



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

Obras de emergencia para la reparación de los viaductos del Castro

*Informe preliminar sobre las
causas del colapso de dos vanos
en el viaducto del Castro*

Noviembre de 2022



Hoja de control de calidad

| | | | |
|--------------|---|------------|------------|
| Documento | Informe preliminar sobre las causas del colapso de dos vanos en el viaducto del Castro | | |
| Proyecto | MC-8964 Obras de emergencia para la reparación de los viaductos del Castro, P.K. 430+000 y 430+585. Autovía A-6, provincia de León. | | |
| Código | MC-8964_I06_VCastro_Informe_preliminar_colapso_Ed02.docx | | |
| Autores: | Firma: | ASC | ASC |
| | Fecha: | 17/10/2022 | 14/11/2022 |
| Verificado | Firma: | ASC | ASC |
| | Fecha: | 17/10/2022 | 14/11/2022 |
| Destinatario | Demarcación de Carreteras del Estado en Galicia. MITMA | | |
| Notas | Edición 01: Emisión preliminar para comentarios | | |
| | Edición 02: Emisión definitiva | | |

Índice

| | |
|--|----------|
| Informe preliminar sobre las causas del colapso de dos vanos del viaducto del Castro | 4 |
| 1. Introducción y antecedentes | 4 |
| 2. Objeto del informe | 6 |
| 3. Documentación de referencia | 7 |
| 4. Nomenclatura | 9 |
| 5. Descripción de la estructura y de los trabajos de reparación realizados | 11 |
| 5.1. Descripción de los viaductos..... | 11 |
| 5.1.1. Tablero..... | 13 |
| 5.1.2. Aparatos de apoyo..... | 15 |
| 5.1.3. Pilas..... | 15 |
| 5.1.4. Estribos..... | 16 |
| 5.1.5. Cimentaciones..... | 16 |
| 5.2. Descripción de los trabajos de reparación | 18 |
| 5.2.1. Descripción de los daños detectados en la estructura..... | 18 |
| 5.2.2. Descripción de los trabajos de reparación..... | 21 |
| 5.2.3. Estado de avance de los trabajos de reparación en el momento del colapso | 23 |
| 6. Descripción de la situación de los viaductos tras los colapsos..... | 25 |
| 6.1. Colapso del vano 3 del viaducto de la calzada sentido A Coruña | 25 |
| 6.2. Colapso del vano 1 del viaducto de la calzada sentido A Coruña | 27 |
| 7. Exposición de los resultados principales de la investigación sobre las causas del colapso | 30 |
| 7.1. Inspección visual | 30 |
| 7.1.1. Inspección del vano 3 colapsado inicialmente | 31 |
| 7.1.2. Inspección del vano 1 colapsado en segunda instancia | 35 |
| 7.1.3. Análisis de la rotura del vano 2 en el proceso de demolición controlada | 40 |
| 7.2. Investigación de materiales (hormigones) | 42 |
| 7.2.1. Investigación del vano 2 del viaducto sentido A Coruña previa a su demolición | 42 |
| 7.2.2. Investigación del vano 2 del viaducto sentido A Coruña posterior a su demolición | 46 |
| 7.2.3. Investigación de los restos colapsados de los vanos 1 y 3 del viaducto sentido A Coruña | 48 |
| 7.3. Investigación geotécnica..... | 54 |
| 7.4. Verificación analítica de la situación de los vanos colapsados | 57 |
| 7.4.1. Comprobaciones globales del vano tipo..... | 58 |

| | | |
|--------|--|----|
| 7.4.2. | Comprobaciones locales de los bloques desviadores..... | 58 |
| 7.4.3. | Comprobaciones locales de los mamparos del tablero..... | 58 |
| 7.4.4. | Verificación analítica de un posible proceso de fallo de la losa del mamparo | 71 |
| 8. | Discusión sobre las causas más probables del colapso | 75 |
| 8.1. | Sobre los resultados de la inspección visual..... | 75 |
| 8.2. | Sobre los resultados de la caracterización de materiales | 76 |
| 8.3. | Sobre los resultados de la investigación geotécnica | 78 |
| 8.4. | Sobre los resultados de las comprobaciones de cálculo | 78 |
| 8.5. | Causas más probables de los colapsos | 79 |
| 9. | Conclusiones..... | 80 |

