superior. El ángulo de desvío, y por ende la magnitud de los esfuerzos de compresión de las bielas de hormigón y las tracciones en las armaduras de cuelgue del tirante resultan enormemente sensibles a la geometría real del modelo: de que se disponga de los 85 cm de anchura del mamparo, o que el desvío de las bielas se inicie a 30 o 40 cm de la placa, la magnitud de los esfuerzos puede aumentar de forma poco controlada.

Las figuras adjuntas se muestran diferentes modelos de bielas y tirantes que confirman los problemas derivados del diseño estricto y poco perfilado de la zona de coronación del mamparo en su entronque con el arranque de la losa superior y muestran la inadecuada geometría de la zona de transición entre zuncho-bloque de anclaje/armaduras de desvío/excentricidad vertical entre la losa superior y el inevitable ángulo ascendente de la biela que no se puede equilibrar con armado vertical inexistente en la confluencia losa-mamparo, lo que puede, de acuerdo con los modelos, suponer incrementos de entre el 30% y cerca del 200 % en los esfuerzos ascendentes de la biela inclinada (y por tanto de las tracciones a recoger por las barras del tirante de desvío, para eventuales variaciones de entre 20° y 35° en la orientación ascendente de la biela.

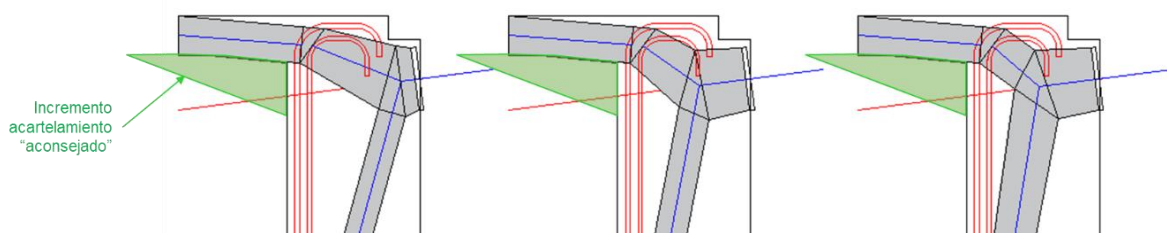


Figura 241 Análisis de transmisión de cargas desde tromplaca a losa superior mediante modelo de Bielas y Tirantes. Variación de geometría en la transmisión de cargas en función de la variación del punto de difusión de la carga desde la zona del hormigón zunchado. Sobre la imagen, en verde, el incremento de acartelamiento aconsejado.

## 13.5 CONCLUSIONES DE LOS ANÁLISIS NUMÉRICOS REALIZADOS

Se confirma por tanto que el carácter demasiado estricto y poco perfilado del diseño geométrico del nudo superior del mamparo en la zona de entronque con la losa superior, donde se aloja el bloque de anclaje de los cables de pretensado exterior, con excentricidades y brascas discontinuidades de las transiciones y esquinas entre anclajes/mamparo/tablas de losa superior y almas de cajón, resultando por ello poco adecuado para poder "alojar" con garantías la correcta transmisión de las elevadas compresiones del anclaje hacia la losa superior de la sección cajón.

Resulta además muy sensible a diversos factores, consecuencia de la probable degradación de las características mecánicas y resistentes del hormigón y armaduras, contaminadas por la inmediata entrada de agua con sales fundentes a través de la junta de las losas de continuidad, lo que puede llegar a desarrollar importantes desórdenes en las zonas de anclaje de los 4 cables superiores de pretensado, y no puede ser "captado" de forma fiable por los modelos de análisis, tanto por modelos de Elementos Finitos como de Bielas y Tirantes, a pesar de que los resultados numéricos obtenidos puedan encontrarse aparentemente por debajo de los límites exigibles por las normativas.

## **14 Campaña de inspecciones, estudios y ensayos de hormigones y cimentaciones para las fases I y II de los vanos no colapsados de ambas calzadas (en curso y pendiente de resultados más adelante)**

Este apartado concierne al avance de los trabajos de la Hoja de Ruta comentadas anteriormente. En este momento no existen resultados relevantes que comentar y se desarrollará en futuras versiones del informe en función del desarrollo de estas.

# 15 Resumen del informe y avance de conclusiones preliminares a partir de los resultados de la investigación hasta ahora consolidados

## 15.1 RESUMEN DEL INFORME

En los apartados anteriores de este Informe se han presentado con detalle las extensas campañas de investigación y actuaciones de reparación llevadas a cabo, tanto desde la declaración de la emergencia a mediados de 2021, como a partir de los incidentes acaecidos en junio de este año cuando se estaban abordando las actuaciones de reparación previstas en el marco de la citada emergencia.

Se han descrito asimismo los primeros datos e indicios que se pudieron recabar, limitados por las lógicas restricciones de acceso a la zona del colapso, así como las Hojas de Ruta que, con el consenso de los diferentes expertos involucrados, debían dirigir, y de hecho han dirigido, las diversas campañas de investigación programadas con las lógicas adaptaciones derivadas del carácter dinámico de las mismas, como consecuencia de:

- El desarrollo de los propios avances de la investigación.
- Los condicionantes logísticos inherentes a la complejidad y responsabilidad del problema a investigar, así como de la relevancia mediática y económica de las conclusiones que de ellas se deriven.
- Las estrictas condiciones de respeto a las directrices establecidas por los responsables de Seguridad y Salud para minimizar cualquier eventual riesgo sobre la seguridad de los operarios y medios auxiliares involucrados.
- La necesidad de coordinar en este marco las actuaciones de numerosos agentes y especialistas en unas condiciones del entorno, principalmente orográficas y de dificultad de accesos, ciertamente complejas.

Las Hojas de Ruta establecidas, que se detallan en el apartado 8 de este Informe, han constituido la guía metodológica y logística de las actuaciones que se han traducido en unos cronogramas detallados del alcance, plazos y asignación de responsables a llevar a cabo cada una de las actuaciones, considerando las diversas afecciones e interacciones que se producían inevitablemente entre los diferentes agentes y las necesidades de abordar, secuencialmente y/o en paralelo, algunas de ellas.

Dichas Hojas de Ruta, así como las fichas que permiten el seguimiento dinámico de las mismas, se han compartido y consensuado siempre con los técnicos de la Demarcación de Carreteras del Estado en Galicia de la Dirección General de Carreteras, responsables de la dirección de la emergencia.

El objetivo de este Informe consiste básicamente en la descripción detallada de:

- Las actividades, campañas de investigación, toma de decisiones y actuaciones de refuerzo/reparación adoptadas hasta la fecha en el marco de esta emergencia.

- El avance de conclusiones que pueden considerarse ya consolidadas, o en curso de ello, en relación a la investigación que tenemos encomendada sobre los incidentes con el colapso, súbito, frágil y sin preaviso, de dos vanos el pasado mes de junio.
- El eventual avance de conclusiones que pueden considerarse ya consolidadas, o en curso de ello, en relación a las repercusiones de dichas conclusiones sobre las condiciones de seguridad y durabilidad del resto de vanos no colapsados de ambas calzadas, así como de los diversos viaductos de la misma o similar tipología que se hallan construidos y actualmente en uso en la red de carreteras del Estado.
- El detalle, con relación a dichas conclusiones, ya consolidadas o en curso de ello, no solo de aquellas que se pueden identificar como relacionadas, en mayor o menor grado, con los incidentes investigados, sino asimismo de aquellas que se pueden también identificar como ajenas y sin relación alguna con dichos incidentes.
- El detalle, en el caso de aquellas conclusiones que están en curso de poderse acreditar como consolidadas así como en aquellas cuya evaluación está todavía pendiente de avanzar, generalmente porque las condiciones y restricciones de acceso o de cumplimiento de las recomendaciones de Seguridad y Salud han impedido hasta la fecha, tanto para las zonas colapsadas como para el resto de ambas calzadas, la inspección en detalle de los interiores de las dovelas caídas y de los cajones de los tableros, así como la toma de muestras y extracción de testigos para los ensayos en Laboratorio.
- El establecimiento, en función del avance en la investigación, de una serie de recomendaciones y sugerencias que pueden ser de la máxima utilidad, no solo para el resto de las actuaciones pendientes en este viaducto sino también para orientar las inspecciones especiales y las actuaciones de reparación y refuerzo del resto de viaductos de la red con análogas o similares tipologías.

Este Informe se apoya y complementa con el resto de la información, muy extensa y detallada, que se acompaña en el marco de esta emergencia, detallada en el apartado 2.

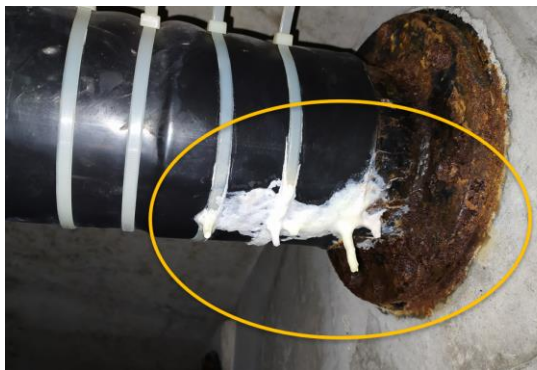
En este apartado 15 de avance de conclusiones intentaremos presentar un compendio claro de los términos más relevantes del mismo que pueda orientar la comprensión y el relato de todos los avances alcanzados, y de los que están en curso de llevarse a cabo, en relación a la consolidación de conclusiones y recomendaciones técnicamente consistentes en una investigación de la complejidad y responsabilidad como la que nos ocupa.

Pasamos seguidamente a la descripción de dichos términos:

1. El origen de la emergencia se sitúa en marzo de 2021, cuando los responsables de la Unidad de Carreteras de Lugo trasladaron a los técnicos de IDEAM, que estaban trabajando precisamente con ellos en el refuerzo y reparación del cercano viaducto de Ruitelán, situado también en zona de alta montaña, sometido también por tanto a la acción de sales de deshielo, y con problemas muy serios de corrosión del sistema de pretensado que habían llevado necesariamente a una costosa y compleja sustitución de las vigas prefabricadas de los tableros, su preocupación respecto a los viaductos del Castro, como consecuencia del deficiente funcionamiento sistemático de las losas de continuidad entre vanos que, con mayor frecuencia de la esperable, debían ser levantadas, reparadas y repavimentadas por el Sector de Conservación de Carreteras

de Lugo, sin haberse hasta la fecha evitado la rápida repetición de las citadas patologías.

En marzo de 2021 tiene lugar una primera visita por parte de técnicos especialistas de IDEAM para realizar una primera inspección preliminar de las calzadas de ambos viaductos, visita en la que se pudieron constatar y confirmar fisuras sistemáticas en el pavimento, por el incorrecto funcionamiento de las losas de continuidad de las juntas entre vanos, que facilitaban la entrada de agua con sales a través de las mismas y, consiguientemente, estaban en el origen de una serie generalizada de importantes daños y patologías que podían considerarse con bastante certeza como indicios relativos a la posible afección por corrosión de los anclajes/vainas del postesado del puente, aspecto que, por su posible gravedad, fue puesto inmediatamente en conocimiento de los Ingenieros de la Unidad de Carreteras de Lugo, quienes, a su vez lo pusieron en manos de la Subdirección General de Conservación del MITMA.



**Figura 242** Corrosión de tubo metálico y deposiciones de carbonatos en manguito termoretráctil



**Figura 243** Fisuración de cajetín de sellado del pretensado con circulación de agua y presencia de deposiciones de carbonatos en forma de estalactitas.



**Figura 244** Fisuración de losa de continuidad y degradación del firme



**Figura 245** Fisuración de losa de continuidad y degradación del firme en estado más avanzado

Además del citado problema de las losas de continuidad, la inspección realizada permitió constatar diversas zonas de entrada de agua en el interior de los cajones a través de la losa superior del cajón, con el consiguiente deterioro del hormigón y armaduras de las mismas, detectándose múltiples desconchones con armaduras vistas corroídas, signos evidentes de un mal funcionamiento, o incluso posible inexistencia de la necesaria impermeabilización superficial del tablero, así como de la ausencia del también imprescindible correcto sellado de los agujeros en la losa utilizados para el paso de barras de cuelgue de las dovelas durante el proceso constructivo.



**Figura 246** Vista general de interior de cajón en donde se observa claramente la presencia de agua en su interior, así como las manchas y humedades en las almas, fruto de la entrada de agua a través de los pasa tubos de losa.



**Figura 247** Detalle de humedades en almas de interior de cajón bajo tubos de cuelgue de dovelas.

2. En consecuencia, el MITMA encargó con carácter de máxima urgencia la inspección especial detallada del viaducto a la UTE Esteyco-Bagh como empresa responsable de la ejecución del contrato de realización de Inspecciones Principales y Especiales para la Subdirección de Conservación del Ministerio en la zona del Viaducto.

El primer Informe de la UTE Esteyco-Bagh, fechado el 17 de mayo de 2021, confirma la gravedad de las patologías que se habían detectado y adelantado en la citada visita de IDEAM, documentando claros indicios de entrada y presencia sistemática de agua con sales sistemática por gran parte de las juntas entre vanos, así como por fallos generalizados/ausencia del sistema de impermeabilización de la losa superior, con muestras visibles de humedades y fuerte corrosión en las zonas de anclaje de los cables de pretensado y, lo que ya constituía una prueba de la posible magnitud de dichas patologías y de su repercusión sobre las condiciones de seguridad de la estructura, se constató y registró documentalmente la rotura de un cable de postesado, uno de los ocho que se disponían por tramo, en uno de los vanos del viaducto.



**Figura 248** Inspección previa con boroscopio de cable sin tensión. Corrosión generalizada de torones, incluso constatando su rotura. FUENTE: ESTEYCO-BAGH



**Figura 249** Vista general de bloque de cuñas tras retirada de cable roto sin tensión. Destacar el avanzado estado de corrosión de la práctica totalidad de los torones.

Dada la previsible gravedad del problema el MITMA declara una emergencia en verano de 2021.

3. Los viaductos del Castro están constituidos por 3 viaductos diferentes, uno para la calzada Galicia y dos en la calzada Madrid, todos ellos son de análoga tipología y configuración. La luz tipo de los viaductos es de 45,0 m entre ejes de pilas.



Figura 250 Alzado de del viaducto de la calzada derecha, calzada Galicia

La principal particularidad que presenta este viaducto reside en su propia tipología de tablero con dovelas conjugadas prefabricadas sin armadura pasante, con contacto a hueso entre dovelas, y cosidas con postesado exterior como único elemento de vinculación entre dovelas.

El pretensado exterior proyectado consta de 8 cables en 3 familias diferentes:

- 4 cables de 31 unidades de 0,6" dispuestas bajo la cara inferior de losa y con trazado poligonal.
- 2 cables de 31 unidades de 0,6" dispuestas en la esquina superior de las almas, en su encuentro con la losa y con trazado poligonal.
- 2 cables de 24 unidades de 0,6" próximos a la tabla inferior del cajón y con trazado recto.

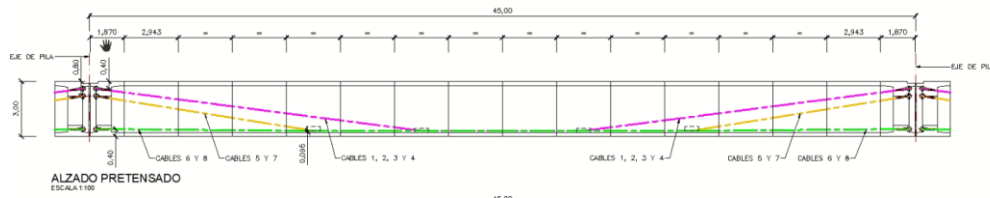


Figura 251 Alzado de vano tipo. Distribución de dovelas y de pretensado en alzado.

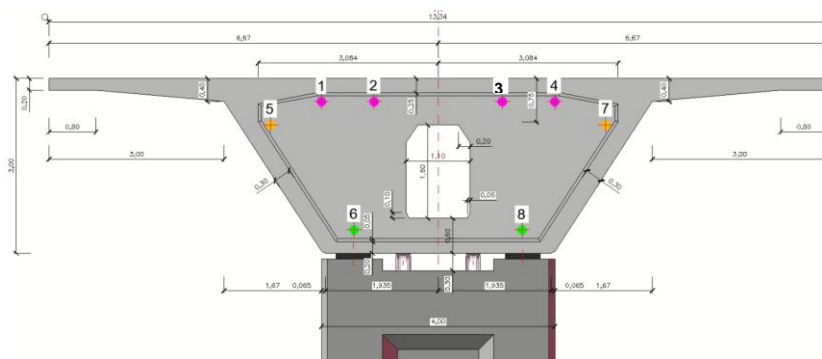


Figura 252 Frente de dovela de extremo. Posición de vainas de postesado: Familia 1 vainas 1 a 4; familia 2 vainas 5 y 6; familia 3 vainas 6 y 8

La fuerza de tesado inicial por cable es de aproximadamente 6110 kN.

Los cables son de acero al carbono ordinario y están protegidos por una vaina de PEAD, inyectada con lechada de cemento.



4. En el apartado 4 de este Informe se realiza un análisis crítico de la tipología del viaducto: "Tableros isostáticos de dovelas prefabricadas, construidas con cimbra autoportante, cosidas con pretensado exterior, sin armaduras pasantes entre dovelas (Precast Segmental Bridges)".

Se trata de una tipología que se desarrolló a finales de los años 70, principalmente en Francia y Estados Unidos, y experimentó un impulso espectacular en la década de los 80 en toda Europa, Estados Unidos y ciertos países desarrollados de Asia, en una época marcada por una política de fuertes inversiones y desarrollo de sus redes de carreteras.

En España el gran salto de inversiones para la modernización de nuestra red de carreteras se produjo a partir de mediados de los años 80, con la entrada de los fondos europeos, y varias empresas, principalmente FCC y Ferrovial, apostaron por el desarrollo de sus propios sistemas de acuerdo con esta tecnología, construyendo múltiples y largos viaductos en nuestro país en dicha década, adaptando su tecnología de cimbras, dovelas y, en varios casos de pretensado exterior, a luces cada vez mayores.



Figura 253 Vista general del sistema constructivo de dovelas conjugadas prefabricadas con postesado exterior.

La técnica del pretensado exterior se desarrolló en Francia a finales de los años 70 precisamente con ocasión de necesitar procederse al refuerzo y reparación de numerosos puentes de hormigón pretensado, principalmente construidos por voladizos sucesivos en las 3 décadas precedentes, que presentaban muy serias patologías que podían llegar a comprometer la seguridad y poner fuera de servicio puentes de gran luz recientemente construidos.



Figura 254 Vista general del puente Íle de Ré. Uno de los puentes más icónicos a nivel mundial desarrollado con postesado exterior y dovelas conjugadas allá finales de los años 80.

La nueva tecnología del Pretensado Exterior mostró desde el principio su gran competitividad no sólo como técnica de reparación sino, también en el proyecto de puentes nuevos:

- Desde el punto de vista constructivo:
  - Al sacar los cables de las tablas de hormigón permite reducir el espesor de las almas condicionado por el espesor resistente, que ya no tenía que descontar el diámetro de las vainas, frente al esfuerzo cortante.
  - Se facilita enormemente el ferrallado y puesta en obra del hormigón.
- Pero donde el pretensado exterior se impuso claramente al convencional es desde el punto de vista del mantenimiento y la durabilidad, lo que explicaba su rápido desarrollo y el interés de las administraciones por impulsar la nueva tecnología:
  - Las vainas se ubican en un ambiente protegido, el interior de la sección, no estando afectadas por la acción directa de los agentes agresivos (agua, sales fundentes, agentes atmosféricos, etc.). En las soluciones convencionales el hormigón, lejos de constituir un elemento presumiblemente protector, es un elemento permeable y susceptible de filtración en caso de fisuración, daños por carbonatación, reacción árido-álcali, contaminación por cloruros, etc. Cualquier fallo en los sistemas de drenaje e impermeabilización acaba atravesando al hormigón y pone en riesgo de corrosión al pretensado, especialmente en caso de fallos en la permeabilidad de las vainas o la efectividad del proceso de inyección (recientes experiencias en el nudo de Colmenar y en el nudo norte de la M40 de Madrid son muestra de ello).