Informe preliminar sobre las causas del colapso de dos vanos del viaducto del Castro

1. Introducción y antecedentes

Los viaductos del Castro están situados en la Autovía del Noroeste, A-6, en la provincia de León, prácticamente en el límite con la provincia de Lugo a través del puerto de Piedrafita del Cebreiro.

Su construcción se inició dentro del tramo Castro/Lamas – Noceda a finales del siglo pasado, poniéndose en servicio el tramo que contiene el viaducto en julio de 2001.

En el año 2021, en el marco de las tareas habituales de inspección y mantenimiento de los viaductos, se detectan daños en su sistema de pretensado exterior, realizándose una investigación sobre el estado de conservación de los mismos que evidencia daños graves y extendidos en la práctica totalidad de los vanos de los tableros, dando lugar a la puesta en marcha de obras de emergencia para el refuerzo y sustitución del sistema de pretensado, así como la reparación de diversos deterioros de tipo durable que, igualmente, existían en los viaductos.

En la fase final de realización de estas obras en la calzada del viaducto sentido A Coruña, con el viaducto cerrado al tráfico, el 7 de junio de 2022 se produjo el colapso completo del denominado vano 3 del viaducto. De la misma manera, el 16 de junio de 2022 colapsó el vano 1 del mismo viaducto, quedando en pie el vano intermedio entre ambos.



Figura 1. Colapso del vano 3 del viaducto de la calzada sentido A Coruña. Colapso del vano 1. (Fuente: [5])



Figura 2. Estado final del viaducto de la calzada sentido A Coruña tras los colapsos del 7 y 16 de julio de 2022. (Fuente: [6])

A raíz de estos incidentes, la Demarcación de Carreteras del Estado en Galicia de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana solicita a MC2 Estudio de Ingeniería su participación como asesor independiente especializado en estructuras para los trabajos de investigación de las causas del colapso y el resto del proceso conducente a la restitución del tráfico en la Autovía A-6 en el entorno del viaducto del Castro.

2. Objeto del informe

El objeto del presente informe es recoger y resumir los resultados de las investigaciones realizadas para la determinación de las causas de los colapsos de dos vanos del tablero de la calzada sentido A Coruña del viaducto del Castro, así como establecer, de manera preliminar, las causas más probables de dichos colapsos.

Debe tenerse en cuenta que, en la fecha de emisión de este informe, los trabajos de investigación no están terminados y siguen en curso, por lo que las conclusiones aquí establecidas deben considerarse preliminares y condicionadas a los posibles hallazgos relevantes que dichas investigaciones pudieran proporcionar.

No resulta objeto de este informe la valoración técnica de los diferentes trabajos o proyectos que confluyen en la obra del viaducto del Castro, más allá de lo necesario para establecer las causas de los propios colapsos.

3. Documentación de referencia

Resulta documentación de referencia del presente informe la siguiente:

- Proyectos y documentación técnica previa al colapso:
 - [1] Proyecto de construcción. Autovía del Noroeste. PK 428 al 438. Tramo: Castro/Lamas – Noceda. Provincias de León y Lugo. Clave 12-LU-3090. UTE Euroestudios, Geoconsult, Carlos Fernández Casado. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Diciembre de 1995.
 - [2] Proyecto modificado nº 1. Autovía del Noroeste. PK 428 al 438. Tramo: Castro/Lamas – Noceda. Provincias de León y Lugo. Clave 12-LU-3090. Inocsa. Ministerio de Fomento. Octubre de 1999.
 - [3] Proyecto modificado nº 2. Autovía del Noroeste. PK 428 al 438. Tramo: Castro/Lamas – Noceda. Provincias de León y Lugo. Clave 12-LU-3090. Inocsa. Ministerio de Fomento. Febrero de 2001.
 - [4] Liquidación. Autovía del Noroeste. PK 428 al 438. Tramo: Castro/Lamas – Noceda. Provincias de León y Lugo. Clave 12-LU-3090. Ministerio de Fomento. Noviembre de 2002.
 - [5] Proyecto de reparación. Obras de emergencia para la reparación de los viaductos de El Castro situados en el PK 430+000 de la A-6. Término municipal de Vega de Valcarce. Provincia de León. IDEAM. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Febrero de 2022.
 - [6] Informe relativo a los trabajos desarrollados en los viaductos de El Castro desde mayo 2021 a junio 2022. IDEAM. 13 de julio de 2022.
- Documentos relativos al colapso y su investigación:
 - [7] Presentación. Impresiones preliminares relativas al colapso del vano V3-CD del viaducto del Castro y líneas generales de la 'Hoja de ruta' de trabajos. IDEAM. 15 de junio de 2022.
 - [8] Nota técnica sobre algunos aspectos observados en la inspección de los restos del colapso de dos vanos (nº 1 y nº 3) de la calzada dirección Coruña. INTEMAC. 1 de julio de 2022.
 - [9] Nota técnica. Trabajos de análisis del incidente y reconstrucción viaducto de El Castro. Hoja de Ruta. IDEAM. 4 de julio de 2022.
 - [10] Elaboración y tramitación de procedimientos de investigación y ejecución en la obra de emergencia del viaducto del Castro. MC2 Estudio de Ingeniería.
 - [11] Informe técnico. Campaña de toma de datos en el vano 2 de la calzada Coruña previo a su demolición. IDEAM. 12 de julio de 2022.
 - [12] Nota técnica. Programa de trabajos en los vanos 1, 2 y 3 de la calzada Coruña. IDEAM. 18 de julio de 2022.
 - [13] Nota técnica. Programa de Trabajos de Geotecnia en los vanos no afectados por el incidente (Fase I). IDEAM. 18 de julio de 2022.
 - [14] Informe técnico. Programa trabajos (fase Inicial) de toma de datos en hormigones en la calzada Madrid y en las zonas de la calzada Coruña no afectadas por el incidente. IDEAM. 12 de julio de 2022.
 - [15] Procedimiento de investigación para la campaña de toma de datos en el vano 2 de la calzada Coruña previo a su demolición. Rev 02. INTEMAC. 9 de agosto de 2022.

- o [16] Procedimiento de investigación para la campaña de toma de datos en los vanos de ambas calzadas no afectados por el incidente. Rev 01. INTEMAC. 16 de agosto de 2022.
- o [17] Procedimiento de investigación para la campaña de toma de datos en los vanos 1 y 3 tras el colapso, en el vano 2 tras su desmontaje y en las pilas P1 y P2. Rev 02. INTEMAC. 1 de septiembre de 2022.
- o [18] Nota técnica. Consideraciones complementarias a tener en cuenta durante la toma de datos en hormigones en el viaducto de El Castro. IDEAM. 6 de septiembre de 2022.
- o [19] Obras de emergencia para la reparación de los viaductos de El Castro situados en el PK 430+000 de la A-6. Nota técnica sobre las inspecciones realizadas previas al desescombro. INTEMAC. 13 de octubre de 2022.
- o [20] Obras de emergencia para la reparación de los viaductos de El Castro situados en el PK 430+000 de la A-6. Nota técnica preliminar sobre los trabajos de campo, toma de muestras y ensayos de laboratorio llevados a cabo hasta el 11 de octubre de 2022. Versión borrador. INTEMAC. 13 de octubre de 2022.
- o [21] Viaducto del Castro. Nota de la visita del día 28 de junio de 2022. Propuesta de reconocimientos. Rev 02. Ingeniería del Suelo. Marzo 2022 (sic).
- o [22] Procedimiento para la investigación preliminar de la cimentación del viaducto sentido Madrid. Ingeniería del suelo. Agosto 2022.
- o [23] Viaducto del Castro. Análisis de las cimentaciones del viaducto. Rev 03. Ingeniería del Suelo. Agosto de 2022.
- o [24] Viaducto del Castro. Excavación de pila 11. Rev 02. Ingeniería del Suelo. Septiembre de 2022.
- o [25] Procedimiento de demolición del vano 2 de la calzada Coruña. Obra: Viaducto El Castro. Puentes. Rev 02. Puentes Infraestructuras. 19 de julio de 2022.