Figura 255 Ejemplo de pretensado interior con cable roto por corrosión. A ausencia de lechada



Figura 256 Ejemplo de pretensado interior con torones rotos por corrosión. A ausencia de lechada

- Su ubicación en el interior de la sección permite su fácil y periódica inspección, ensayos y mantenimiento, así como la reparación de cualquier fallo en el sistema de protección que se detecte durante dichas tareas, pudiendo incluso llegarse a implementar sin problemas la sustitución completa de algún cable o la eventual incorporación de cables suplementarios de refuerzo.
- Las únicas zonas que en puentes con postesado exterior en el interior de secciones cajón resultan más susceptibles a patologías derivadas de problemas de durabilidad, siendo afectadas por procesos de corrosión,

al mismo tiempo no permiten su fácil inspección y mantenimiento, son las zonas de anclaje en mamparos sobre pilas y estribos.

Las primeras aplicaciones de esta tecnología para el proyecto de nuevas estructuras se realizaron sobre tableros convencionales hormigonados "in situ".

No obstante, los proyectistas y constructoras detectaron desde el comienzo que al sacar los cables de las tablas de hormigón (losas superior e inferior y almas) se permitía reducir sensiblemente el espesor de dichas tablas y, por tanto, el peso de la sección, lo que aplicado al ámbito de la prefabricación permitía abrir este campo, hasta entonces restringido a tableros isostáticos de vigas prefabricadas de luces por debajo de lo 40m, a la construcción de soluciones de luces medias, de 40 m en adelante, isostáticas o continuas, de canto constante o variable y con tipologías hasta entonces asociadas a la construcción in situ.

Este fue precisamente el origen de la tecnología de los "Precast Segmental Bridges" que se impuso internacionalmente desde los años 80 en todos los países desarrollados de Europa y Norteamérica, extendiéndose también hoy día al Medio y Extremo Oriente.

La construcción de largos viaductos de esta tipología, algunos de gran número de vanos y varios kilómetros de longitud, impulsó el desarrollo de medios auxiliares específicos autolanzables (vigas lanzadoras y cimbras autoportantes), ámbito en el que nuestro país se ha convertido, tras los primeros desarrollos de FCC y FERROVIAL en una referencia internacional.

5. En el apartado 4 de este Informe se refleja por tanto el carácter avanzado y de vanguardia de esta tipología, en la época en que se desarrolló este proyecto pero que, al mismo tiempo estaba ya perfectamente reconocida y asentada internacionalmente, tanto en Europa como en Norteamérica, regulada y avalada por las reglamentaciones y recomendaciones de las administraciones y asociaciones técnicas especializadas más prestigiosas: ACI, SETRA, BSI, AASHTO, FIB-FIP, la española ATEP (actualmente ACHE), etc.

Conviene destacar asimismo que en nuestro país su utilización estaba también avalada por las citadas recomendaciones de la ATEP, así como por las Recomendaciones Técnicas publicadas por la propia Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

Su seguridad y durabilidad se sustentaba precisamente en la del propio sistema de pretensado, ya que había un consenso internacional entre los especialistas y administraciones de la época en que la mayor protección que se garantizaba con el pretensado exterior, junto a facilidad para programar un sistema periódico de inspecciones y operaciones de mantenimiento, así como para acometer si fuera necesario eventuales medidas de reparación y refuerzo, e incluso sustitución de algunos cables, constituían desde el punto de vista técnico la máxima garantía y atractivo de esta tipología.



Figura 257 Publicaciones de referencia, nacionales -incluso del propio MITMA- e internacionales, sobre puentes con postesado exterior

Como se señala explícitamente en dicho apartado 4 de este Informe, el proyecto del viaducto del Castro responde perfectamente a los máximos estándares, guías y recomendaciones de su época en el ámbito internacional.

El desarrollo y definición de sus Planos es bastante completo (aunque no hemos podido conseguir los planos "As-Built" del proceso de prefabricación, habitualmente no proporcionados por las empresas constructoras/prefabricadoras, por resultar parte su "know-how" tecnológico), constatándose tras el análisis de la Memoria y Anejos de Cálculo la autoría e implicación de unos Servicios Técnicos de alta experiencia y cualificación en el ámbito que nos ocupa ya que, la novedad y naturaleza de esta tipología requerían un profundo conocimiento no sólo de los criterios de proyecto sino también, imprescindiblemente, de su relación con los procesos y controles de ejecución.

6. Resulta en cambio necesario señalar, como se detalla en el apartado 4 de ciertos aspectos del diseño de los tableros que, aunque no resultan consecuencia directa de problemas numéricos ni de dimensionamiento del Proyecto cuyos cálculos y resultados han sido confirmados por los análisis de contrato que hemos efectuado en el marco de la emergencia, la investigación que nos ocupa ha permitido ya concluir de forma técnicamente consistente su relación directa con las graves patologías de corrosión del sistema de pretensado, que han obligado a su sustitución completa y refuerzo con dos cables adicionales, así como con los colapsos sin preaviso de dos vanos acaecidos durante el desarrollo de las operaciones finales de reparación que se estaban realizando.

En relación con ciertos aspectos concretos del diseño, unidos a los problemas de filtraciones y fallos de drenaje y desagüe de la plataforma de agua con sales fundentes ya señalados, podemos señalar:

- Se planteó un diseño con tramos isostáticos, perfectamente justificado desde el punto de vista resistente de acuerdo con los estándares de la época, e incluso con los actuales, porque entendemos que en su momento no se consideró necesario "complicar" el diseño dotándole de un hiperestatismo que no era requerido desde el punto de vista resistente, dado el importante canto disponible y las luces moderadas de los vanos. Las soluciones isostáticas eran sistemáticamente consideradas por su sencillez en todo el ámbito internacional, especialmente norteamericano, donde constituían la solución convencional para los "Precast Segmental Bridges".

En aquella época no se le dedicaba especial atención a lo que en nuestros días es una preocupación dominante en la concepción y diseño de puentes:

- La tendencia a soluciones con mecanismos de redundancia frente a posibles fenómenos de colapso no esperados, lo que conduce al hiperestatismo frente a las soluciones isostáticas.
- La tendencia a diseños orientados a la durabilidad, reduciendo y eliminando en lo posible el número de juntas, así como los detalles de losas de continuidad sobre juntas sin armaduras pasantes, cuyos detalles definidos en el proyecto que nos ocupa no han funcionado correctamente y se han mostrado susceptibles de fisuración con elevados anchos de grietas en calzada, generando vías de filtración de agua con sales fundentes.
- Se ha detectado (indicado en Planos y verificado "in situ") la existencia de unos recubrimientos de las armaduras de los elementos prefabricados de 25 mm, aplicables en la época para elementos prefabricados de H40, muy inferiores a los 40-50 mm actualmente exigibles para este tipo de ambientes agresivos en las actuales reglamentaciones. Ello es consecuencia de los profundos cambios normativos, especialmente en los aspectos relacionados con la durabilidad, sobre los que se ha puesto un énfasis especial en todas las reglamentaciones y recomendaciones internacionales en los 30 años que han pasado desde la época del proyecto.
- Se ha detectado asimismo un dimensionamiento general de la sección con dimensiones y detalles de geometría demasiado estrictos, que desde una perspectiva actual podríamos incluso calificarlos como escasos. Como luego se detallará, si bien podrían considerarse admisibles desde el punto de vista de la verificación de las comprobaciones numéricas reglamentarias, han conducido a una transmisión muy forzada de los esfuerzos localizados, principalmente de las enormes fuerzas de anclaje (6110 KN para unidades de 31 torones de 0,6") de los cables de pretensado en las cabezas de los mamparos.
- Se trata de una zona demasiado estricta, que no facilita la correcta puesta en obra del hormigón y armaduras a la salida de los anclajes, y con discontinuidades geométricas que dificultan una adecuada transferencia y difusión de unos esfuerzos localizados de los anclajes de muy elevada magnitud. El diseño se ha revelado claramente sensible a:
  - Las condiciones realmente resistentes de la zona, afectadas por la eventual contaminación del hormigón y/o corrosión de las armaduras, acentuados por los serios problemas de filtración identificados justo encima de los citados bloques de anclaje.
  - Los despieces reales de ferralla y su colocación en obra en cuantías muy fuertes de armaduras de gran diámetro en zonas muy concentradas de los nudos de las zonas de anclaje.
  - Posibles coqueras o zonas de difícil puesta en obra del hormigón, etc.

Estas condiciones de geometría y dimensiones demasiado estrictas que se reflejan en el conjunto del diseño del puente, pero especialmente en las zonas de anclaje de los mamparos sobre pila, se explican y pueden entenderse en el contexto de la época, donde esta nueva tecnología, llamada a competir con las soluciones de vigas e "in situ" a partir de los 40-45 metros, obligaba a desarrollar por las empresas constructoras sistemas auxiliares muy novedosos (vigas de lanzamiento, cimbras autoportantes, carros de voladizo, etc.) con altas exigencias no sólo resistentes sino de facilidad de montaje en obra.

Ello conducía en aquella época a que las empresas desarrolladoras de estos sistemas focalizaran su atención en la reducción de peso de los diseños geométricos de las dovelas aprovechando de las posibilidades que ofrecía el pretensado exterior, así como las derivadas de la prefabricación:

- Débiles recubrimientos que exigían las normativas.
- Posibilidad de garantizar elevadas resistencias y calidades de los hormigones puestos en obra en condiciones industriales.
- Procedimiento también industrial y sistemático de elaboración, despiece y puesta en obra de la ferralla en zonas de dimensiones estrictas y fuertes concentraciones de armadura.

Lo que en la fase del proyecto de este puente estaba en juego era el poder alcanzar los 45-50 m con las primeras cimbras y vigas de lanzamiento autoportantes ha experimentado un impresionante y rápido impulso y desarrollo hasta alcanzar recientemente los 80-90 m en los últimos viaductos de alta velocidad construidos en nuestro país con soluciones "in situ", más pesadas, y cimbras autoportantes.

Volveremos posteriormente en este apartado sobre las eventuales repercusiones de esta concepción demasiado estricta en el diseño de detalles y dimensiones de las dovelas del tablero, y principalmente de la zona de los anclajes en los mamparos.

7. Como se puede constatar a lo largo de este Informe, las condiciones de durabilidad están íntimamente relacionadas desde el inicio con la propia declaración de la emergencia, posteriormente con el diagnóstico de los riesgos sobre la seguridad del viaducto y la consiguiente toma de decisiones sobre las actuaciones de refuerzo y reparación ya realizadas o programadas en el marco de la misma, y, finalmente, en el diagnóstico de las causas identificadas en el origen de los súbitos colapsos acaecidos sin preaviso el pasado junio, así como a las consecuencias y repercusiones de la presente investigación.

La información de las sucesivas campañas de inspección realizadas en 2021 por Ideam, Esteyco, Galaicontrol, Freyssinet (grupo Puentes), en la primera fase de la emergencia, en la que la atención estaba focalizada en la evaluación de los riesgos por corrosión del sistema de pretensado. Posteriormente, tras los incidentes acaecidos, se están desarrollando, de forma más intensa, completa y específica, con la incorporación de los expertos de MC2, Intemac e Ingeniería del Suelo en la segunda fase de emergencia, en la que las campañas de inspección ya se han extendido al estudio en detalle del estado de hormigones, armaduras pasivas y condiciones geotécnicas de las cimentaciones.

Esta segunda fase de las campañas puede ya considerarse a fecha de hoy como bastante detallada y, en cierta forma consistente, a falta de poderse llevar a cabo los ensayos pendientes de detalle, ya programados para poder cerrar conclusiones concluyentes pero que no han sido todavía posibles de abordar por las restricciones derivadas de las condiciones de acceso y las prescripciones de Seguridad y Salud que han condicionado, y todavía condicionan su realización.

8. Reseñamos seguidamente los daños y patologías más relevantes que han quedado acreditados a través de las distintas campañas de inspección desarrolladas:

### 8.1 Fallos generalizados en los sistemas de drenaje e impermeabilización.

Están en el origen de gran parte de los deterioros y patologías más importantes que se han detectado en la estructura y que han puesto en grave riesgo su seguridad, como consecuencia de la frecuente circulación del agua con sales fundentes a través de:

- las discontinuidades y fallos de estanqueidad del drenaje y desagüe en las juntas de dilatación,
- las fisuras y degradación del pavimento de la calzada coincidiendo con las losas de continuidad sobre juntas, cuyo deterioro y mal funcionamiento abrían sistemáticamente vías para la entrada de agua a las juntas entre tableros, precisamente donde se alojaban los anclajes de pretensado,
- las juntas a hueso entre dovelas cuyas irregularidades impedían el correcto sellado a pesar de los esfuerzos de compresión que las solicitaban,
- los agujeros de cuelgue de las dovelas, en los que no se ha detectado ningún tipo de sellado que impidiera la entrada de agua al interior del cajón a través de los mismos.



Figura 258 Vista general del cajón en donde se observa claramente la presencia de agua en su interior, así como las manchas y humedades en almas, fruto de la entrada de agua a través de los agujeros/pasa tubos de cuelgue de las dovelas en construcción

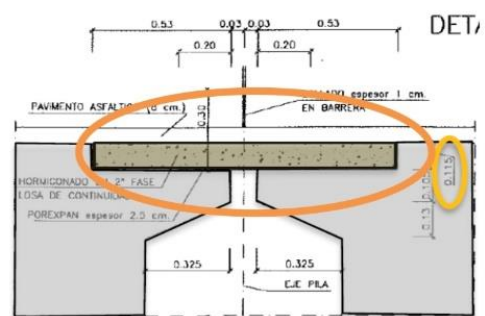


Figura 259 Detalle de losa de continuidad del Proyecto Original. Hormigonado de losa en segunda fase. Espesor teórico de 11,5 cm, valor estricto.



Figura 260 Humedades, manchas de óxido y desconchones en el alma en zonas bajo pasatubos



Figura 261 Filtración de agua, eflorescencias, lajaciones, manchas de óxido en las juntas entre dovelas y almas del cajón

Las consecuencias de estas filtraciones generalizadas del agua con sales desde la plataforma hallaban seriamente agravados por la práctica ausencia de cualquier sistema de impermeabilización efectivo del tablero.

### 8.2. Fallos generalizados en el funcionamiento del detalle de proyecto de las losas de continuidad entre vanos

Los daños en la calzada, con marcadas fisuraciones coincidiendo con las losas de continuidad, estuvieron precisamente en el origen de la primera visita, por técnicos de IDEAM, que activó los sistemas de alarma que condujeron a la inmediata declaración de emergencia.

Como se insiste en varias ocasiones en este documento, puede considerarse acreditado que, junto a otros problemas que luego señalaremos, este fallo tiene una relación directa causa-efecto con los graves daños por corrosión del sistema de pretensado que obligaron a actuar con urgencia para corregir los serios riesgos que se derivaban sobre la seguridad del viaducto.

Dichas patologías habían sido frecuentes fuentes de problemas que habían obligado a intervenir a los técnicos de los Servicios de Conservación de la Unidad de Carreteras de Lugo y abordar sendas actuaciones de reparación y mejora en 2013 y 2020, con demolición de las propias losas de continuidad que se habían mostrado completamente ineficaces para atajar y resolver eficazmente el problema.





Figura 262 Detalle de losa de continuidad con daños sobre mamparos y cara superior de losa en 2013. Fuente: COPASA



Figura 263 Detalle de hormigón degradado sobre cabeza de mamparos y frente de losa en 2013. Fuente: COPASA



Figura 264 Hormigón degradado sobre la cabeza de mamparos en 2013. Fuente: COPASA



Figura 265 Detalle de armaduras rotas por corrosión detectada durante los trabajos de reparación del año 2013. Fuente: COPASA

La gravedad de estas patologías, además de su posible afección sobre las condiciones de circulación del viaducto, estaba en la repercusión de las filtraciones a través de las grietas marcadas en el asfalto de la plataforma, situadas precisamente a muy escasos centímetros sobre las placas y bloques de anclaje de 4 de las 8 unidades de pretensado del tablero, ubicadas extrañamente, como luego trataremos, prácticamente enrasados con la cara superior de las losas de continuidad. Lo que suponía:

- El origen de la corrosión generalizada del sistema de pretensado del viaducto, como consecuencia de la entrada de agua con sales fundentes por los capots y trompetas de anclaje y su posterior circulación por el interior de las vainas, defectuosamente inyectadas como también señalaremos más adelante, hacia las cotas bajas de los centros de vano del tablero.
- La inevitable contaminación por cloruros, y otros posibles efectos de degradación del hormigón, precisamente en las zonas de los bloques de anclaje directamente afectadas por las filtraciones, a escasos centímetros de dichos bloques y con unos recubrimientos de 25 mm claramente escasos en estas difíciles condiciones ambientales y de durabilidad.

### 8.3 Daños y patologías tanto en los paramentos externos del hormigón como en el interior de la sección cajón.

En general, los paramentos de hormigón tanto de estribos, pilas y tablero manifiestan, de forma bastante generalizada (ver apartados 5.2 y 5.3 de este Informe), daños durables originados por la filtración de agua desde la plataforma y su circulación por los diferentes paramentos, agravados por el frecuente uso de sales fundentes en calzada durante las campañas de vialidad invernal.

Se trataba, en este caso de daños convencionales debidos a fallos en los sistemas de drenaje e impermeabilización, que se detectan frecuentemente en los contratos de Inspecciones y cuya reparación, imprescindible para garantizar la durabilidad de la vida útil de las estructuras, se aborda generalmente con técnicas bien conocidas y de contrastada eficacia.

En los paramentos exteriores estos daños se concentraban sistemáticamente en las zonas extremas de los vanos, coincidiendo con los fallos sistemáticos del desagüe de las filtraciones en las zonas de junta y losa de continuidad o con fallos localizados de drenaje y sellado a través de las juntas entre las barreras de seguridad y los extremos laterales de los voladizos de la plataforma.

En el interior de los cajones, los daños se concentraban en las zonas de junta (paramentos de los mamparos y pasos de hombre) y, especialmente, en las caras internas de las losas superiores y almas laterales, coincidiendo con filtraciones localizadas en las faltas de sellado de las juntas entre dovelas y los agujeros de los pasatubos de las barras de cuelgue de las dovelas durante la ejecución, así como a través del envejecimiento del mástic bituminoso de estanqueidad dispuesto entre las dovelas. Todo lo cual se agravaba intensamente por la citada ausencia de cualquier sistema de impermeabilización de la plataforma.

Se registraron diversos daños de desconchados y lajaciones de los paramentos con origen en los procesos expansivos que acompañan a la corrosión de las armaduras. Entre las tareas programadas en las Hojas de Ruta de esta segunda fase, que no se han podido todavía apenas desarrollar por las limitaciones a la accesibilidad por cuestiones de seguridad, tanto en el interior de las zonas caídas como en las ajenas al colapso, está la caracterización y registro de los efectos, tanto químicos como de los parámetros resistentes (resistencia, módulo de elasticidad, etc.) del hormigón y de las armaduras, en función del grado de contaminación. Estas campañas se orientarán y concentrarán especialmente en aquellas zonas y elementos (coronación de mamparos en zonas de anclaje) más relevantes a efectos de la investigación que nos ocupa.



Figura 266 Desconchones con armadura en avanzado estado de corrosión en la losa superior, fruto de la ausencia impermeabilización del tablero.

Señalaremos finalmente, a expensas de confirmación tras la terminación de las actuales campañas en desarrollo, que los resultados de contraste entre los datos de ensayos y de los mapas de daños con las campañas iniciales de Galaicontrol en 2021 no han identificado ningún tipo de deterioro progresivo significativo de hormigones y armaduras en el tiempo transcurrido entre ambas.

#### 9. Los daños de corrosión generalizada del sistema de pretensado.

Fueron detectados desde el inicio y, por su gravedad, dieron lugar a la declaración urgente de esta emergencia. Las diferentes y sucesivas campañas de inspección fueron desarrolladas de manera muy detallada y completa por los especialistas de Freyssinet, de máxima experiencia y reconocimiento internacional en este campo.