Se ha incluido en este apartado aquella documentación del proceso que se considera relevante, no incluyendo aquella no relacionada con el análisis de las causas del colapso, o de carácter no relevante.

Completan la documentación de referencia las fotografías obtenidas por MC2 Estudio de Ingeniería en las diferentes visitas de inspección realizadas al viaducto los días 5 de julio, 17 de agosto y 4 de octubre de 2022; así como las realizadas de diferentes fases del proceso y proporcionadas por otros agentes participantes.

4. Nomenclatura

En los documentos referentes a la obra se emplean diferentes nomenclaturas para designar a los distintos elementos constitutivos de la obra.

En los proyectos de construcción [2] a [4], el origen de la obra se sitúa en el lado A Coruña y el final de la misma en el lado Madrid. Por lo tanto, la definición del viaducto del Castro se realiza desde el lado A Coruña (PK+) hacia el lado Madrid (PK-); esto es en sentido contrario al kilometraje de la autopista. Así los vanos colapsados según esta nomenclatura serían los vanos 11 y 13 del viaducto sentido A Coruña.

Por el contrario, el proyecto de reparación de las recientes obras de emergencia emplea el criterio actual establecido por la Dirección General de Carreteras, en el cual el inicio de la obra se sitúa en el menor punto kilométrico (PK-), en este caso en el lado Madrid, y su final en el mayor punto kilométrico (PK+), en este caso, en el lado A Coruña. Así los vanos colapsados según esta nomenclatura serían los vanos 3 y 1 del viaducto sentido A Coruña.

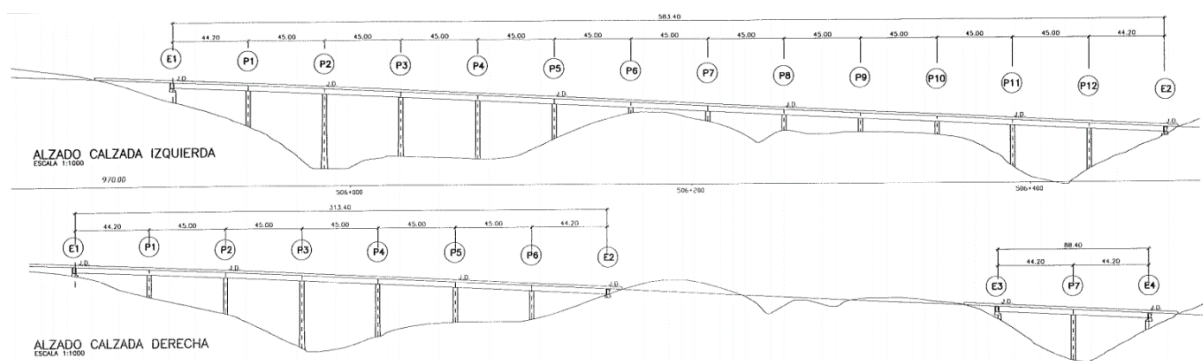


Figura 3. Definición de los elementos del viaducto según los proyectos de construcción. (Fuente: [2])

En este informe, se seguirá la nomenclatura definida en el proyecto de reparación de PK- hacia PK+ de la autovía, nomenclatura que se ha empleado en la práctica totalidad de documentación referente a las obras de emergencia e investigación del colapso.