Freyssinet llevó a cabo sucesivas campañas, en función de la evolución de información y resultados que se iban obteniendo que sistemáticamente fueron dando resultados cada vez más pesimistas, agravando la asignación del nivel de daño según los estándares que estableció Freyssinet como se refleja con detalle en el apartado 6 de este Informe.

Ello condujo finalmente a la decisión de instalar, con carácter urgente y de forma general en todos los tableros de ambas calzadas, dos cables inferiores de refuerzo suplementarios y a la posterior decisión de sustitución también completa de los 8 cables originales. Sustitución que ya se hallaba casi completada en la calzada dirección Coruña y pendiente de abordar en la calzada dirección Madrid en el momento del incidente.

Una descripción más detallada sobre este problema se incluye en el apartado 5.6 de este Informe y en la extensa documentación que acompaña a esta emergencia. Se resumen seguidamente los aspectos más relevantes:

- Las primeras inspecciones identificaron múltiples y generalizados indicios de circulación parcial de agua por el interior de las vainas, en concreto:
  - Presencia de agua en interior de cajetines de pretensado,
  - Indicios de circulación de agua por interior de vainas en la salida de mamparo,
  - Circulación de agua y eflorescencias en los cajetines de sellado de los capots de anclaje,
  - Este daño estaba lógicamente muy relacionado con el anterior, puesto que la entrada "natural" del agua al interior de la vaina es el propio bloque de anclaje de las cuñas y/o los tubos de purga.
- El máximo exponente de dicho daño, que determinó la necesidad de adoptar medidas inmediatas de limitación de las condiciones de tráfico sobre la plataforma, fue la detección de la rotura completa del cable nº5 del vano 8 de la calzada Madrid, que había perdido completamente la tensión.
- La gravedad de la rotura, junto a los riesgos todavía no acotados sobre el estado real del resto de cables de ambos viaductos, afectados por signos de fenómenos generalizados de corrosión en todo el sistema, condujo a iniciar con urgencia unas campañas completas de inspección de todo el sistema de pretensado de ambos viaductos, incluyendo lógicamente la inspección de las zonas interiores de las vainas.
- En dichas inspecciones se detectó la existencia sistemática de zonas, algunas de considerable longitud, localizadas en la parte superior de los cables a la salida de los mamparos de anclaje, con graves defectos de inyección que dejaban amplios huecos en los que los torones se hallaban sin apenas protección frente a la también acreditada circulación de agua con sales por el interior de las vainas.
- Se identificó asimismo que el origen de la filtración, y la consiguiente entrada del agua en el interior de las vainas se producía por las zonas de capots y las tromplacas de los bloques de anclaje, desde las juntas de las placas de continuidad situadas inmediatamente encima de los anclajes y a escasos centímetros de ellos.



**Figura 267** Circulación de agua con deposiciones blanquecinas de carbonatos, fruto de la clara circulación de agua a través del hormigón de los cajetines de protección del pretensado.



**Figura 268** Fisuración de cajetín de sellado del pretensado con circulación de agua y presencia de deposiciones de carbonatos en forma de estalactitas.

- La fácil circulación posterior por el interior de la vaina hasta los puntos inferiores del trazado, a causa de los fallos de inyección, condujo a una corrosión bastante generalizada de los torones en varios puntos cuyo alcance y magnitud resultaba imprescindible cuantificar.
- La evaluación del riesgo sobre la seguridad de la estructura se agravaba dado que los resultados más concluyentes sólo podían establecerse en las zonas de vaina libre, entre zonas de anclaje y desviadores. En las zonas concretas de la placa y trompetas de los bloques de anclaje en el interior mamparos, las más expuestas y afectadas, no resultaba posible, lógicamente, realizar inspecciones no destructivas.
- Existían a su vez cerca del 50% de los cables en los que no se habían podido recabar apenas datos fiables dadas las dificultades de accesibilidad para su inspección. Existiendo, por tanto, demasiadas zonas "oscuras" e imposibles de inspeccionar, por lo que los resultados de la evaluación no podían en ningún caso considerarse como "concluyentes".
- En consecuencia, se seleccionaron 17 cables de la calzada Coruña, entre los más significativos de entre los ya inspeccionados, para ser los primeros desmontados y sustituidos por otros nuevos (ver apartados 6.4 y 6.5), lo que permitió retirarlos y llevarlos completos a Laboratorio para su inspección forense completa y destructiva, tanto de la zona ya inspeccionada de vaina como, especialmente, de las zonas de anclaje "no accesibles" hasta entonces.
- Los resultados de dichas "autopsias" fueron concluyentes, agravando de forma generalizada el diagnóstico previo al detectarse frecuentemente intensos niveles de corrosión en dichas zonas de anclaje.



Figura 269 Detalles del interior de bloques de pretensado, con importantes defectos de protección por la lechada detectados durante la fase de "autopsia" y sustitución selectiva de 17 cables. Fuente: Freyssinet

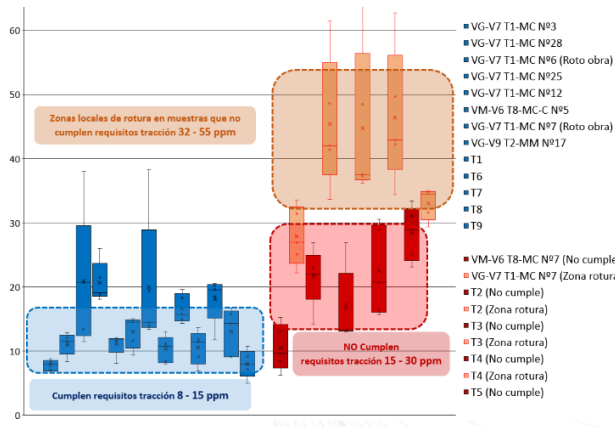


Figura 271 Detalle de "autopsia" de cuña de pretensado en zona de bloque tipo. Se observa claramente cómo .

Figura 270 Resultado de la caracterización de cables "muestra" elegidos para análisis y su comparación con los estándares normativos. En ordenadas se representa las ppm de hidrógeno contenida en los cables, algunos con valores elevados.

Se acompaña seguidamente el cuadro resumen de Freyssinet donde se puede constatar que solamente 28 de los 130 cables evaluados, apenas un 20 %, se habían podido evaluar, a falta de inspeccionar sus cabezas de anclaje, como aparentemente satisfactorios (nivel de daños 2-2,5 sobre 5) desde el punto de vista de la corrosión. De un rápido vistazo del citado cuadro, rápidamente se observa que los tendones 1, 2, 3 y 4, tienen a un color más rojizo. Dicho aspecto se podría explicar, por su mayor exposición a los agentes externos, dada su somera posición respecto a la cara superior de losa, aspecto que no ocurre en todo el resto de los cables de almas y fondo de cajón.

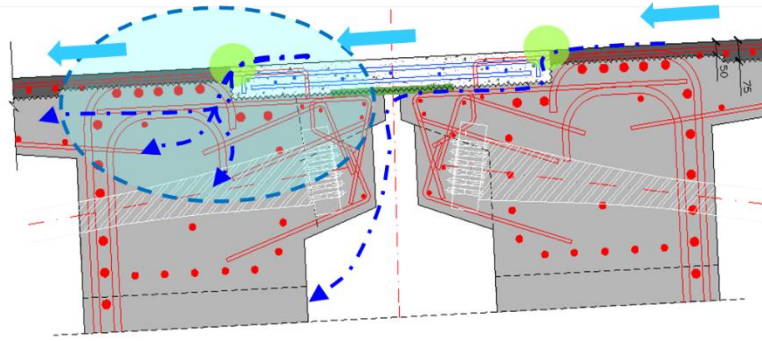
BAREMO GLOBAL INSPECCIONES FASE 1 y 2a y 2b y 2c (criterio 2Interno=2.5)									
VANOS	TENDONES								PROMEDIO VANO
	1	2	3	4	5	6	7	8	
<b>A CORUÑA</b>									
VANO 1	4	4	4	5	3	3		1,5	3,5
VANO 2	3	3	3	4		1,5	3	1,5	2,7
VANO 3	4	1*	3	1*	2,5	1	1*	1	1,8
VANO 4		5	1*	2,5	2	1,5	1*	1,5	2,1
VANO 5	4	5	3	2,5		4	0*	1	2,8
VANO 6	2,5	1*	5	1*	3	2,5	3	1,5	2,4
VANO 7			3	3	0*	2	1*	1,5	1,8
VANO 8	5	3	3	4	0*		0*		2,5
VANO 9	4		5	1*	0*	2,5	3		2,6
VANO 10	0*	4	3	5	2,5	2	1*		2,5
VANO 11	1*	3	3	4	2	2	3	4	2,8
VANO 12	4	5	3	3	3	4	2,5	2	3,3
VANO 13	5	2	2	3	5	2,5	1*	3	2,94
<b>MADRID</b>									
VANO 1C	3	4	4	1*	3	3	3	1	2,8
VANO 2C	5	3	5	1*	3	1,5	5	2,5	3,3
VANO 1M	3	2	3	3	3	2	3	3	2,7
VANO 2M	4	3	3	3	5	1	3	3	3,1
VANO 3M	1*	3	4	1*	4		1*		2,3
VANO 4M	1*	1*	3	4	3			3	2,5
VANO 5M	4	3	3	4	1*	3	3	4	3,1
VANO 6M	1*	4	1*	3	3		4		2,7
VANO 7M	5	3	3	5	5	4	3	3	4,9

Figura 272 Tabla final de valoración global de cables tras las diferentes etapas de inspección desarrolladas. Fuente: Freyssinet.

Todo lo cual condujo lógicamente al Ministerio a tomar la decisión de sustitución de la totalidad de los cables de ambos viaductos.

Dentro de los análisis realizados en el marco del presente informe, se ha realizado un estudio del estado de los cables por mamparo, es decir, intentar averiguar qué extremo de los anclajes era el que estaba marcando la condición global del cable. Lógicamente, de cara al comportamiento global del puente, si bien la toma de datos se realizó de forma selectiva, no era un aspecto que considerar, pues lo que se estaba evaluando era la integridad global de los cables y, con tener una única sección o punto deficiente, ya sería suficiente.

En las siguientes tablas se incluye el índice de daño asignado a cada lado de los anclajes del pretensado conforme a los datos individuales del estado de cada uno en función de su posición, lado alto, mamparos lado Coruña; o lado bajo, mamparos lado Madrid. Como fácilmente se puede deducir de su rápido análisis, los anclajes superiores (T1, T2, T3 y T4) de los mamparos del lado Coruña, es decir los situados en los puntos bajos de las losas de continuidad y juntas, son los que peor estado o índice en general presentan fruto tanto de los problemas de inyección (puntos altos), así como de la mayor entrada de agua.



**MAMPAROS 1 (MADRID)**

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	
	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	
VANO 1	1	0	1	1	3	1	3	0	Junta dilatación
VANO 2	1	0	1	1	0	0	3	0	Losa continuidad
VANO 3	0	1	0	0	1	0	1	0	Junta dilatación
VANO 4	0	3	1	1	2	0	0	1	Losa continuidad
VANO 5	0	5	1	0	3	1	0	1	Losa continuidad
VANO 6	2,5	0	5	1	3	0	3	0	Junta dilatación
VANO 7	5	3	3	3	0	0	1	0	Losa continuidad
VANO 8	3	1	0	1	0	0	0	1	Losa continuidad
VANO 9	4	5	2,5	0	0	1	2	2	Junta dilatación
VANO 10	0	0	0	0	0	2	1	2	Losa continuidad
VANO 11	1	3	3	1	0	2	1	2	Losa continuidad
VANO 12	3	1	1	0	3	1	2,5	0	Junta dilatación
VANO 13	1	2	2	1	0	1	0	1	Losa continuidad

**MAMPAROS 2 (CORUÑA)**

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	
	M2	M2	M2	M2	M2	M2	M2	M2	
VANO 1	4	4	4	5	3	3	3	0	Losa continuidad
VANO 2	3	3	3	4	1	0	0	0	Junta dilatación
VANO 3	4	0	3	1	2,5	0	0	0	Losa continuidad
VANO 4	4	5	1	2,5	1	0	1	0	Losa continuidad
VANO 5	4	2	3	2,5	5	1	0	0	Junta dilatación
VANO 6	2	1	5	1	3	1	1	0	Losa continuidad
VANO 7	5	5	2,5	2	0	2	0	1	Losa continuidad
VANO 8	5	3	3	4	0	2	0	4	Junta dilatación
VANO 9	0	4	5	1	0	1	3	1	Losa continuidad
VANO 10	0	4	3	5	2,5	0	1	4	Losa continuidad
VANO 11	1	0	3	4	2	0	3	4	Junta dilatación
VANO 12	4	5	3	3	3	4	0	2	Losa continuidad
VANO 13	5	1	0	3	5	1	1	3	Junta dilatación

Mamparo situado en punto bajo en losa de continuidad

Figura 273 Arriba, detalle de entrada de agua a través de grietas en extremos de los losas de continuidad. Abajo, y tabla final de valoración global de cables tras las diferentes etapas de inspección desarrolladas. Fuente datos: Freyssinet. Elaboración propia.

10. En estas circunstancias se estableció una estrategia, compartida por los responsables de la Demarcación y del Ministerio, para compatibilizar las prioritarias condiciones de seguridad de los usuarios con la imposibilidad de poder llegarse a estimar con suficiente precisión los márgenes de seguridad realmente disponibles.

Dada la incertidumbre existente sobre el nivel real de afectación de la corrosión sobre las reservas resistentes de los torones de pretensado, y aunque la revisión del Anejo de Cálculo de Proyecto resultó satisfactoria, se decidió llevar a cabo un control paralelo del mismo (ver apartado 6.1 de este Informe) para determinar los márgenes resistentes disponibles, y su sensibilidad a la rotura de nuevos cables.

Resumimos seguidamente las conclusiones más relevantes de este estudio:

- La pérdida por rotura de un cable de pretensado suponía una reducción del orden del 13,2% de la capacidad del pretensado, por lo que la estructura del vano afectado quedaba fuera de los niveles de seguridad normativos y debía procederse a su reemplazo y sustitución con la mayor celeridad posible.
- Con 6 o 7 cables activos eficaces (Estado de Aviso) se podía garantizar la no apertura de juntas y, por tanto, las condiciones de seguridad exigibles, en situaciones accidentales, para las situaciones de tráfico restringido en ausencia de vehículos pesados especiales.
- Por debajo del umbral de 6 cables activos eficaces (Estado de Alarma) se entraba en una zona de riesgo no controlado que exigiría el cierre inmediato de la puesta en servicio del viaducto.

En estos resultados se apoyó la estrategia seguida para las actuaciones de reparación y refuerzo:



- Reducción de la carga del pavimento, eliminando los espesores de sobreasfaltado que se habían detectado sobre el tablero, y así disminuir del orden de un 10% la sollicitación de las cargas permanentes, respecto a la situación previa.
- Establecer restricciones de tráfico para la circulación sobre ambas plataformas (ver apartado 6.2 de este Informe):
  - Limitación de la circulación a un carril por sentido.
  - Separación mínima de vehículos pesados.
  - Restricción de vehículos especiales por debajo de 44 toneladas.
- Una vez restituido con la máxima urgencia el cable roto, proceder la instalación en todos los vanos de ambas calzadas de 2 cables de refuerzo de 24 torones lo que, junto a las medidas ya citadas, reducía así provisionalmente en un 15% el riesgo a un nivel asumible y nunca inferior al del proyecto original, a pesar de las incertidumbres existentes.
- El diseño de los dos nuevos cables de refuerzo se planteó de forma que no se afectara prácticamente a la estructura existente, sin introducir ningún efecto no previsto en el armado original de los mamparos de proyecto. Para ello se dispusieron delante de los mismos unos tacos de hormigón rectangulares, con armaduras de cosido a la losa inferior del cajón, de forma que la transmisión de los esfuerzos de los nuevos anclajes a dicha losa se efectuara a través de dichos tacones sin afectar a las condiciones del proyecto original.
- La incorporación completa de los dos cables de refuerzo adicionales en ambas plataformas permitiría además al Ministerio devolver el viaducto al Sistema de Gestión y Mantenimiento de Puentes con unas reservas adicionales de seguridad respecto al actual, de forma que nunca se pudiera volver a plantear una situación de alto riesgo y precariedad en la seguridad como la vivida.



Figura 274 Detalle de tación de desvío/refuerzo en el frente de los estribos ejecutados para los cables de refuerzo



Figura 275 Detalle de tación de desvío en desviadores extremos ejecutados para implementar los cables de refuerzo

- Desde enero de 2022 se ha venido realizando la sustitución completa de cables en el tablero correspondiente a la calzada Coruña, trabajos que se han desarrollado con total normalidad hasta la fecha del primer colapso a inicios de junio 2022, momento en el que quedaban 7 cables por sustituir en dicha calzada, tras lo cual se precedía a iniciar la sustitución de los 8 cables en cada uno de los vanos de la calzada Madrid, en la que ya estaban incorporadas las dos unidades de refuerzo desde octubre del año pasado.

- El nuevo pretensado de sustitución se planteó con una quintuple barrera de protección, según las más avanzadas técnicas actuales de durabilidad: monotorones galvanizados con vaina individual autoprotégidos con grasa y recubiertos con una vaina de PHDE, rellena a su vez de mortero para facilitar una correcta puesta en tensión de los nuevos cables, sin posibles daños entre los monotorones, en las zonas de desvío.
  - El proceso de cambio de los cables mantuvo su anclaje sobre las tromplacas del proyecto original, sin introducir ninguna afección sobre dichas condiciones de anclaje. Dado el mayor "diámetro eficaz" de los nuevos torones autoprotégidos con grasa respecto de los torones desnudos de proyecto, se limitó por razones de espacio en las trompetas y las vainas, a 27 el número de torones de los nuevos cables frente a los 31 torones originales.
  - Se aplicaban así unas fuerzas de tesado, sobre unas placas y bloques de anclaje no alteradas, no superiores al 87% a las previas existentes, de acuerdo con nuestra estrategia de no crear ningún tipo de esfuerzo distinto o superior al del proyecto original. Las dos unidades nuevas de refuerzo inferior incorporadas nos permitían al mismo tiempo alcanzar un refuerzo global del pretensado del tablero de entre el 15 % y el 20%.
11. Como ya se ha detallado, resultaba completamente necesario proceder al saneo y refuerzo de las losas de continuidad originales, a lo que se estaba procediendo en el momento de los incidentes.

Había quedado ya ampliamente acreditado que el mal funcionamiento del diseño original había tenido una relación directa causa-efecto con la filtración del agua con sales fundentes a través de las grietas que se desarrollaban y marcaban claramente en el pavimento de la calzada, lo que estuvo en el origen del inicio del desarrollo del intenso proceso de corrosión del pretensado del viaducto, que había puesto en condiciones muy precarias de seguridad a la estructura y obligado al urgente refuerzo y sustitución de la totalidad de cables del viaducto, así como a limitar seriamente las condiciones de tráfico sobre el mismo hasta que hubiera concluido dicha sustitución.

Como luego veremos, hay ya serias evidencias, aunque todavía a expensas de soportar y darles consistencia tras las inspecciones de detalle y ensayos que están en curso, de la influencia del citado mal funcionamiento de dichas losas de continuidad en los incidentes de colapso de dos vanos cuyas causas estamos investigando.

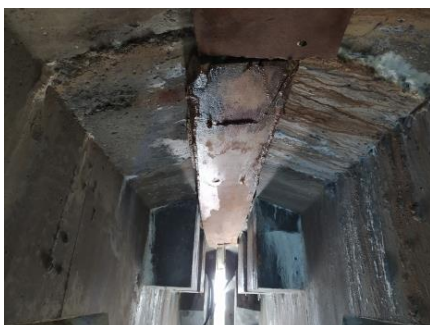
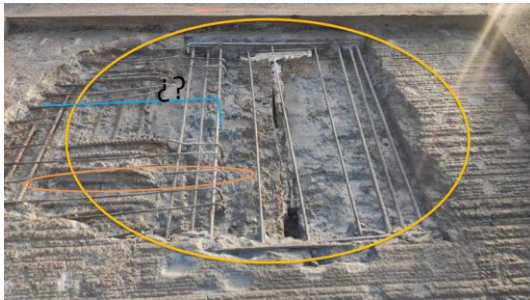


Figura 276 Detalle de cara inferior de losa de continuidad, con presencia de agua en el momento de la inspección.



Figura 277 Detalle de cara inferior de losa de continuidad con claros indicios de circulación de agua y corrosión de las armaduras.



**Figura 278** Detalle de saneo de losas de continuidad. Ausencia de armaduras conforme a detalle de Proyecto. Corrosión de armaduras, pérdidas de sección. Fuente: COPASA 2020



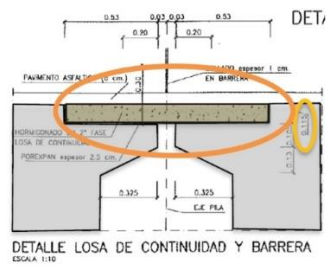
**Figura 279** Detalle de rotura de armadura por corrosión por cloruros en detalle de losa de continuidad. Fuente: COPASA 2020

El detalle de proyecto planteaba unas losas de continuidad isostáticas directamente apoyadas en un cajeadado alojado en la esquina superior de la dovela prefabricada, justo encima de las placas de anclaje de los cuatro anclajes superiores con 31 torones y 6100kN de fuerza de tesado, y con un resguardo mínimo de muy pocos centímetros entre el borde de la placa de anclaje y la esquina del cajeadado. La interfase entre la losa de continuidad y la dovela constituía inevitablemente una línea de filtración y entrada de agua con sales en el bloque de hormigón de la zona de anclaje, así como en los capots y trompetas de los cables de pretensado.

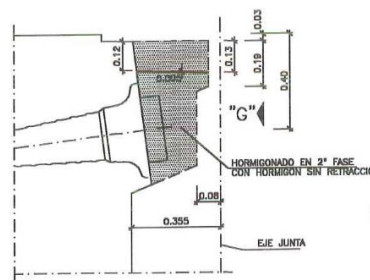


**Figura 280** Detalle debloques de pretensado sobre pila P3, a la izquierda, tras picado de losa de continuidad y sobre pila P1, tras la demolición de la losa y el saneado del hormigón. A destacar la escasa distancia entre los bloques con casi 6000 kN respecto al borde superior libre. Placa de anclaje casi enrasada con el propio paramento superior de la losa. Sombreado en gris, la zona "inerte" correspondiente a las losas de continuidad (ver sección marcado en figura inferior

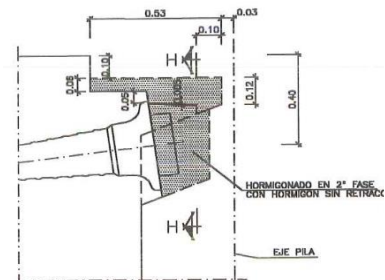
Los continuos problemas detectados en el pavimentado de la plataforma, que habían necesitado de sucesivas actuaciones de reparación en 2013 y 2020, no consiguieron corregir el mal funcionamiento del detalle de proyecto, y se habían demostrado completamente inútiles para resolver el problema de la filtración de agua con sales fundentes a través de las mismas, obligaban a modificar el mismo, eliminando el simple apoyo que no cerraba la línea de filtración de agua, dando continuidad con armadura a dicha losa con las secciones extremas del tablero de ambos vanos. Es un detalle que se utiliza sistemáticamente hoy día en todas las losas de continuidad de viaductos prefabricados isostáticos, sin haberse registrado ni documentado problemas significativos de mantenimiento si están correctamente armadas y ejecutadas.



**Figura 281** Detalle de losa de continuidad del Proyecto Original. Hormigonado de losa en segunda fase. Espesor teórico de 11,5 cm, valor estricto.



**Figura 282** Detalle de cabeza de pretensado en mamparo de estribos y pilas con junta de dilatación. Obsérvese cómo el bloque de hormigón de 2ª fase llega hasta prácticamente la cara superior de losa. Fuente: P. Liquidación



**Figura 283** Detalle de cabeza de pretensado en mamparo en pilas con losa continuidad. Obsérvese cómo el bloque de hormigón de protección del bloque se queda 11 cm por debajo de la cara superior de losa y, por tanto, más expuesto al medio. Fuente: P. Liquidación

En el momento del primer incidente de caída del vano V3, el pasado 7 de junio, se había finalizado hacía unos días el completo saneo en ambos lados de la junta sobre la pila P1 y unos 30-45 minutos antes el saneo del vano 3 sobre la pila P3.

El segundo colapso, del vano V1, se produjo a los 10 días del primero y a los 15 días de la terminación de la operación de saneo de la junta.

Quedaban entonces de rematar el resto de las patologías registradas en los mapas de daños, y que no por ser ya bien conocidas en el ámbito de la conservación de puentes eran menos necesarias para restituir unas condiciones adecuadas de durabilidad una estructura que acababa de estar sometida a un costoso proceso de reparación y refuerzo integral de todo su sistema de pretensado.

Entre ellas destacaremos, por su implicación directa, junto al mal funcionamiento de las losas de continuidad, en las graves patologías acaecidas:

- Impermeabilización completa, con especificaciones acordes a las condiciones ambientales de la zona, de la superficie de la plataforma,
- Restitución y mejora del diseño de los sistemas de drenaje y evacuación de aguas en toda la plataforma y, especialmente, en las juntas de dilatación entre vanos,
- Pintura y mejora de la impermeabilización de los frentes de tablero bajo juntas, incluyendo la protección de las partes vistas de las trompetas de anclaje.

12. El primer colapso, del vano 3 el pasado 7 de junio, se produjo de forma súbita en la calzada Coruña, que se hallaba cerrada al tráfico hasta que se hubieran terminado todas las reparaciones pendientes. La calzada Madrid se hallaba entonces abierta al tráfico con reducción del espesor del pavimento e importantes limitaciones para la circulación de vehículos pesados, ya que, aunque estaba dotada de los 2 cables de refuerzo, todavía no se había procedido a la sustitución de los 8 cables antiguos existentes en cada uno de los vanos.

La caída se produjo básicamente "a plomo", en vertical, no detectándose visualmente (lógicamente el acceso a la zona afectada estaba prohibido) ningún tipo de impacto reseñable de entidad ni en el fuste vertical de la pila P2 que, sorprendentemente experimentó un gran movimiento en cabeza de la pila de unos 1,80 m hacia el estribo

lado Madrid pero que, aún más sorprendentemente, tampoco se veía acompañado de fisuraciones ni grietas horizontales en la cara enfrentada al vano caído, como hubiera sido esperable detectar como consecuencia de las importantes flexiones que hubieran tenido que acompañar al citado desplome de 1,80 m en cabeza.



Figura 284 Vista de la estructura tras el colapso del vano 3



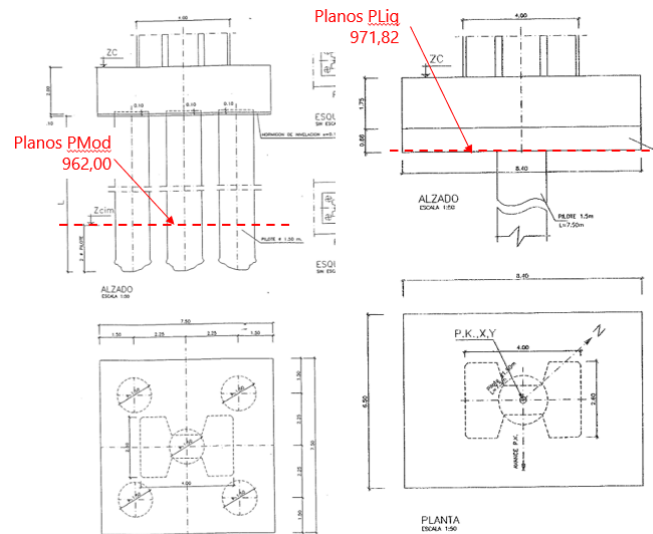
Figura 285 Detalle de cabeza de pila P2 tras colapso de vano V3, en donde claramente se observa el movimiento en cabeza de pila del orden de 1,80m.

Las sucesivas inspecciones realizadas posteriormente con canastilla por los especialistas de Intemac, no han podido acreditar ninguna señal suficientemente relevante de entidad (daños de impactos, fisuraciones, grietas, etc.).

En cambio, durante la demolición controlada del vano 2, que lógicamente se registró con vídeo, se pudo constatar el claro impacto de este durante la caída contra el fuste de la pila P2 que, como consecuencia, desplazó varias decenas de centímetros hacia un lado y, posteriormente, algo menos hacia el otro, movimientos realizados siempre como sólido rígido, como consecuencia de la cinemática de la caída del propio vano. El acodamiento que proporcionaban a la altura del terreno los restos del vano 3 ya caído redujeron sensiblemente, como era de esperar, la magnitud del desplome, lo que no ha impedido constatar y registrar durante las inspecciones posteriores señales importantes de daños por el impacto de la caída del vano 2, así como fisuraciones y grietas en ambas caras, consecuencia de las flexiones de doble signo producidas por la dinámica de dichos impactos.

Era lo que se suponía que habríamos tenido que encontrar en el caso del colapso del vano 3 pero que no se ha producido, confirmando lo que ya dejamos constancia desde el primer momento en relación con lo extraño y complejo, y todavía inexplicable, de este fenómeno.

Es necesario señalar, y así se hizo desde las primeras comunicaciones con el Ministerio, que precisamente en la pila P2, la que había experimentado un extraño giro con un desplome de casi 1,80 m en dirección al estribo lado Madrid, detectamos una única discrepancia entre la tipología (con cinco pilotes) del Proyecto Modificado y los planos del Proyecto de Liquidación (donde aparecía un único pilote central, de los cinco, y la base de la zapata / encepado situada aproximadamente a 7,0 m metros por encima de la definida en el proyecto original).



**Figura 286 Definición de la cimentación de la pila P2, afectada por el movimiento en cabeza, conforme al P. Modificado, a la izquierda, y el P. de Liquidación, a la derecha.**

El contraste y comparación que realizamos inmediatamente para las cimentaciones de todas las demás pilas de ambas calzadas no permitió detectar ninguna otra diferencia consistente entre las tipologías (salvo el cambio de pilotes a micropilotes en algunas de ellas) y las cotas de cimentación de ambos proyectos.

La falta de información disponible al respecto, tanto en el Proyecto de Liquidación como en las Actas de Seguimiento de las obras, que pudiera dar explicación geotécnica a esta discrepancia, precisamente en la pila afectada por el primer colapso del vano 3, sin indicios aparentes de impacto que pudieran explicar la enorme rotación de sólido rígido con el desplome de dos metros en cabeza, nos condujeron a abrir una primera Línea de Investigación Geotécnica en este sentido, con el apoyo de los expertos de Ingeniería del Suelo.

Otro aspecto que resultaba también necesario aclarar era la cinemática de la caída del vano 3 asociada a la fuerte inclinación de la pila P2, lo que no resultaba sencillo ni evidente de explicar, ni lo está siendo posible todavía:

- La pila P2, en su fuerte rotación y desplome hacia el estribo lado Madrid había quedado inclinada y retenida por el vano 2 no colapsado.
- Pero dicho vano 2 no quedó apoyado en las mesetas de coronación de la pila del lado Madrid, donde lógicamente estaba apoyado antes del incidente.
- El extremo del vano 2 había quedado, tras el incidente, en voladizo sobre la coronación de la pila P2 inclinada, pero apoyado en las mesetas de apoyo del lado opuesto de la pila, aquellas donde estaba apoyado el vano 3 antes de su colapso.
- Un presumiblemente impacto del vano 3 al caer hubiera lógicamente empujado la pila P2 hacia el vano 2, que la hubiera tenido que intentar retener por rozamiento.
- Pero una vez vencido el rozamiento, el deslizamiento entre las superficies de la interfase superficies de apoyo inferiores del vano 2 y superiores de la coronación de la pila P2 hubiera tenido necesariamente que producir señales inequívocas de importantes daños por rozamiento, daños que visualmente no se han identificado

en ninguna de las dos superficies, a falta lógicamente de una inspección en detalle que debe abordarse en breve tras el desmontaje y desescombros de la pila.

- La visión disponible hasta ahora de los daños en las mesetas de apoyo de coronación de la pila P2 lado Coruña, en las que ha quedado encastrada la pila en voladizo bajo el vano 2, parece indicar más bien la presencia de unos daños en el hormigón y armaduras por una lajación producida tras un impacto vertical, y no de rozamiento horizontal, entre ambos elementos.



**Figura 287** Detalle de cara inferior de tacones de apoyo del vano V2 sobre P2. Ausencia de indicios de daño por rozamiento.

La cinemática de la caída, necesaria para poder acreditar de forma consistente cómo y por qué se inició el colapso, queda a su vez pendiente de los resultados y conclusiones de la investigación geotécnica de los expertos de Ingeniería de Suelo, que están actualmente elaborando un complejo proyecto de excavación, con la necesaria contención de laderas para eliminar cualquier riesgo de afección a las cimentaciones próximas de la adyacente calzada Madrid.

Dicha importante excavación, en el entorno de los 20 m en una zona de compleja topografía en media ladera, deberá alcanzar la base de la zapata de cimentación de la citada pila 2 para poder así constatar la posible existencia de una rotación de la base de la cimentación o, alternativamente, de un problema resistente a flexión de la sección de arranque de empotramiento del fuste en la zapata, de alguna sección intermedia oculta bajo el terreno o, finalmente, de la flexión de la propia zapata.

La excavación se iniciaría inmediatamente tras la liberación del acceso, tras el desescombros de los restos de los vanos caídos que se está iniciando en estas fechas.

La Investigación Geotécnica deberá además dar respuesta a dos aspectos adicionales:

- Eventual la influencia, o no, de un posiblemente relevante empuje lateral de tierras de relleno descompensado por la media ladera, o un deslizamiento de los rellenos de dicha media ladera, fenómeno que no encontramos considerado en el Anejo de Cálculo disponible del Proyecto Modificado y que en su caso actuaría precisamente en la dirección del desplome de la pila P2.
- Repercusión de un posible efecto "vaso" de la excavación de un gran volumen de tierras durante las obras, dada la importante profundidad de la base de apoyo de la zapata y la fuerte inclinación de las laderas. Dicho vaso habría podido recibir gran parte del agua de escorrentía de la ladera, siendo necesario confirmar si ello hubiera

podido afectar o no sensiblemente a las condiciones reales de la cimentación (estabilidad del relleno a media ladera, degradación del sustrato de apoyo de apoyo de la zapata, etc.) o, incluso, al comportamiento del propio arranque del fuste de la pila.

Queda por tanto abierta en este momento, hasta que se pueda realizar la excavación que permita alcanzar la base de pila la primera, lo que está programado iniciar en breve plazo, la PRIMERA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

I) FALLO EN EL SUBSTRATO RESISTENTE DE CIMENTACIÓN DE LA ZAPATA DE LA PILA P2 O FALLO RESISTENTE DE LA SECCIÓN DE ARRANQUE DEL FUSTE DE PILA O DE SU EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA BAJO LA POSIBLE ACCIÓN DEL EMPUJE DESCOMPENSADO DEL RELLENO A MEDIA LADERA.

13. A falta de la presumible confirmación tras una inspección de detalle más próxima, imposible de haberse llevado a cabo hasta ahora por estar restringido el acceso a la zona por razones de seguridad hasta apenas hace unos días, las partes de los desviadores interiores que permanecían visibles no mostraban aparentemente daños ni en su cosido lateral de transmisión del cortante a las almas, ni en la cara superior de los mismos sometida a la acción local ascendente, y a la consiguiente flexión negativa, por acción de las fuerzas de desvío.

Los cables de pretensado de los 3 vanos caídos no manifestaban tampoco daños aparentes, salvo el lógico destesado consiguiente al fallo de cualquiera de los dos bloques de anclaje.

La pila P3 había permanecido sensiblemente vertical, sin daños y ningún signo sensible de desplome significativo, y con el mamparo adyacente del vano 3 en las inmediaciones de la base de pila, pero bastante/muy dañado. Esa lo contrario de lo observado en el mamparo adyacente a la pila P2, que, aunque debería estar dañado en caso de haberse producido una cierta colisión con la pila inclinada, se veía aparentemente bastante intacto, sin apreciarse hundimientos de las cabezas de anclaje en el macizo del mamparo ni otro daño relevante, a pesar también de su presumible fuerte impacto con el terreno.



Figura 288 Vano V3 colapsado, mamparo Coruña (P3). Zona superior "estallada". Paso de hombre y esquina inferior con cierta integridad. Penetración de placas de pretensado en mamparo



Figura 289 Vista general de mamparo lado Madrid del vano V3 colapsado. Aparente inegridad física.



Todo ello parece compatible con un inicio de colapso del sistema de anclaje del pretensado se habría iniciado en el mamparo de la pila P3 y podía también ser coherente con las señales de “cabalgamiento” de la losa del frente del mamparo sobre la propia cabeza del mamparo, que mostraba, visualmente, aparentes signos de falta de integridad. Dicho “cabalgamiento” podía también explicar un acortamiento de esa zona de tablero compatible con una posible cinemática de caída vertical “a plomo” del vano y su alejamiento del fuste y arranque de dicha pila P3.

Diez días después del colapso descrito del vano 3 se produjo un nuevo colapso, también de forma súbita sin preaviso, esta vez del vano 1, que apoyaba en el estribo lado Madrid y en la pila P1.

Los datos visuales que se disponen de este segundo colapso son, a falta de completar la inspección en detalle de estos, similares a los del vano 3: el mamparo de estribo, donde había junta de dilatación y, por tanto, no se estaba reparando ninguna losa de continuidad, estaba poco dañado, relativamente integro y sin signos de hundimiento de las cabezas de anclaje u otros daños reseñables, a pesar de su impacto contra el suelo.



Figura 290 Mamparo del lado Madrid del vano 1 tras su colapso, con aparente integridad.



Figura 291 Mamparo del lado Coruña del vano 1 fuertemente “estallado” tras colapso de vano y efecto de la caída

El mamparo del lado opuesto sobre el que se estaba reparando la losa de continuidad sobre la pila P1 presentaba también daños aparentemente similares a los del mamparo 2 del vano 3, con signos de estallido y disgregación del bloque de anclaje de algunos cables, así como de un cierto “cabalgamiento” de la losa superior del tramo de sección cajón del mamparo sobre la cabeza de dicho mamparo, que mostraba visualmente aparentes signos de falta de integridad. Dicho “cabalgamiento” podía también explicar un acortamiento de esa zona de tablero compatible con una posible cinemática de caída vertical “a plomo” del vano y su alejamiento del fuste y arranque de dicha pila P1 que, como anteriormente pasó con la pila P3, se había mantenido sensiblemente vertical.



Figura 292 Vano 1. Mamparo 2. Frangentos de losa de la dovela del mamparo, apoyados, tras el colapso de la estructura, sobre la propia cabeza del mamparo..

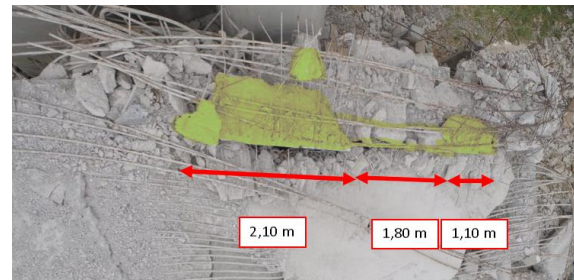


Figura 293 Vano 3. Mamparo 2. Fragmentos de losa de la dovela del mamparo, apoyados, tras el colapso de la estructura, sobre la propia cabeza del mamparo. En este caso, con la información actual, no resulta claramente identificable a qué parte de la losa correspondería.