La obra de fábrica tiene dos calzadas separadas a las que se ha denominado:

- Calzada 'derecha' (CD) o calzada 'sentido A Coruña', compuesta por el denominado 'viaducto grande' (VG).
- Calzada 'izquierda' (CI) o calzada 'sentido Madrid', compuesta por los viaductos 'pequeño' y 'mediano' separados por un tramo de calzada sobre suelo reforzado.

De acuerdo con esta nomenclatura, los vanos colapsados son, cronológicamente, los vanos 3 y 1 del viaducto grande de la calzada derecha o calzada sentido A Coruña.

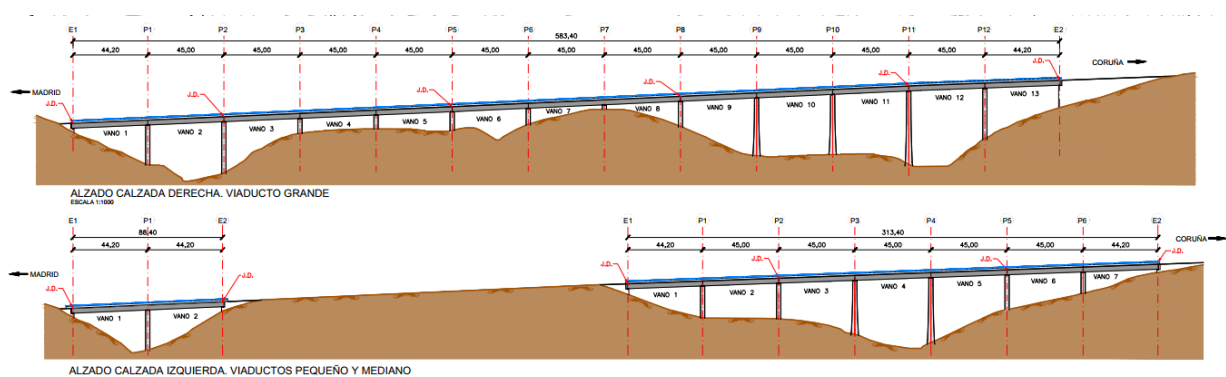


Figura 4. Definición de los elementos del viaducto según el proyecto de reparación. (Fuente: [5]). Nomenclatura adoptada en el informe.

Únicamente existe una excepción a la nomenclatura indicada anteriormente, que es la adoptada en los informes de investigación geotécnica [21] a [24] que refieren los elementos de la estructura a los proyectos de construcción debido a que los sondeos e investigaciones geotécnicas de dichos proyectos, lógicamente, están referenciados a los nombres de las pilas y estribos de los proyectos originales.

5. Descripción de la estructura y de los trabajos de reparación realizados

Se realiza a continuación una breve descripción de la estructura de los viaductos según se construyó y de las obras de reparación de emergencia proyectadas, y que se estaban llevando a cabo en el momento del colapso.

Estas descripciones se realizan, sin ánimo de exhaustividad y con el objeto de dar una autonomía suficiente al informe. Una descripción más detallada y completa de la obra construida se puede encontrar en el proyecto modificado nº 1 [2] y liquidación de la obra [4]. De la misma manera, una descripción más detallada y completa de los trabajos de reparación y su necesidad se pueden encontrar en el proyecto de reparación de las obras de emergencia [5].

5.1. Descripción de los viaductos

Los viaductos del Castro están situados en la Autovía del Noroeste, A-6, en la provincia de León, prácticamente en el límite con la provincia de Lugo a través del puerto de Piedrafita del Cebreiro, siendo la última estructura de la vertiente leonesa del puerto antes de superarlo a través del túnel de Piedrafita.



Figura 5. Localización de los viaductos del Castro en la autovía A-6. (Fuente: [5]).

El inicio del viaducto se sitúa aproximadamente en el punto kilométrico 430+000, y el inicio del segundo viaducto de la calzada sentido Madrid en el punto kilométrico 430+300.