Todo ello nos ha llevado a abrir una SEGUNDA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN, paralela, complementaria y no forzosamente excluyente con la anterior:

II) FALLO RESISTENTE DEL TABLERO POR AGOTAMIENTO DEL SISTEMA DE ANCLAJE DEL PRETENSADO EN MAMPAROS, SU DIFUSIÓN EN LAS TABLAS DE LAS LOSAS Y ALMAS DEL CAJÓN Y/O UN FALLO DE LOS DESVIADORES INTERMEDIOS.

14. Resulta muy necesario remarcar que, a pesar del tiempo transcurrido desde el inicio de la investigación y los exhaustivos trabajos llevados a cabo, que nos van a permitir en este informe concretar ya muchos de los objetivos buscados, todavía no ha sido posible, hasta no hace más de una semana, el acceso a la zona de los vanos colapsados por razones de seguridad, dada la inestabilidad de las piezas caídas apoyadas en precario sobre la media ladera, y los procesos de corte y desmontaje que se estaban llevando a cabo en las pilas P1 y P2 en las que se acodalaban gran parte de los restos.

Por ello no ha sido posible recabar una información completa, así como la extracción de testigos para sus análisis químicos y mecánicos, especialmente de las zonas de anclaje en cabeza de los dos mamparos y las zonas adyacentes de losa hidrodemolidada, donde presumiblemente se inició el colapso de dichos macizos de anclaje. Ambos elementos, mamparo y losas, se encuentran muy dañados, lo que hace muy complicada su inspección y extracción de muestras representativas.

En los apartados 9, 10 y 11 de este Informe se avanzan los primeros datos sobre información fotográfica, realizada con el auxilio de drones y canastillas por las restricciones de acceso directo vigentes hasta hace no mucho más de una semana, de daños, patrones de rotura, etc. de los 3 vanos colapsados, incluyendo también una primera toma de datos lo más completa posible realizada, como se ha dicho, hace apenas una semana. Se trata de unos primeros datos que todavía están pendientes de su próxima confirmación en detalle, tras la toma de testigos para su análisis en Laboratorio, así como la selección de piezas y elementos, principalmente de las zonas de mamparos, para la eventual realización de los estudios y ensayos destructivos que permitan suministrarlos las evidencias e informaciones necesarias para apoyar y dar consistencia técnica a las conclusiones de nuestros Informes finales de la Investigación.

15. En el apartado 8 de este Informe se presenta y justifica con todo detalle la Metodología, Alcance y Hoja de Ruta de las campañas de Toma de Datos, Ensayos, Análisis y Estudios que se estableció por IDEAM en el marco de esta investigación

Dicha Hoja de Ruta, tras ser compartida con el resto del grupo de expertos involucrados y con los responsables del MITMA, permitió establecer unos primeros cronogramas de las diferentes tareas a desarrollar y organizar la logística de asignación medios y agentes involucrados, así como de las interrelaciones entre ellos, bajo la dirección de la Directora de Obra del MITMA.

Como resulta intrínseco a la naturaleza de este tipo de procesos, se trataba de una Hoja de Ruta dinámica que se ha ido modificando y adaptando a las consecuencias de los resultados y avances en los diagnósticos que se han ido produciendo.

El alcance de estas Campañas de Investigación de los vanos colapsados superaba ampliamente la mera identificación de las causas del incidente, sino que además deberían servir para:

- Poder analizar y soportar, de forma consistente técnicamente, si las posibles patologías que se fueran identificando en relación con los colapsos ocurridos pueden considerarse daños aislados localizados, que quedan circunscritos a los vanos caídos, o existe el riesgo de que se puedan reproducir en las cimentaciones y tableros del resto del viaducto.
- Extraer conclusiones técnicamente consistentes y soportadas sobre la posible repercusión o no, y en qué medida, de las patologías e incidentes acaecidos en el viaducto del Castro a su posible repetición en varios o todos los viaductos de similar tipología de la red española, en función lógicamente de las condiciones geotécnicas (grandes excavaciones en medias laderas) / climáticas (uso de sales fundentes) de los mismos. Esta información se consideraba además fundamental para poder orientar adecuadamente el alcance y naturaleza de las campañas de inspección de dichos viaductos decididas por el SETMA/MITMA, de manera que fueran realmente eficaces y concluyentes.
- Una vez tomada la decisión por el Ministerio de priorizar la reapertura de la puesta en servicio de una arteria fundamental para las comunicaciones del Estado, manteniendo básicamente las pilas y cimentaciones de ambas calzadas salvo en los 3-4 vanos afectados por el incidente que deberían forzosamente reconstruirse en sus totalidad, y construir sobre ellas unos nuevos tableros en las mejores condiciones de coste, plazos, seguridad y durabilidad que permite la tecnología actual para obras de alta montaña en vías estratégicas, las Hojas de Ruta se adaptaron además para dar también respuesta a:
  - La evaluación de las condiciones actuales reales de las cimentaciones para poder soportar los nuevos tableros de acuerdo con las verificaciones de seguridad de las recientes reglamentaciones de aplicación.
  - La evaluación de las mínimas condiciones resistentes exigibles a los tableros para poder aportar la necesaria seguridad de medios y operarios durante las tareas de desmontaje técnico controlado de los tableros actuales, previas a su sustitución por una nueva estructura.

16. Una vez declarada la emergencia, y tras acreditarse la rotura de uno de los ocho cables, una de las primeras tareas realizadas por Ideam fue, lógicamente, la revisión del Anejo de Cálculo elaborado por los Servicios Técnicos de FCC, para efectuar una primera evaluación de las condiciones de seguridad remanentes en el viaducto tras la pérdida del orden de un 13,2 % de la capacidad resistente de su sistema de pretensado.

Al tratarse de una tecnología novedosa en su época, tanto en nuestro país como en el ámbito internacional (ver el apartado 4 de este Informe), resultaba lógicamente necesario extender la revisión al contraste mediante análisis paralelos.

Los resultados del contraste realizados por Ideam dieron resultados análogos a los del Proyecto Modificado, permitiendo validar desde el punto de vista numérico los dimensionamientos del mismo, así como acreditar también el cumplimiento de los requisitos establecidos por las reglamentaciones actualmente vigentes en nuestro país y, más concretamente, por los modernos Eurocódigos.

Dado que en el momento de declaración de la emergencia la preocupación por la seguridad estaba centrada básicamente en la corrosión del pretensado y las consecuencias que de ello se derivaban en relación con la seguridad de los tableros, los análisis de contraste del proyecto se centraron en el pretensado del tablero, quedando fuera de los mismos los cálculos de contraste de mamparos, desviadores, pilas y cimentaciones que, por otra parte, hasta entonces no habían dado muestras de la presencia de patologías relacionadas con el dimensionamiento de proyecto.

17. En la segunda fase de la emergencia, tras el colapso de dos vanos en la calzada dirección Coruña, se reorientó la atención hacia el control de la respuesta resistente del mamparo frente a la acción de los 8 anclajes de los cables de pretensado exterior (4 en la parte superior adyacente a la losa del tablero, 2 adyacentes a las almas y dos más anclados en la parte inferior, próxima a la losa inferior de la sección cajón).

El Proyecto Modificado abordaba únicamente el análisis por elementos finitos tipo placa del mamparo simplemente apoyado en los 4 bordes (tablas) de su perímetro, bajo la acción de las fuerzas localizadas de los anclajes de los 8 cables, mediante el programa STAAD3 (uno de los programas más utilizados y contrastados en los años del proyecto). Las limitaciones de capacidad y velocidad de los programas y computadores de la época obligaban a limitar el número de elementos, lo que no permitió considerar la posterior difusión del pretensado en las tablas de la sección cajón.

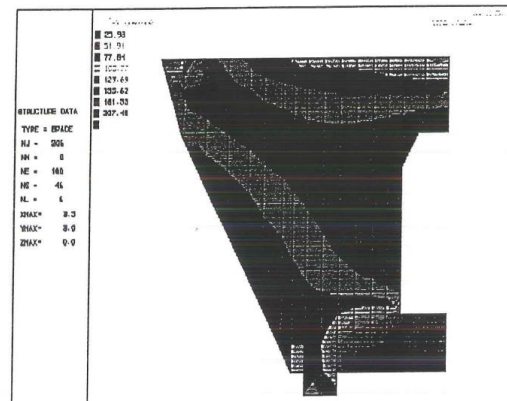
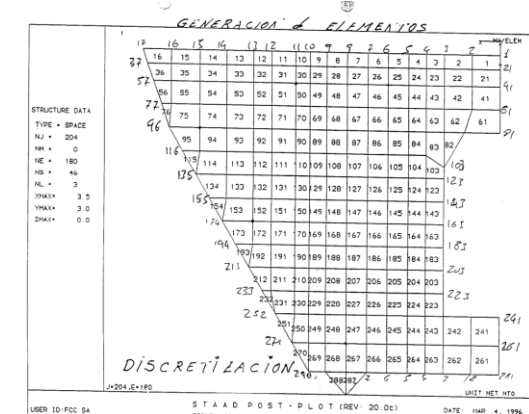


Figura 294 Vista general de modelo de elementos finitos. Figura 295 Ejemplo de gráfico de resultados de Proyecto. Fuente: Proyecto Modificado nº 1

Los análisis de contraste que hemos realizado con modelos finitos tipo Shell de los mamparos de apoyo, en los que anclan los cables de pretensado, así como de la zona adyacente del tablero completo, han permitido estudiar los fenómenos de difusión en las 4 tablas de la sección, confirmaron la validez los análisis y simplificaciones adoptadas, así como los dimensionamientos del Proyecto Modificado.

En todos los casos hemos realizado siempre una doble modelización y análisis:

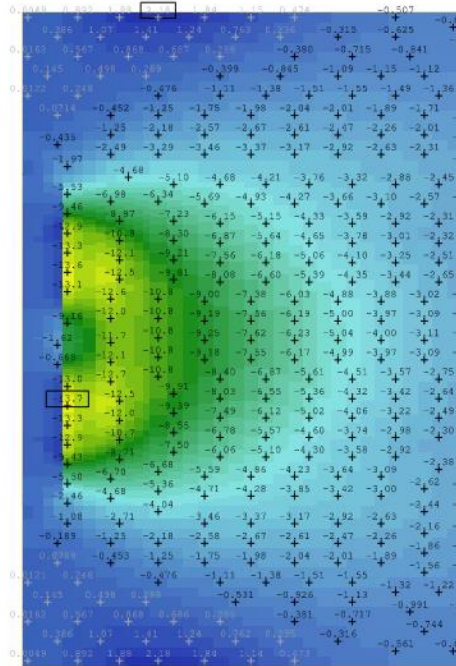
- Con las dimensiones nominales de la sección del mamparo y de la sección tipo del proyecto, para el contraste de la validez de los análisis y dimensionamientos del mismo.
- Con la simulación de la situación en la que se encontraban las zonas de los extremos de los vanos colapsados en el momento de la caída, modelizando las secciones reducidas por los efectos de la hidrodemolición, para estudiar sus efectos sobre la situación de proyecto y la magnitud de su eventual repercusión o no sobre los incidentes acaecidos.

Resumimos seguidamente las conclusiones más relevantes de los análisis efectuados a los efectos que nos ocupan, centrados principalmente en los niveles de las compresiones en la losa superior a la salida del mamparo, cuya información en detalle se describe en el apartado 13 de este Informe:

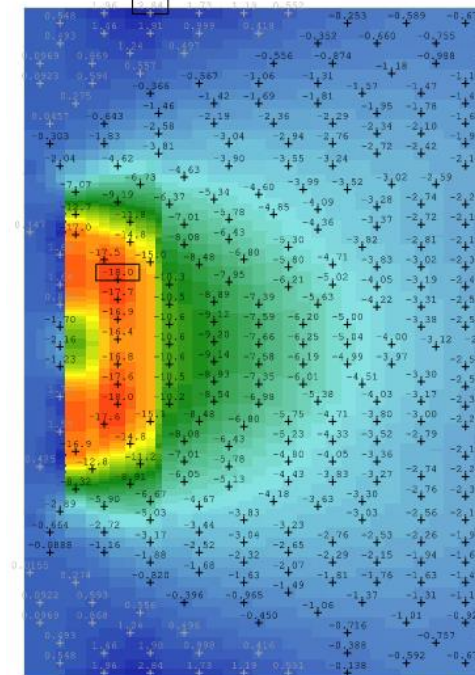
- Los niveles tensionales máximos que se obtienen en los modelos de elementos finitos están muy por debajo de los valores límite establecidos en la normativa para un hormigón de proyecto H40 y, tanto más para los corresponderían a un H50 de acuerdo con los resultados globales que se están obteniendo en los testigos ensayados:
  - Compresiones máximas en la losa superior por debajo del 60% de los límites reglamentarios para evitar los efectos de la microfisuración,
  - Compresiones máximas en la losa superior por debajo del 50% de los límites reglamentarios por resistencia en prefabricados, límite a respetar a efectos de los controles de rotura de proyecto, pero que se podría todavía incrementar alrededor del 40 % adicional, no considerando los

coeficientes de seguridad, a efectos de explicación de las roturas que nos ocupan.

- Compresiones máximas en la losa superior entre el 58 y 88% de los niveles donde, de acuerdo con la bibliografía especializada, pueden comenzar a desarrollarse fenómenos de cansancio a largo plazo bajo carga mantenida.



**Figura 296 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Modificado. Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección X. Tensiones máximas en la sección interior del mamparo del orden de 14 MPa Ver leyenda y escala en figuras apartado 13**



**Figura 297 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Reparación (con hidrodemolición transitoria). Tensiones Losa Superior en fibra media. Tensión Dirección X. Tensiones máximas en la sección interior del mamparo del orden de 18 MPa Ver leyenda y escala en figuras apartado 13**

- Se ha puesto especial atención en detectar la posible presencia en la losa superior, muy solicitada a compresión longitudinal a la salida del de los anclajes, de estados de Compresión-Tracción en los que se pueden llegar a producir descensos de hasta el 60 % en la resistencia característica a compresión del hormigón, que no podían haberse identificado con las limitaciones de los modelos de Elementos Finitos de proyecto. Los análisis de contraste efectuados con modelos tipos Shell de alta capacidad han permitido confirmar la presencia de un favorable estado de Compresión-Compresión en las zonas de losa más comprimidas, justo a la salida del mamparo.

ENTRE ANCLAJES. Tensiones principales III. Pretensado original.

Máximo: -35.5 MPa. Mínimo 0 Mpa (anclaje inf).

Máximo: -42.7 MPa. Mínimo 0 Mpa

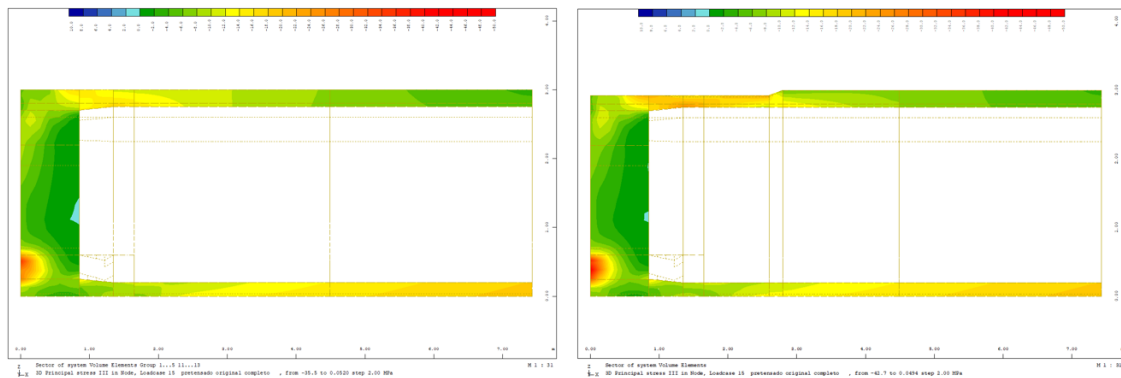


Figura 298 Modelo de tipo volumétrico. Sección longitudinal entre anclajes de pretensado. Tensiones principales III.

CENTRO DE SECCIÓN. Tensiones dirección Y. Pretensado original.

Máximo: -18.8 MPa. Mínimo 9.26 MPa.

Máximo: -23.9 MPa. Mínimo 8.81 MPa.

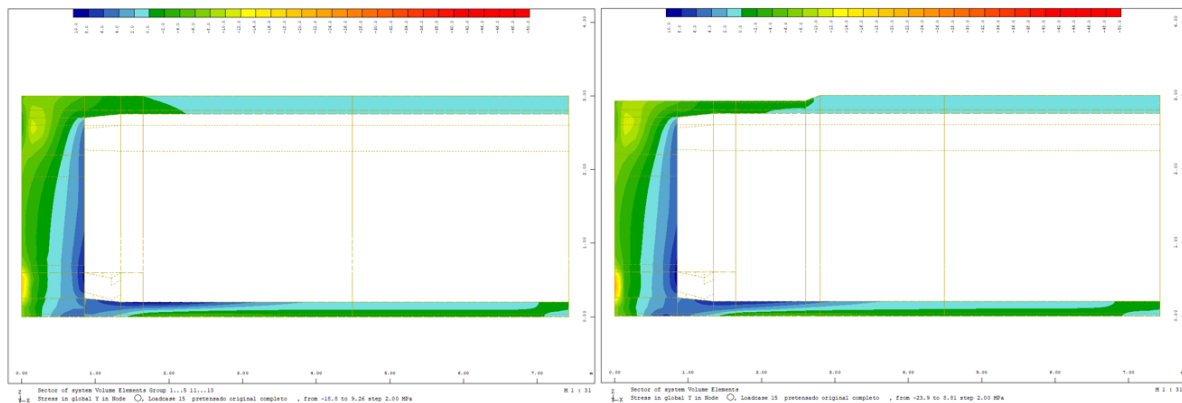


Figura 299 Modelo de tipo volumétrico. Sección longitudinal entre anclajes de pretensado. Tensiones perpendiculares al plano.

- Los análisis por elementos finitos de la sección cajón, en la que se ha suprimido la zona superior afectada por la hidrodemolición, mostraron unos resultados numéricos que, aunque se confirman incrementos del entorno del 30-35 % en las tensiones de compresión de la losa, se mantenían también clara y holgadamente situados dentro de los límites antes citados establecidos por las reglamentaciones, incluso para fenómenos de cansancio que lógicamente no aplican al proceso de reparación.

Asimismo, preparamos el modelo tipo Shell para, posteriormente, poder analizar numéricamente, cualitativa y cuantitativamente, la evolución en el mamparo de la flexión tipo placa y de sus reacciones en las almas laterales, suponiendo el mamparo solicitado por las fuerzas de anclaje y simulando una pérdida de apoyo en la losa superior, como consecuencia de una eventual rotura por compresión de esta (ver apartado 13.2 de este Informe)

Se obtuvieron los diferentes patrones de fisuración y daño hasta el colapso, especialmente en la cara interna del mamparo que, según el modelo, debería producirse según tres posibles mecanismos de fallo:

- Agotamiento a flexión (hormigón o armaduras) del mamparo flectando como placa, incluido el paso de hombre.
- Agotamiento por rasante ala-alma, por falta de capacidad o anclaje de las armaduras horizontales de la cara interna del mamparo.
- Agotamiento a compresión de dichas almas.

Una vez que, en los próximos días, se tenga acceso con mayor grado de detalle y se pueda realizar el examen interno de la cara interior de los 6 mamparos correspondientes a los 3 vanos caídos, tanto de los dañados como de los que están aparentemente menos afectados, se obtendrá una información, que puede ser de gran interés, sobre la presencia o no en los diferentes mamparos de patrones de daño análogos o relacionados con los obtenidos en la simulación por elementos finitos.