La obra de paso se compone de tres viaductos que dan servicio a las dos calzadas de la siguiente manera:

- Calzada derecha, sentido A Coruña: viaducto grande (PK 430+000)
- Calzada izquierda, sentido Madrid: viaducto pequeño (PK 430+000) y viaducto mediano (PK 430+300)

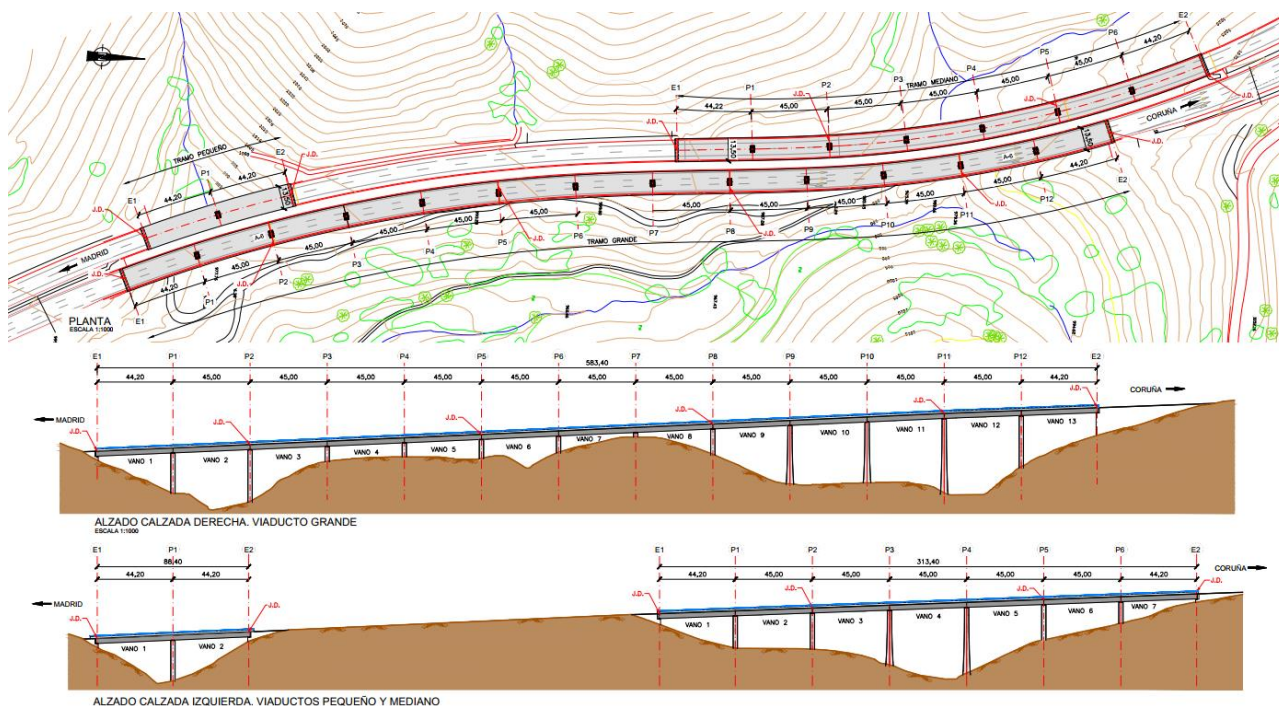


Figura 6. Planta y alzado de los viaductos del Castro. (Fuente: [5]).



Figura 7. Vista general de los viaductos del Castro. En primer término, el viaducto mediano y el final del viaducto grande. Al fondo, Piedrafita del Cebreiro. (Fuente: [5]).

El viaducto largo, correspondiente a la calzada sentido A Coruña presenta una longitud total de 583,40 m y está compuesto por 13 vanos de 45 m entre ejes, en general, excepto los vanos extremos que tienen una luz entre ejes de 44,20 m.

La calzada sentido Madrid está compuesta por dos viaductos: el denominado viaducto pequeño, con una longitud total de 88,40 m compuesto por 2 vanos de 44,20 m; y el viaducto mediano, con una longitud total de 313,40 m compuesto por 7 vanos de 45 m entre ejes, en general, excepto los vanos extremos que tienen una luz entre ejes de 44,20 m.