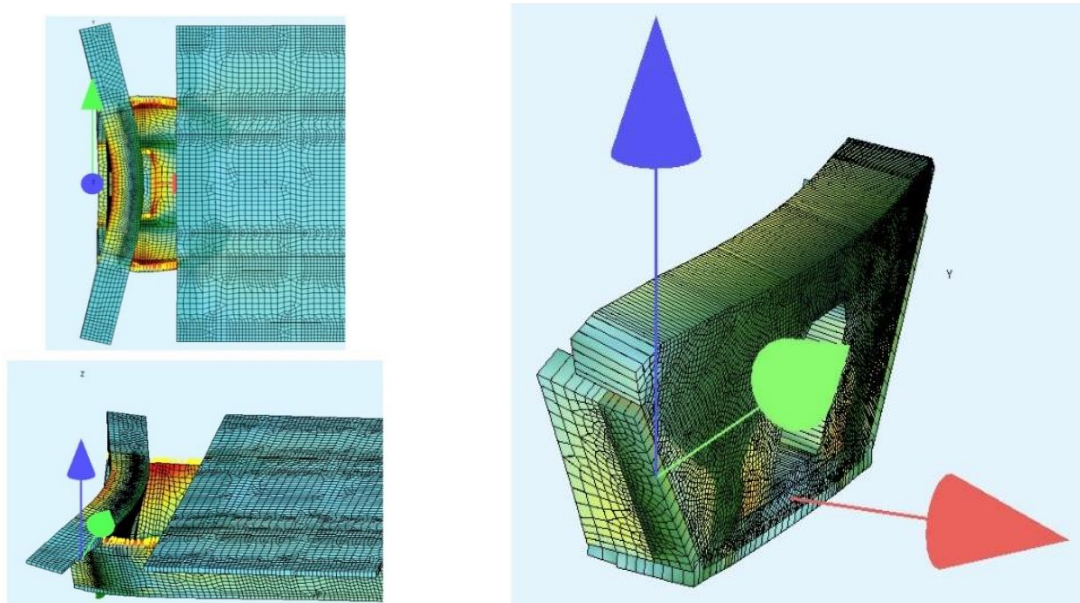


Figura 300 Modelo tipo Shell. Modelo Proyecto Rotura progresiva. Deformación de mamparo tras la práctica eliminación de la losa superior de apoyo del mamparo.

18. Los modelos de elementos finitos tipo Shell descritos permiten reproducir una aproximación numérica muy precisa de la respuesta global de la estructura: mamparos y losas de las 4 tablas de la sección cajón en las zonas extremas de los tableros.

Pero no suministran ninguna información para el estudio de la transmisión local de las fuerzas de anclaje en el interior mismo de los mamparos, así como de su transmisión posterior, por un mecanismo de bielas y tirantes, a las tablas de la sección.

En los proyectos convencionales no suele ser necesario abordar por elementos finitos estos fenómenos siempre que se respeten las especificaciones de los suministradores de los sistemas de pretensado, así como las normas de buena práctica ("standard of care" en terminología anglosajona) que dicta la experiencia.

En nuestro caso, las dimensiones demasiado estrictas del dimensionamiento de proyecto de las zonas de los nudos de anclaje, que luego trataremos con detalle, así como la complejidad de los hechos acaecidos, nos han obligado a abordar nuevos análisis mediante modelos tridimensionales, más bien propios de la construcción de



centrales nucleares o de la ingeniería mecánica o industrial, pero que pueden llegar a ser necesarios en el ámbito de la ingeniería civil en casos de la complejidad y responsabilidad como el que nos ocupa.

Los modelos tridimensionales analizados se han contrastado favorablemente, cualitativa y cuantitativamente, con los modelos tipo Shell antes descritos, así como con los modelos del proyecto original y con otros modelos sencillos elaborados específicamente para dicho contraste y calibración. Resumimos seguidamente los resultados más relevantes obtenidos con estos análisis:

- Los análisis tridimensionales han permitido confirmar, desde el punto de vista numérico y con las condiciones nominales de proyecto, la existencia de tensiones y esfuerzos con valores, numéricos, en general, teóricamente admisibles dentro de los límites reglamentarios, debiéndose en todo caso destacar ciertos resultados locales que pueden resultar muy relevantes:
  - La geometría del diseño del detalle de la zona del mamparo y anclaje es demasiado estricta, con bruscas discontinuidades que en los resultados de los modelos se traducían en fuertes incrementos localizados de las tensiones. Las discontinuidades con efectos de esquina se detectaron en:
    - La transición entre mamparo y la losa superior o las almas.
    - La esquina del cajeadado de apoyo de la losa de continuidad del diseño original.
    - Las esquinas de los pasos de hombre.
    - Las dos primeras podemos considerarlas como relevantes dada su ubicación demasiado próxima a las placas de anclaje, y por tanto susceptibles de estar relacionadas con el inicio del fallo.
  - Las compresiones bajo la tromplaca de anclaje son muy elevadas, superiores a los 50Mpa. Aunque las dimensiones de la placa y los zunchos de confinamiento de anclaje son acordes las especificaciones del fabricante, las condiciones reales de la transmisión de la fuerza de la tromplaca al bloque de anclaje no resultan posibles de reproducir por el modelo tridimensional, pudiendo resultar muy sensibles a:
    - las características mecánicas y resistentes del hormigón del bloque de anclaje,
    - dichas características pueden a su vez resultar sensiblemente afectadas por el estado de conservación y las eventuales afecciones por agentes agresivos en una zona directamente sometida a frecuentes filtraciones con sales fundentes, de difícil caracterización y modelización,
    - los despieces y posiciones reales de las armaduras locales de confinamiento y recogida de tracciones de las fuerzas de desvío en la unión mamparo - losa superior, de difícil control dada la enorme concentración de armaduras de gran diámetro en una zona de dimensiones muy estrictas.

- Los escasos recubrimientos y las fuertes concentraciones tensionales en esquinas y otras discontinuidades, junto a presumibles degradaciones de los materiales por problemas de durabilidad, fenómenos de "cansancio" bajo compresiones elevada de larga duración en hormigones, etc., tienen el riesgo de producir daños o lajaciones en las citadas discontinuidades, con cambios en la geometría cuyas repercusiones no resultan posibles de evaluar numéricamente dado lo estricto del diseño del mamparo en la zona de anclaje y difusión.

Finalmente, apoyándonos en la información suministrada por los Elementos Finitos Tridimensionales, hemos completado el estudio con unos modelos de Bielas y Tirantes, acordes a lo preconizado en los Eurocódigos para el control en rotura de zonas localizadas de detalles. Estos modelos permiten además reflejar los efectos de:

- la fisuración del hormigón,
- la respuesta no lineal y plastificación del hormigón,
- la presencia de armaduras,
- la forma real de transmisión de las cargas de anclaje mediante la tromplaca al bloque de anclaje.

Los análisis con diversas configuraciones de modelos de Bielas y Tirantes han vuelto a confirmar la influencia, muy sensible, de las incertidumbres ya citadas, como consecuencia de lo estricto de la geometría y dimensiones del mamparo, sobre los niveles de compresión (superiores a los 50 Mpa para un hormigón H40) en los nudos de las bielas y las tracciones de las armaduras (tirantes) que deben las equilibran, en la zona adyacente a la conexión losa-mamparo.

## 15.2 AVANCE DE CONCLUSIONES PRELIMINARES A PARTIR DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN HASTA AHORA CONSOLIDADOS

Los días 7 y 16 del pasado mes de junio se produjeron las caídas de los vanos V1 y V3 de la calzada dirección Coruña del viaducto del Castro. Los colapsos se produjeron de forma súbita, sin haberse manifestado previamente ningún preaviso o indicio visible de daño, cuando se estaban realizando unas operaciones de saneo y reparación de las juntas de continuidad de calzada, tras haberse procedido previamente al refuerzo con 2 nuevos cables y a la sustitución completa de los 8 cables de pretensado exterior que cosían las dovelas prefabricadas conjugadas sin armadura pasante de los vanos isostáticos de dicha calzada.

Dichas actuaciones se enmarcaban dentro de la emergencia declarada en el verano de 2021 como consecuencia de la detección de unos procesos avanzados de corrosión del sistema de pretensado, procesos que se encontraban generalizados en todos los vanos de ambas calzadas y que ponían en serio riesgo, cuya magnitud no resultaba posible acotar, la seguridad frente a un colapso brusco, sin margen de preaviso, de una estructura isostática y, por tanto, sin mecanismos de redundancia para hacer frente al mismo.

Los datos que pudieron recabarse del colapso, a pesar de estar limitados por las lógicas restricciones que se impusieron por razones de seguridad al acceso a la zona afectada, así como al resto de la

estructura, hasta que no pudieran evaluarse los posibles riesgos sobre la misma, condujeron rápidamente a establecer dos líneas de investigación sobre las causas del colapso:

- I) *FALLO EN EL SUBSTRATO RESISTENTE DE CIMENTACIÓN DE LA ZAPATA DE LA PILA P3 O FALLO RESISTENTE DE LA SECCIÓN DE ARRANQUE DEL FUSTE DE PILA O DE SU EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA BAJO LA POSIBLE ACCIÓN DEL EMPUJE DESCOMPENSADO DEL RELLENO A MEDIA LADERA.*
- II) *FALLO RESISTENTE DEL TABLERO POR AGOTAMIENTO DEL SISTEMA DE ANCLAJE DEL PRETENSADO EN MAMPAROS, SU DIFUSIÓN EN LAS TABLAS DE LAS LOSAS Y ALMAS DEL CAJÓN Y/O UN FALLO DE LOS DESVIADORES INTERMEDIOS.*

Desde el principio quedó descartada la hipótesis de un eventual fallo en el propio sistema de pretensado, que se acababa justo de reforzar y sustituir en su totalidad y sobre el que la inspección visual de la zona colapsada, aunque limitada, no mostraba ningún signo de rotura.

Durante las inspecciones y estudios llevados a cabo desde el incidente no se ha encontrado ningún signo o indicio de cualquier otro daño o patología que nos hubiera llevado a abrir nuevas líneas de investigación, por lo que podemos considerar acreditado que el colapso se produjo como consecuencia de alguno de los dos mecanismos de fallo aislado descritos, de ambos a la vez, o de una combinación de los mismos, aspecto que está todavía pendiente de dilucidar.

En el resumen incluido en este apartado, cuyo información más completa puede encontrarse en este Informe y en el resto de la extensa documentación que acompaña a esta emergencia, se describen con todo detalle todos los análisis, inspecciones, tomas de muestras y ensayos realizados en estos 4 meses en el marco de la investigación, de acuerdo con una Metodología que se estableció a mediados de junio, y se concretó en unas Hojas de Ruta presentadas al Ministerio los primeros días de julio, que han servido de base para la elaboración de los correspondientes cronogramas que han permitido a los responsables del Ministerio el seguimiento del desarrollo de las múltiples actividades programadas así como de las complejas interacciones entre los diferentes agentes involucrados.

El desarrollo de dichas actividades ha permitido alcanzar gran parte de los objetivos programados, centrando y acotando las posibles causas y factores que puedan explicar los incidentes acaecidos, así como nos ha permitido también desechar consistentemente la posible influencia de otros muchos.

Pero al mismo tiempo quedan pendientes de poderse abordar, como había quedado ya reflejado en los sucesivos cronogramas desarrollados, una serie concreta de estudios que resultan imprescindibles para poder cerrar de una forma técnicamente consistente no sólo las conclusiones sobre las causas de lo ocurrido sino, lo que puede llegar a ser de la misma o mayor importancia, el alcance y naturaleza de las repercusiones de dichas conclusiones sobre la seguridad y durabilidad del resto de viaductos de análoga o similar tipología dentro de la red de carreteras del Estado. La realización de dichos estudios ha estado condicionada por:

- El acceso al fondo de la excavación, a la cota en que se cimienta la pila P2, para permitir a los expertos geotécnicos de Ingeniería del Suelo informar sobre las condiciones de la misma, sin lo cual no resulta posible cerrar la Línea I de Investigación y las repercusiones que de ella se derivan. Dicha excavación, de casi 20 m de profundidad, no podrá

iniciarse hasta haberse procedido al desescombro y toma de datos de los restos de los 3 vanos caídos y obliga a ejecutar a media ladera una contenciones del terreno de bastante complejidad para no afectar a la estabilidad de las cimentaciones de pilas y estribos de tierra armada, adyacentes y próximas a la zona de excavación, de la calzada dirección Madrid, la primera en la que está prevista la sustitución del tablero y restitución del tráfico.

- La realización de una serie de tareas sucesivas, que han tenido que llevarse a cabo muy condicionadas por unas restricciones de acceso prácticamente completas derivadas del lógico respeto y prioridad a las condiciones de seguridad de medios y operarios en la zona del colapso, y que han resultado determinantes de los plazos que se han necesitado para llevarlas a cabo:
  - La expropiación y ejecución de los caminos de acceso a la zona del colapso, en una zona de media ladera de topografía muy complicada.
  - La inspección completa y toma de datos del vano 2, previamente a su demolición, imprescindible para la investigación, mediante drones, canastillas y operarios dotados de líneas de vida, con el acceso restringido al interior y zonas de sombra bajo el vano.
  - La demolición controlada del vano 2 mediante el picado de una sección del tablero por robots colgados de grúas, dada la prohibición de acceso de personal sobre dicho vano.
    - El corte con hilo de diamante y desmontaje por dovelas de los fustes de las pilas P2 y P1 donde apoyaban los vanos colapsados, operación que se realizó desde grúas, dada también la prohibición de acceso de personal a dichas pilas.
    - La estabilización de los restos de las dovelas de los tres vanos caídos para proceder a una primera inspección a pie de obra, así como a la identificación de los restos de elementos que se seleccionen para su custodia durante el posterior proceso de desescombro controlado.
- El acceso a la zona de los restos de los vanos caídos para permitir a los expertos en hormigón de Intemac inspeccionar, tomar muestras, ensayar e informar sobre las condiciones de los mismos, especialmente de las zonas de los 2 mamparos extremos de anclaje de los 3 vanos, acceso que no ha quedado abierto hasta hace pocos días, por lo que no les ha sido posible todavía concluir las tareas encomendadas, sin lo cual no resulta posible cerrar la Línea II de Investigación y las repercusiones que de ella se derivan.

En relación a la Línea I de Investigación (Geotecnia de la cimentación), la que nos resulta más extraña y sorprendente y en la que, a su vez, apenas se ha podido avanzar en el diagnóstico de su eventual relevancia, ya que queda supeditado a la realización de una profunda excavación que permita el acceso a la base de la cimentación de la pila P2, resumimos seguidamente aquellos aspectos que pueden considerarse suficientemente acreditados:

- La pila ha experimentado un enorme desplome hacia el vano 2, de cerca de 2 m en cabeza, durante la caída del vano 3.

- Su alineación vertical por encima del terreno ha quedado muy inclinada pero sensiblemente recta, no apreciándose desplazamientos laterales significativos.
- En las diferentes campañas de inspección visual llevadas a cabo no se ha podido registrar ningún indicio relevante de daño por impacto del mamparo 1 del vano 3, durante su caída, que pueda considerarse acorde a la acción de las importantes fuerzas horizontales que se precisan para producir un desplazamiento en cabeza de tal magnitud.
- En el citado mamparo, a expensas de que pueda completarse su inspección detallada en el suelo, tampoco se han registrado hasta ahora signos de daño por impacto en la pila, estando relativamente poco afectado en su integridad a pesar de su presumible fuerte impacto contra el suelo tras el colapso del vano.
- Tampoco se han registrado en las inspecciones detalladas del paramento del fuste del lado vano 3 signos de fisuras / grietas horizontales que tendrían forzosamente que haber acompañado a cualquier importante flexión que pudiera haber generado el mencionado desplome.
- Los análisis realizados de la situación previa al incidente tampoco han detectado la presencia de fuerzas horizontales en cabeza de pila que pudieran haber empujado a esta.
- En cambio, durante la demolición controlada del vano 2, que se registró con vídeo, se pudo constatar el claro impacto del mismo durante la caída contra el fuste de la pila 2 que, como consecuencia, flexionó varias decenas de centímetros hacia un lado y, posteriormente, algo menos hacia el otro como consecuencia del carácter dinámico del impacto. El acodamiento que proporcionaban a la altura del terreno los restos del vano 3 ya caído redujo sensiblemente la magnitud del desplome, lo que no ha impedido en todo caso poder registrar durante las inspecciones posteriores señales importantes de daños por el impacto de la caída del vano 2, así como fisuraciones y grietas en ambas caras, consecuencia de las flexiones de doble signo producidas por la dinámica de dichos impactos. Es lo que se suponía que habríamos tenido que encontrar en el caso del colapso del vano 3, lo que no se ha producido.
- Queda también pendiente de la imprescindible aclaración y explicación técnica la cinemática de la caída del vano 3 asociada a la fuerte inclinación de la pila P2. Como ya ha quedado reflejado anteriormente, el vano 2, tras el colapso del vano 3, ha quedado apoyado y encastrado sobre la coronación de la pila desplomada P2, pero apoyado en las mesetas de apoyo del lado opuesto de la pila, aquellas donde estaba apoyado el vano 3 antes de su colapso, quedando en cambio libres sus apoyos previos a la caída.
- Los daños detectados hasta ahora por inspección visual, a expensas de la próxima inspección en detalle de la coronación de la pila P2, una vez cortada y desmontada, no resultan tampoco compatibles con la cinemática de un presumible impacto del vano 3, que al caer hubiera lógicamente empujado la pila P2 hacia el vano 2, que a su vez la hubiera tenido que intentar retener por rozamiento.
- Los datos hasta ahora recabados parecerían más bien corresponder a un movimiento de sólido rígido del fuste de la pila P2 a partir de un centro de rotación hasta ahora no identificado por estar situado bajo el terreno, ya sea en la base de cimentación o en

alguna sección de arranque o intermedia del fuste. Rotación que se habría podido producir por efecto combinado de alguna sollicitación horizontal, todavía no identificada, con una seria degradación de las condiciones resistentes del fuste o portantes de la base de la cimentación;

- Desde el día siguiente al incidente, la revisión de la documentación de la obra nos permitió constatar que, precisamente en la pila P2, la que había experimentado un giro atípico, con un desplome de casi 2 m, y por razones que no constan en la información que disponemos, detectamos una única discrepancia entre la tipología (con cinco pilotes) del Proyecto Modificado y los planos del Proyecto de Liquidación (donde aparecía un extraño único pilote central, de los cinco, y la base de la zapata / encepado situada aproximadamente a 7m metros por encima de la definida en el proyecto original), discrepancia ciertamente relevante que no se volvió a detectar de forma significativa en las cimentaciones de todas las demás pilas de ambas calzadas.

La aclaración y explicación técnica de todos estos puntos, así como la valoración de los efectos de su posible repercusión sobre los serios incidentes que estamos investigando quedan por tanto pendientes de las conclusiones de los informes de los especialistas de Ingeniería del Suelo, tras llevarse a cabo la necesaria excavación, en cuyo proyecto ejecutivo están actualmente trabajando.

Dichos Informes deberán asimismo informarnos sobre la eventual repercusión o no sobre la rotación de la pila de otros posibles fenómenos asociados a la media ladera sobre los que no habíamos encontrado información en la documentación de proyecto:

- Empujes laterales descompensados o deslizamientos de las tierras de relleno,
- Posible repercusión de las aguas de escorrentía de la ladera, filtradas por el "vaso" de la excavación en una eventual degradación de las condiciones de la cimentación (estabilidad del relleno, degradación del sustrato de apoyo de la zapata, etc.).

La Línea de Investigación II quedó básicamente orientada desde el inicio en el estudio de las causas del fallo del sistema de anclaje de los cables superiores de pretensado exterior en los mamparos de apoyo de los vanos isostáticos del tablero, no habiéndose identificado visualmente ningún indicio de fallo en los desviadores intermedios de los vanos caídos.

Resumimos seguidamente los aspectos más relevantes que han quedado suficientemente contrastados:

- Se había acreditado un avanzado estado de corrosión del sistema de pretensado, en el que apenas un 20 % de los cables inspeccionados por Freyssinet habían sido evaluados como aparentemente satisfactorios, manteniéndose además dudas adicionales en relación precisamente al estado de las cabezas de anclaje en el interior de los mamparos, que no resultaban accesibles para ser inspeccionadas.
- Resultó por ello urgente acometer una operación de refuerzo de dicho sistema con 2 cables adicionales y la sustitución completa de los otros 8 cables por unos nuevos dotados de las más modernas prestaciones anticorrosión.
- La citada operación de refuerzo y sustitución de cables se planteó de forma que no se afectara prácticamente ni se introdujera ningún efecto no previsto en el armado original en los mamparos de proyecto. Las fuerzas de tesado de los nuevos cables estaban por debajo del 87 % de las previas de los cables originales.