En alzado, las estructuras se sitúan en una pendiente constante de aproximadamente el 5 %. En planta, están afectadas por un cambio de signo en su curvatura, estando inscritas en una sucesión de curva y contracurva de radio mínimo 700 m. Este trazado en planta da lugar a diferentes peraltes en la sección a lo largo de su desarrollo.



Figura 8. Vista general del viaducto pequeño (izq.), mediano (cent.) y grande (der.). (Fuente: [5]).

5.1.1. Tablero

El tablero de los viaductos presenta una sección transversal de 13,5 m de anchura para dar lugar a una plataforma usable de 12,5 m. El canto estructural del tablero es 3,00 m. La sección es de tipo cajón monocelular con un ancho inferior de 4,00 m y superior de 7,35 m, con sendas alas en voladizo de 3,075 m, con un canto variable entre 0,40 y 0,20 m en el extremo.

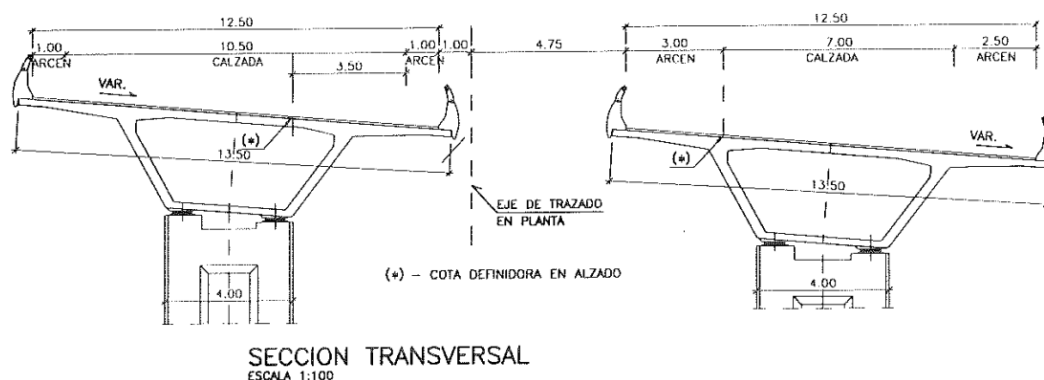


Figura 9. Sección tipo de las dos calzadas de la estructura. (Fuente: [2]).

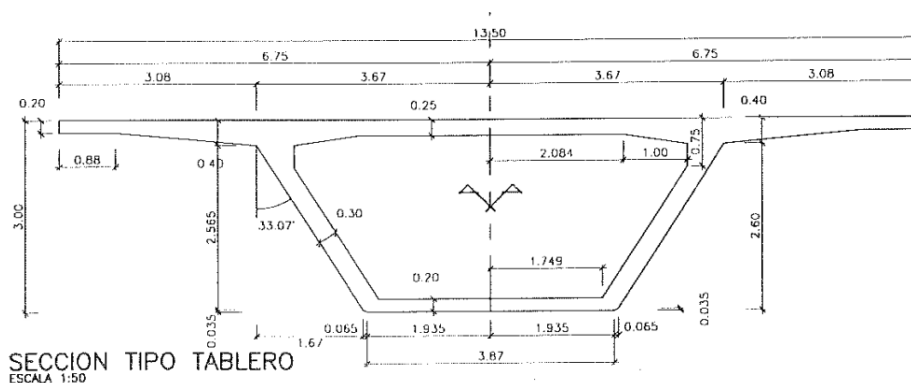


Figura 10. Sección tipo del tablero del tablero de los viaductos. (Fuente: [2]).

El tablero de los viaductos está formado por vanos isostáticos de 45,00 m de luz nominal entre ejes, con la excepción de los vanos extremos de los viaductos (adyacentes a los estribos), que presentan una luz entre

ejes de 44,20 m. Estos vanos están constituidos por 16 dovelas prefabricadas de hormigón, unidas 'a hueso', sin continuidad en su armadura y cosidas por medio de un pretensado exterior (fuera de la masa de hormigón, por el interior del cajón de la sección).