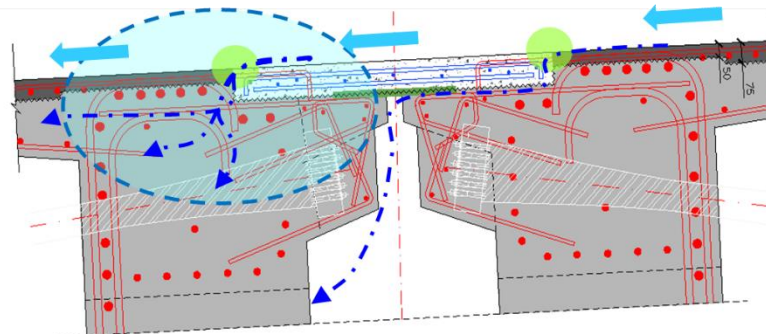
- Se dispone de constancia documental, por parte de los especialistas de Freyssinet que se responsabilizaron de la operación, de que no detectaron ningún indicio de daño o patología en las zonas de anclaje de los cables en los mamparos durante las sucesivas tareas de inspección, corte y sustitución de la totalidad de los cables de todos los vanos de ambas calzadas, ni de ningún ruido ni chasquido extraño durante su posterior puesta en tensión ni, tampoco, durante la inspección final para el sellado de la inyección que, en el caso de los vanos colapsados se acababa de realizar solo unos días antes de los incidentes.

Ante la ausencia de cualquier registro de daños o patologías previas al fallo súbito, frágil y sin preaviso de la zona de los mamparos de anclaje de dos vanos del viaducto, se identificaron ciertos “hechos diferenciales” que podrían estar relacionados con los incidentes acaecidos y a los que, por tanto, se les ha dedicado una atención especial:

- En el momento de la caída se estaba procediendo al saneo y arreglo del detalle de la losa de continuidad sobre las pilas P1 (entre vanos 1 y 2) y P3 (entre vanos 3 y 4), reparación imprescindible para mejorar el detalle de proyecto, que ya había sido reparado y saneado sin éxito dos veces, en 2013 y 2020, y cuyo mal funcionamiento había quedado ya acreditado con relación directa causa - efecto con la intensa corrosión y degradación del sistema de pretensado que había puesto en un riesgo inasumible la seguridad de ambas calzadas.
- El saneo y arreglo de dicho detalle necesitaba de una hidrodemolición controlada de unos pocos centímetros, en la zona superior de la sección de tablero, para el solape con las armaduras del nuevo detalle. Hidrodemolición que afectaba a la cara superior de los mamparos y de la zona de losa superior adyacente.
- Los mamparos M2 de los dos vanos caídos V1 y V3, se encuentran en un estado de daños importantes y señales claras de fallos en el sistema de anclaje. En cambio, los mamparos M1 de ambos vanos se encuentran “relativamente” intactos, salvo daños localizados achacables al impacto con el suelo y sin apenas señales de fallos de los anclajes. En los M2, a diferencia de los M1, se había procedido a la hidrodemolición ya reseñada.
- En cambio, también se hallaba hidrodemolido el mamparo M1 del vano 2, que no habían caído, en cuya inspección previa a su demolición no se acreditó ningún indicio o presencia de daño o patología, ni en las zonas de anclaje del mamparo ni en las zonas de losa hidrodemolida.
- A pesar del debilitamiento forzado de la losa del vano 2 durante el proceso de demolición de dicho vano, el registro en vídeo tomado durante dicho proceso permitió constatar que la demolición concluyó según se había previsto: por la rotura por flexo compresión de la sección debilitada mediante picado del robot sin ninguna afección al sistema de anclaje de ambos mamparos. La inspección posterior, ya en el suelo, ha confirmado que tanto dichos mamparos como las zonas de losa adyacentes, incluso la hidrodemolida del M1, se encuentran “relativamente” intactos, salvo daños localizados solo achacables al impacto con el suelo y sin apenas señales de fallos de los anclajes;
- En la búsqueda de algún “hecho diferencial” que pudiera estar relacionado con el fallo de los M2 de los V1 y V3 y, en cambio, el correcto comportamiento del M1 del V2,

también con zona hidrodemolida, podemos señalar que:

- Los dos mamparos M2 que han fallado se hallan “aguas abajo” de la losa de continuidad en relación a la escorrentía de las aguas por la plataforma a causa de la pendiente longitudinal del viaducto.
- Las grietas de la calzada a ambos lados de las losas de continuidad se han confirmado como las vías de filtración de las aguas con sales fundentes que, entrando por los capots y trompetas de anclaje de los bloques de anclaje ubicados inmediatamente debajo, y a escasos centímetros de dichas grietas, han conducido al grave deterioro por corrosión del sistema de pretensado del viaducto. Lógicamente, las citadas filtraciones han tenido necesariamente que contaminar intensamente el hormigón y las armaduras de los bloques de anclaje de dichos cables.
- El cuadro adjunto, elaborado por IDEAM a partir de los informes de Freyssinet relativos al estado de corrosión de los bloques de anclaje y cables de pretensado de los diferentes vanos, que adjuntamos a continuación, parece indicar claramente que la corrosión de los cables de pretensado anclados en los mamparos ubicados también “aguas abajo” de la losa de continuidad en relación a la escorrentía de las aguas por la plataforma, al igual que pasaba con los mamparos M2 dañados, ha sido mucho más intensa que la de los cables anclados “aguas arriba”, coincidiendo con los mamparos M1 que han permanecido relativamente intactos. Lógicamente, los mamparos del lado Coruña son puntos altos respecto a la inyección de la lechada y, por tanto, susceptibles de presentar mayor exudación de la lechada. No obstante, esos daños por sí solos, sin ausencia de agua, no producirían los importantes daños por corrosión detectados.



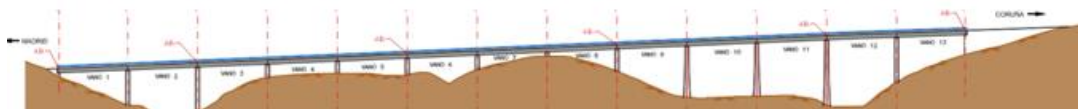
MAMPAROS 1 (MADRID)

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	
	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	
VANO1	1	0	1	1	3	1	3	0	Junta dilatación
VANO2	1	0	1	1	0	0	3	0	Losa continuidad
VANO3	0	1	0	0	1	0	1	0	Junta dilatación
VANO4	0	3	1	1	2	0	0	1	Losa continuidad
VANO5	0	1	1	0	3	1	0	1	Losa continuidad
VANO6	2,5	0	1	1	3	0	3	0	Junta dilatación
VANO7	3	3	3	3	0	0	1	0	Losa continuidad
VANO8	3	1	0	1	0	0	0	1	Losa continuidad
VANO9	4	3	2,5	0	0	1	2	2	Junta dilatación
VANO10	0	0	0	0	0	2	1	2	Losa continuidad
VANO11	1	3	3	1	0	2	1	2	Losa continuidad
VANO12	3	1	1	0	3	1	2,5	0	Junta dilatación
VANO13	1	2	2	1	0	1	0	1	Losa continuidad

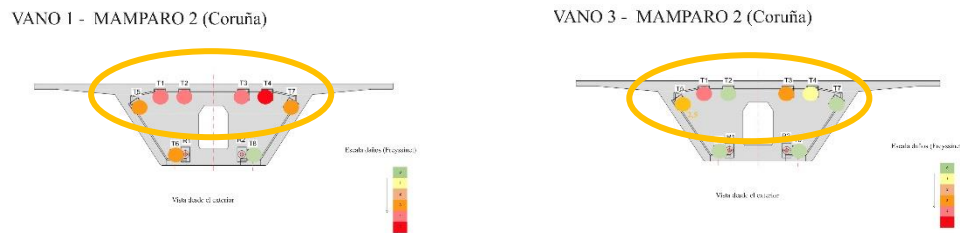
MAMPAROS 2 (CORUÑA)

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	
	M2	M2	M2	M2	M2	M2	M2	M2	
VANO1	4	4	4	3	3	3	3	0	Losa continuidad
VANO2	3	3	3	4	1	0	0	0	Junta dilatación
VANO3	4	0	3	1	2,5	0	0	0	Losa continuidad
VANO4	4	3	1	2,5	1	0	1	0	Losa continuidad
VANO5	4	2	3	2,5	1	1	0	0	Junta dilatación
VANO6	2	1	3	1	3	1	1	0	Losa continuidad
VANO7	3	3	2,5	2	0	2	0	1	Losa continuidad
VANO8	3	3	3	4	0	2	0	4	Junta dilatación
VANO9	0	4	3	1	0	1	3	1	Losa continuidad
VANO10	0	4	3	3	2,5	0	1	4	Losa continuidad
VANO11	1	0	3	4	2	0	3	4	Junta dilatación
VANO12	4	3	3	3	3	4	0	2	Losa continuidad
VANO13	3	1	0	3	3	1	1	3	Junta dilatación

Mamparos situados en punto bajo en losa de continuidad







**Figura 301** Arriba, detalle de entrada de agua a través de grietas en extremos de los losas de continuidad. Abajo, y tabla final de valoración global de cables tras las diferentes etapas de inspección desarrolladas. Fuente datos: Freyssinet. Elaboración propia.

- volveremos más adelante a incidir en si el posible “hecho diferencial” del acceso preferencial de las aguas con sales fundentes a través de la filtración de las grietas en las losas de continuidad sobre los mamparos y anclajes “aguas abajo” de las mismas, que parece suficientemente acreditado en su mayor afección al proceso de corrosión de los cables, puede asimismo aplicarse a la relación entre dicha mayor afección sobre la durabilidad y las causas del fallo de los dos mamparos fallados;
- las inspecciones y ensayos de detalle pendientes de iniciarse en breve en las zonas de anclaje de los mamparos caídos deberán dar consistencia a la confirmación o no de dicha relación.

En tanto no se puedan sustanciar las inspecciones, tomas de testigos y ensayos de los restos de los vanos caídos V1, V2 y V3, que se focalizarán en los mamparos y zonas adyacentes de losa de los tres vanos y, más intensamente, en los M2 de los vanos 1 y 3, no podrán considerarse todavía como cerradas las conclusiones sobre las causas de las caídas y las repercusiones que de ella se derivan.

No obstante, y a expensas de dichos estudios, los intensos trabajos llevados a cabo durante estos 4 meses, cuya información detallada se incluye en esta Informe y en el resto de la extensa documentación que acompaña a esta oferta, se pueden concretar una serie de resultados y conclusiones que pueden considerarse ya como relacionados de alguna forma con las causas de la caída y que se describen seguidamente estructurados en tres grupos:

- A. Aspectos relacionados con el DISEÑO y DIMENSIONAMIENTO de la estructura de los tableros en el Proyecto Modificado.
- B. Aspectos relacionados con los DAÑOS y PATOLOGÍAS relacionados con la DURABILIDAD en la estructura de los tableros.
- C. Aspectos relacionados con las actuaciones de SANEAMIENTO y REPARACIÓN de las LOSAS DE CONTINUIDAD en los vanos 1 a 3.

#### **A) Aspectos relacionados con el DISEÑO y DIMENSIONAMIENTO de la estructura de los tableros en el Proyecto Modificado.**

- La tipología del viaducto: “Tableros isostáticos de dovelas prefabricadas, construidas con cimbra autoportante, cosidas con pretensado exterior sin armaduras pasantes entre dovelas (Precast Segmental Bridges)” se desarrolló a finales de los años 70 principalmente en Francia y Estados Unidos, y experimentó un impulso espectacular en la década de los 80, habiéndose ya consolidado internacionalmente en nuestros días

como una tipología clásica y muy competitiva para la construcción de largos viaductos de muchos vanos con luces entre 35 y 80 m.

- Las grandes empresas españolas, principalmente FCC y Ferrovial, apostaron desde el inicio por el desarrollo de sus propios sistemas de acuerdo con esta tecnología, que en estos años se ha consolidado como una tipología básica de su desarrollo internacional.
- El viaducto del Castro corresponde fielmente en sus criterios de diseño y dimensionamiento a los estándares de la época, avalados por las reglamentaciones y recomendaciones internacionales, incluidas las españolas.
- La nueva tecnología del Pretensado Exterior, al sacar los cables de las tablas de hormigón, permitía reducir sensiblemente el espesor de dichas tablas y, por tanto, el peso de la sección, lo que la hacía muy competitiva aplicada al ámbito de la prefabricación.
- Pero donde el Pretensado Exterior se impuso claramente al convencional es desde el punto de vista del Mantenimiento y la Durabilidad, lo que inmediatamente concitó el interés de las administraciones por impulsar la nueva tecnología.
  - Las vainas se ubican en un ambiente protegido, el interior de la sección, fuera de la acción directa de los agentes agresivos.
  - Su ubicación en el interior de la sección facilita las tareas de inspección, mantenimiento, así como el eventual refuerzo y reparación de cualquier fallo en el sistema de protección.
- Los primeros análisis de contraste del dimensionamiento del Proyecto Modificado, realizados con urgencia recién declarada la emergencia para evaluar el nivel de seguridad de la estructura proyectada frente a la rotura constatada de un cable, así como al riesgo confirmado de posibles roturas de nuevos cables, dadas las graves patologías de corrosión documentadas, permitieron acreditar que los dimensionamientos del tablero cumplían adecuadamente los requisitos de las reglamentaciones, incluso de las actualmente vigentes.
- En la segunda fase de la emergencia, tras el colapso de dos vanos en la calzada dirección Coruña, los análisis de contraste del Proyecto Modificado se reorientaron hacia el control de la respuesta resistente del mamparo frente a la acción de los 8 anclajes de los cables de pretensado exterior, y los 2 de refuerzo inferior incorporado. En todos los casos hemos realizado siempre una doble modelización y análisis:
  - Con las dimensiones nominales del Proyecto Modificado, para el contraste de la validez de sus dimensionamientos.
  - Con la simulación de la situación en el momento de la caída, modelizando los efectos de la hidrodemolición, para estudiar sus efectos sobre la situación de proyecto y la magnitud de su eventual repercusión o no sobre los incidentes acaecidos.
- Se han realizado numerosos análisis de elementos finitos mediante modelos tipo Shell, que permiten una aproximación numérica muy precisa de la respuesta global de los mamparos y losas de las 4 tablas de la sección frente a las fuerzas de anclaje aplicadas en las zonas extremas de los tableros, obteniéndose unos niveles tensionales máximos

claramente por debajo de los valores límite establecidos en la normativa para un hormigón de proyecto H40.

- Asimismo, los análisis por elementos finitos de la sección cajón, en la que se había suprimido la zona superior afectada por la hidrodemolición, mostraron unos resultados numéricos que también se mantenían clara y holgadamente dentro de los límites antes citados establecidos por las reglamentaciones.
- Estos análisis mediante elementos tipo Shell se completaron con otros análisis con Elementos Finitos 3D, más propios de la construcción de centrales nucleares o de la ingeniería mecánica o industrial que de proyectos convencionales de ingeniería civil, de las zonas de anclaje de los mamparos y las tablas de hormigón adyacentes de la sección cajón (losas y almas). Los resultados más relevantes de dichos análisis permitieron acreditar:
  - Los resultados numéricos, con las condiciones nominales de proyecto, dieron valores de las tensiones, en mamparos y tablas de hormigón, admisibles dentro de los límites reglamentarios. Las tensiones obtenidas se mantenían con holgura admisibles tanto para los análisis de proyecto como los de la sección afectada por la hidrodemolición, sin que los modelos mostraran diferencias relevantes desde el punto de vista resistente entre ambas configuraciones.
  - Los resultados de los modelos mostraron en todo caso unos incrementos tensionales significativos concentrados localmente bajo la tromplaca de anclaje, así como en los efectos esquina que se detectaron alrededor de las discontinuidades del diseño de proyecto: las bruscas transiciones entre mamparos/losa y zonas superiores de almas, así como en la esquina del cajado de apoyo de la losa de continuidad.
  - Si bien estos resultados numéricos concretos pueden no ser significativos, al resultar muy sensibles al tamaño de la discretización de los elementos, sí son reveladores de un diseño geométrico demasiado estricto y probablemente poco adecuado de la zona, como volveremos a tratar más adelante.
- Los análisis por elementos finitos 3D se completaron con unos modelos de Bielas y Tirantes de la zona local del bloque de anclaje en el nudo superior del mamparo y la zona adyacente de la losa superior, acordes a lo preconizado en los Eurocódigos para el control en rotura de zonas localizadas de detalles. Estos modelos permiten además reflejar los efectos de:
  - La fisuración del hormigón
  - La respuesta no lineal y plastificación del hormigón.
  - La presencia de armaduras.
  - La forma real de transmisión de las cargas de anclaje mediante la tromplaca al bloque de anclaje.
- Los análisis con diversas configuraciones de modelos de Bielas y Tirantes permitieron detectar la influencia muy sensible sobre los resultados de las compresiones en el hormigón y tracciones en las armaduras del bloque de anclaje de nudo superior del mamparo, como consecuencia de lo estricto de la geometría y dimensiones de dicho

nudo y su escaso perfilado (acartelamiento) en la transición y entronque con la losa superior adyacente. Estos resultados se mostraban además muy sensibles a diversos factores, consecuencia de la posible degradación de las características mecánicas y resistentes del hormigón y armaduras, contaminadas por la inmediata entrada de agua con sales fundentes a través de la junta de las losas de continuidad.

- Los análisis de bielas y tirantes tampoco permitieron detectar ningún efecto relevante de la hidrodemolicion sobre el mecanismo de transmisión de la fuerza de anclaje a través del nudo superior del mamparo.
- Todo ello apunta a que la geometría del detalle y las estrictas dimensiones del diseño del nudo del mamparo en la zona de los anclajes no resultan adecuados para poder "alojar" con garantías la necesaria transmisión de las elevadas compresiones del anclaje hacia la losa superior de la sección cajón, especialmente en caso de una posible degradación de las características resistentes del bloque de anclaje por problemas de durabilidad. Se podía así facilitar el desarrollo de importantes desórdenes en las zonas de anclaje de los 4 cables superiores de pretensado, circunstancia que, en todo caso, no podía ser "captada" de forma fiable por los modelos de análisis más sofisticados, tanto de Elementos Finitos 3D como de Bielas y Tirantes, cuyos resultados numéricos podían encontrarse aparentemente dentro de los límites exigibles por las normativas.
- Se ha detectado que, si bien podrían considerarse admisibles desde el punto de vista de las comprobaciones numéricas reglamentarias, el dimensionamiento general de la sección, y especialmente de las zonas de los mamparos, adolece de unas dimensiones y detalles de geometría demasiado estrictos, lo que conduce a una transmisión muy forzada de los esfuerzos localizados de unas enormes fuerzas de anclaje, de hasta 6100kN, de los cables de pretensado en las cabezas de los mamparos.
- Desde la visión actual, en consonancia con las tendencias normativas internacionales de los últimos 30 años en los aspectos relacionados con la durabilidad (los recubrimientos de las armaduras de los elementos prefabricados de 25 mm, aplicables en la época del proyecto, para elementos prefabricados de H40, son muy inferiores a los 40 mm actualmente exigibles para este tipo de ambientes agresivos), el diseño podría incluso ser calificado como escaso.
- Pero en el contexto de la época, esta nueva tecnología empujaba a las empresas constructoras a desarrollar sistemas auxiliares muy novedosos (vigas de lanzamiento, cimbras autoportantes, carros de voladizo, etc.), para los que la reducción de peso que permitía la prefabricación era un factor de gran interés.
- Los análisis que hemos realizado, cuyos resultados se detallan en los apartados 13.3 a 13.5 de este Informe y en los puntos 17 y 18 del resumen que se acompaña en el apartado 15.1, ilustran la sensibilidad de un dimensionamiento tan estricto a las consecuencias que pueden derivarse de los problemas de una correcta puesta en obra del hormigón y armaduras a la salida de las zonas de anclaje y de la eventual degradación de sus características mecánicas y resistentes, en una zona directamente sometida por la filtración del agua con sales fundentes justo encima y a escasos centímetros de los citados bloques de anclaje.
- Dichos análisis nos han permitido identificar los puntos que hubieran permitido reducir

los efectos más negativos del diseño proyectado:

- Un incremento de la geometría del acartelamiento de la transición entre la losa superior de la sección y la zona superior del mamparo, donde se alojan los anclajes, permitiría reducir la excesiva excentricidad vertical entre ambas alineaciones (ver los esquemas de bielas y tirantes que se acompañan en los apartados antes citados) para los estrictos 90 cm de anchura del mamparo, facilitando una suave transmisión de las fuerzas de anclaje a la losa superior y reduciendo sensiblemente su sensibilidad a las incertidumbres antes citadas.
- Los 4 anclajes superiores están ubicados de forma muy forzada en el límite superior del mamparo, lo que no se justifica por razones resistentes en una sección de apoyo con momento flector nulo. Su ubicación justo debajo del punto de filtración de las aguas con sales, y a muy escasos centímetros del mismo, está en el origen con relación directa causa - efecto ya acreditada del grave problema de corrosión del sistema de pretensado y, por tanto, de la presumible contaminación y posible degradación de los materiales en el bloque de anclaje.
- El citado incremento de la geometría del acartelamiento permitiría además ubicar los 4 anclajes a una cota más baja, y por tanto alejada de la zona directamente sensible a las filtraciones, sin tener forzosamente que incrementar sensiblemente la anchura del mamparo.

## **B) Aspectos relacionados con los DAÑOS y PATOLOGÍAS relacionados con la DURABILIDAD en la estructura de los tableros.**

Como se puede constatar a lo largo de este Informe, las consecuencias derivadas de fallos en las condiciones de Durabilidad están íntimamente relacionadas desde el inicio con la propia declaración de la emergencia, quedando posteriormente acreditadas con el diagnóstico de los graves riesgos que el generalizado y avanzado proceso de corrosión del sistema de pretensado de ambas calzadas del viaducto (descritos con detalle en el apartado 9 de este Informe) suponía sobre la seguridad del mismo y las posteriores decisiones sobre las actuaciones de refuerzo y reparación que se programaron y estaban realizando en el momento de los incidentes.

En el apartado 8 de este Informe se reseñan los daños y patologías más relevantes que han quedado acreditados a través de las distintas campañas de inspección desarrolladas, pudiendo constatar el alcance y generalización de los mismos a lo largo de la totalidad de ambas calzadas del viaducto.

Lógicamente los citados fallos en las condiciones de seguridad han quedado también identificados en el diagnóstico de las posibles causas relacionadas con el origen de los súbitos colapsos acaecidos sin preaviso el pasado junio, así como a las consecuencia y repercusiones de la presente investigación.

Dos son las patologías directamente relacionadas con los incidentes que nos ocupan:

### **I) Fallos generalizados en los sistemas de drenaje e impermeabilización.**

- Ha quedado acreditada la práctica ausencia de cualquier sistema de impermeabilización del tablero. Al no haberse encontrado documentación al respecto en las Actas de Seguimiento de la Obra, ni en el Proyecto de Liquidación de la misma, ignoramos si

esta ausencia de impermeabilización, esencial para la durabilidad de la estructura en las agresivas condiciones ambientales en las que se ubica, es debida a su no implementación durante las obras o, quizás, a haber quedado eliminada durante las tareas de reasfaltado de la plataforma, circunstancia.

- Los citados fallos en los sistemas de impermeabilización están en el origen de gran parte de los deterioros y patologías más importantes que se han detectado en la estructura y que ya habían puesto en grave riesgo su seguridad, como consecuencia de la frecuente circulación del agua con sales fundentes a través de:
  - Los fallos de estanqueidad del drenaje y desagüe en las juntas de dilatación.
  - Las fisuras y degradación del pavimento de la calzada coincidiendo con las losas de continuidad sobre juntas, cuyo deterioro y mal funcionamiento han abierto sistemáticamente vías de filtración para la entrada de agua a las juntas entre tableros, ubicadas precisamente inmediatamente encima de donde se alojan los anclajes de pretensado.
  - Las juntas a hueso entre dovelas cuyas irregularidades impiden su correcto sellado.
  - Los agujeros de cuelgue de las dovelas, en los que tampoco se ha detectado ningún tipo de sellado que impidiera la entrada de agua al interior del cajón a través de los mismos.
- Las dos últimas están en el origen de la filtración de agua que ha generado daños y patologías (desconchados, lajaciones, corrosión de las armaduras pasivas, etc., agudizados por los insuficientes recubrimientos que establecían las normativas a los elementos prefabricados en la época del proyecto) generalizados en los paramentos del hormigón que estaban programados de reparación en el momento del incidente, con técnicas bien conocidas en el ámbito de la conservación.
- Las dos primeras, en cambio, están asimismo relacionadas no solo con las ya conocidas y graves patologías de corrosión del sistema de pretensado, sino asimismo con la degradación de las condiciones de los materiales, hormigón y armaduras pasivas, que están presumiblemente en relación con los fallos de los sistemas de anclaje de los mamparos M2 de los vanos colapsados V1 y V3, tal como parece claramente deducirse de las tablas de daño por corrosión del sistema de pretensado que se acompañan a estas conclusiones.

## **II) Fallos en el funcionamiento del detalle de proyecto de las losas de continuidad entre vanos.**

Los daños en la calzada, con marcadas fisuraciones coincidiendo con las losas de continuidad, estuvieron precisamente en el origen de la primera visita, por técnicos de IDEAM, que activó los sistemas de alarma que condujeron a la inmediata declaración de emergencia.

Los estudios de esta emergencia nos han permitido acreditar que, junto a otros problemas como los serios fallos del proceso de inyección de vainas, esta patología tiene una relación directa causa-efecto con los graves daños por corrosión del sistema de pretensado que obligaron a actuar con urgencia para corregir los serios riesgos que se derivaban sobre la seguridad del viaducto.

Dichas patologías habían sido frecuentes fuentes de problemas que habían obligado a intervenir a los técnicos de los Servicios de Conservación de la Unidad de Carreteras de Lugo y abordar sendas actuaciones de reparación y mejora en 2013 y 2020, que se habían mostrado completamente ineficaces para atajar y resolver eficazmente el problema.

La gravedad de estas patologías estaba en la repercusión de las filtraciones a través de las grietas marcadas en el asfalto de la plataforma, situadas precisamente a muy escasos centímetros sobre las placas y bloques de anclaje de las 4 unidades superiores de pretensado del tablero, ubicadas precisamente en los bordes de las esquinas superiores de los mamparos. Lo que suponía:

- El origen de la corrosión generalizada del sistema de pretensado del viaducto, como consecuencia de la entrada de agua con sales fundentes por los capots y trompetas de anclaje y su posterior circulación por el interior de las vainas, defectuosamente inyectadas, hacia las cotas bajas de los centros de vano del tablero.
- La inevitable contaminación por cloruros, y otros posibles efectos de degradación del hormigón y armaduras pasivas, precisamente en las zonas de los bloques de anclaje directamente afectadas por las filtraciones, a escasos centímetros de dichos bloques y con unos recubrimientos de 25 mm claramente escasos en estas difíciles condiciones ambientales y de durabilidad.

### **C) Aspectos relacionados con las actuaciones de SANEAMIENTO y REPARACIÓN de las LOSAS DE CONTINUIDAD en los vanos 1 a 3.**

Como ya se ha explicado, el saneo, reparación y mejora del detalle de las losas de continuidad originales, que se estaba llevando a cabo en el momento de los incidentes, resultaba completamente necesario.

Había quedado ya ampliamente acreditado que el mal funcionamiento de su diseño original había tenido una relación directa causa-efecto con la filtración del agua con sales fundentes a través de las grietas que se marcaban claramente en el pavimento de la calzada, lo que dio origen e impulso al inicio del desarrollo del intenso proceso de corrosión del pretensado del viaducto que había puesto en condiciones muy precarias de seguridad a la estructura, y obligado al urgente refuerzo y sustitución de la totalidad de cables del mismo, así como a limitar seriamente las condiciones de tráfico sobre ambas calzadas hasta que hubiera concluido dicha sustitución.

No podíamos, por tanto, dejar a la estructura, una vez concluidas las complejas y costosas tareas de restitución de sus condiciones de seguridad y durabilidad llevadas a cabo, a expensas de una segura reproducción a corto plazo de los graves problemas y riesgos que se acababan de solventar.

El detalle de proyecto establecía unas losas de continuidad isostáticas directamente apoyadas en un cajeadado alojado en la esquina superior de la dovela prefabricada, justo encima de las placas de anclaje de los cuatro anclajes superiores con 31 torones y 6100 kN de fuerza de tesado, y con un resguardo mínimo de apenas unos pocos centímetros entre el borde de la placa de anclaje y la esquina del cajeadado.

La interfase entre la losa de continuidad y la dovela constituía inevitablemente una línea de filtración y entrada de agua con sales en el bloque de hormigón y armaduras pasivas de la

zona de anclaje, así como en los capots y trompetas de los cables de pretensado.

Los Servicios de Conservación habían detectado continuos problemas, con la aparición de importantes grietas en el pavimento de la plataforma, que habían obligado a sucesivas actuaciones de reparación, en 2013 y 2020, en las que ya se había procedido a la hidrodemolición y saneo de unos pocos centímetros de la cara superior del mamparo y losa superior de la sección adyacente, pero que no consiguieron corregir el mal funcionamiento del detalle de proyecto y se habían demostrado completamente inútiles para resolver el problema de la filtración de agua con sales fundentes a través de las mismas, fenómeno que se volvía repetidamente a reproducir al poco tiempo de las citadas reparaciones.



**Figura 302** Detalle de losa de continuidad con daños sobre mamparos y cara superior de losa en 2013. Fuente: COPASA



**Figura 303** Vista de zona de losa dañada tras saneo del hormigón degradado. Avance del nivel de deterioro. Mayor corrosión de armaduras. Fuente: COPASA 2020

Resultaba por ello preciso proceder a modificar dicho detalle, eliminando el simple apoyo de las losas sobre el prefabricado de forma que se cerraran las líneas de filtración de agua dando continuidad con armadura a dicha losa con las secciones extremas del tablero de ambos vanos. Para establecer dicha continuidad era necesario materializar el solape de las armaduras del nuevo detalle de la losa de continuidad con las de la zona extrema del prefabricado en la esquina superior del mamparo y losa superior de la sección, para lo que debía procederse a una demolición controlada de unos pocos centímetros de la cara superior del prefabricado en dicha zona.

Es un detalle que se utiliza sistemáticamente hoy día en todas las losas de continuidad de viaductos prefabricados isostáticos, sin haberse registrado y documentado problemas significativos de mantenimiento si están correctamente armadas y ejecutadas.

Los múltiples y diferentes análisis llevados a cabo por Elementos Finitos tipo Shell y sofisticados modelos 3D, así como por el método de las Bielas y Tirantes, no nos han suministrado resultados que, ni cualitativa ni numéricamente, puedan considerarse señal de algún problema resistente en los nudos de anclaje o en la losa superior adyacente, ni en la configuración de proyecto ni en la situación de hidrodemolición.

No obstante, los saneos citados estaban presentes en el caso de las dovelas extremas (D15 y D16) de los mamparos M2 de los vanos V1 y V3, los más dañados en los que parece que se pudo iniciar el colapso, aunque también lo estaban en el M1 del V2, que se demolió por picado con robot de una sección de vano, pero en el que, ni durante dicho proceso ni en los restos ya caídos en el suelo, se han podido detectar daños relevantes que puedan asociarse a fenómenos de fallos de anclaje diferentes a los directamente derivados del impacto de su



choque contra el suelo.

Las primeras inspecciones y tomas de datos en proximidad que se han iniciado hace pocos días, una vez habilitados los correspondientes accesos con seguridad, parecen confirmar las evidencias de los importantes daños en los mamparos M2, visiblemente muy afectados en la zona de coronación, así como en las almas y losas de continuidad adyacentes de los vanos V1 y V3, que han quedado prácticamente destrozadas con signos de un “cabalgamiento” de los mamparos sobre ellas.

Se está procediendo así mismo a la custodia y documentación de la trazabilidad del “puzle” de cascotes y piezas de dichas losas, cuya restitución podría darnos una importante información sobre posibles indicios de concentración, como parece apreciarse, de los daños y destrozos en la losa en las zonas de la misma ubicadas en los frentes de los anclajes de los mamparos.

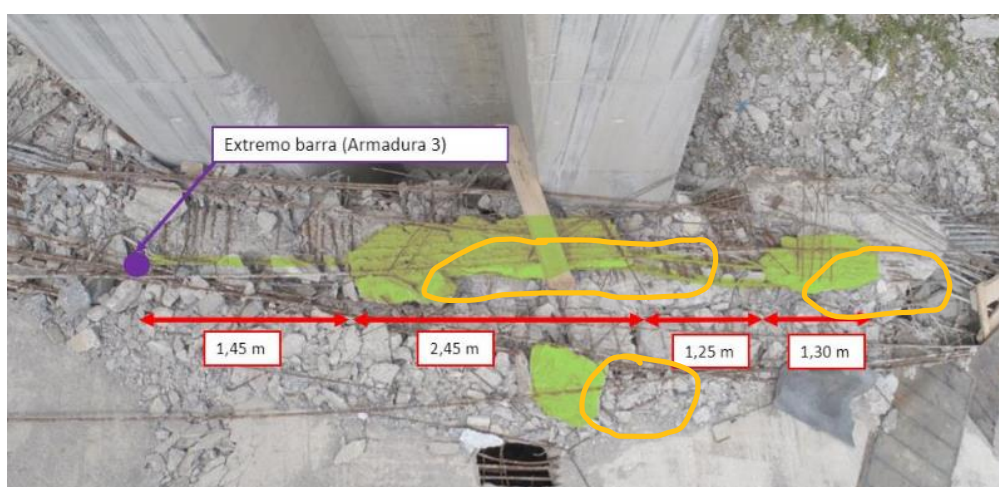


Figura 304 Vano 1. Mamparo 2. Frangentos de losa de la dovela del mamparo, apoyados, tras el colapso de la estructura, sobre la propia cabeza del mamparo.

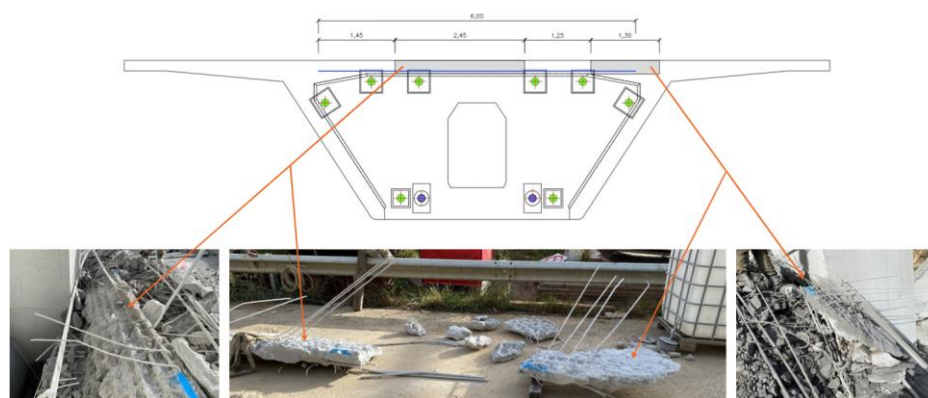


Figura 305 Vano 1. Mamparo 2. Reconstrucción esquemática del frente de losa identificado sobre la cabeza del mamparo.

Resumiendo, y de forma completamente provisional, podemos establecer que:

- En relación a los graves e intensos procesos de corrosión, con rotura de un cable y de numerosos tendones del sistema de pretensado exterior, ha quedado acreditado que su origen y desarrollo ha sido consecuencia de una severa degradación del sistema de drenaje e impermeabilización general de la plataforma y, más concretamente, de la protección frente a filtraciones de aguas con sales fundentes a través de las losa de

continuidad entre vanos, acentuado por defectos en la ejecución de los procesos de inyección de vainas y un detalle de proyecto de las zonas de capots y trompetas de anclajes en los mamparos extremos de apoyo de los tableros que se ha manifestado muy sensible a dichas filtraciones.

- Se ha podido también acreditar que las actuaciones de refuerzo y sustitución de la totalidad de los cables de ambas calzadas se han concebido y proyectado, y se estaban desarrollando, con la garantía de no introducir ninguna solicitud adicional ni superior a aquellas para las que se había dimensionado y proyectado la estructura.
- Los posibles fallos de anclaje que puedan estar en el origen de las caídas súbitas y sin preaviso (sobre las que no consta la identificación de ningún daño o indicio de patología previos) parecen focalizados en los mamparos M2 (aguas abajo de las losas de continuidad en relación a las escorrentías de agua sobre la plataforma) de los vanos colapsados V1 y V3 de la calzada dirección Coruña.
- Su origen parece poder explicarse por la confluencia, como suele ocurrir siempre en este tipo de incidentes, de:
  - Problemas derivados de un diseño muy estricto y poco perfilado de los nudos de esquina, entre los bloques de anclaje en los mamparos extremos y las zonas adyacentes de las losas superiores de la sección, que los hace muy sensibles a inevitables desvíos de la puesta en obra del hormigón y armaduras de los bloques de anclaje, o a sus condiciones mecánicas y resistentes, respecto de los valores nominales de proyecto. En los complejos y detallados análisis realizados no se habían obtenido resultados numéricos fuera de los límites establecidos por las actuales reglamentaciones.
  - Problemas de degradación de las condiciones de durabilidad, por fallos en la impermeabilización y filtraciones a través de las juntas de continuidad, localizadas precisamente justo encima y a escasos centímetros de dichos bloques de anclaje.
  - Interacción entre los citados mecanismos de transmisión de las fuerzas de las tromplacas de anclajes hacia las zonas adyacentes hidrodemolidas de la losa superior de la sección en su entronque con el bloque de mamparo, que resultan muy sensibles a los eventuales desvíos ya citados respecto de los valores nominales de proyecto. En los complejos y detallados análisis realizados tampoco se habían obtenido resultados numéricos fuera de los límites establecidos por las actuales reglamentaciones.

Todo lo cual debe considerarse todavía con la máxima prudencia y precaución a expensas de los datos e informaciones que nos suministren en su momento las campañas, estudios y ensayos pendientes de poder realizarse en relación a:

- Las inspecciones, análisis, estudios y ensayos de detalle de las zonas extremas de mamparos y tablas de hormigón adyacente de los dos mamparos de cada uno de los restos de los tres vanos caídos, V1, V2 y V3.
- Las inspecciones geotécnicas pendientes de las zonas de fuste bajo terreno y, especialmente, de la base de la cimentación de la pila P2, una vez accesibles tras la oportuna ejecución de la excavación proyectada, así como del estado de posibles filtraciones, empujes o deslizamientos de los rellenos de los grandes vasos de excavación a media ladera. En relación con el enorme y sorprendente desplome en cabeza, de casi dos metros, de la pila P2, así como en la cinemática de la caída, no se ha podido avanzar hasta el momento en la identificación de razones técnicas que pudieran explicarlo.

Madrid, 14 de noviembre de 2022

**D. Ignacio Pulido Sánchez**

Ingeniero de Caminos  
Director del Departamento de Mantenimiento,  
Inspección y Rehabilitación  
IDEAM

**D. Francisco Millanes Mato**

Doctor Ingeniero de Caminos  
Catedrático de Estructuras y  
Puentes Metálicos y Mixtos  
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y  
Puertos. Universidad Politécnica de Madrid  
Presidente de IDEAM