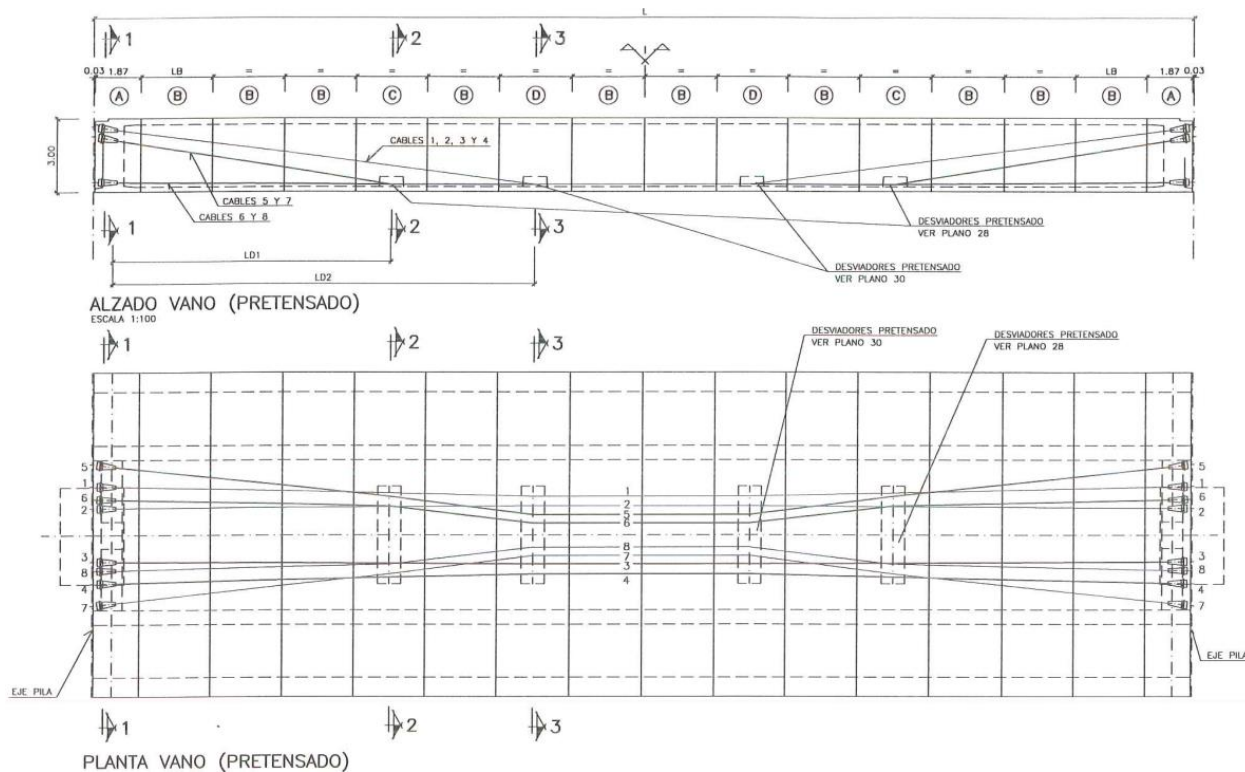


Figura 11. Alzado y planta del vano tipo con sus dovelas constitutivas y pretensado exterior. (Fuente: [2]).

Este pretensado estaba formado originalmente por 8 cables, 6 de ellos, los superiores, de 31 cordones de 0,60" (15,2 mm); y los dos inferiores de 24 unidades de 0,60", tesados respectivamente a 6172 kN y 4779 kN iniciales, correspondientes al 75 % de su carga de rotura.

Los cordones de pretensado eran de tipo convencional, protegidos por una vaina plástica inyectada con lechada de cemento.

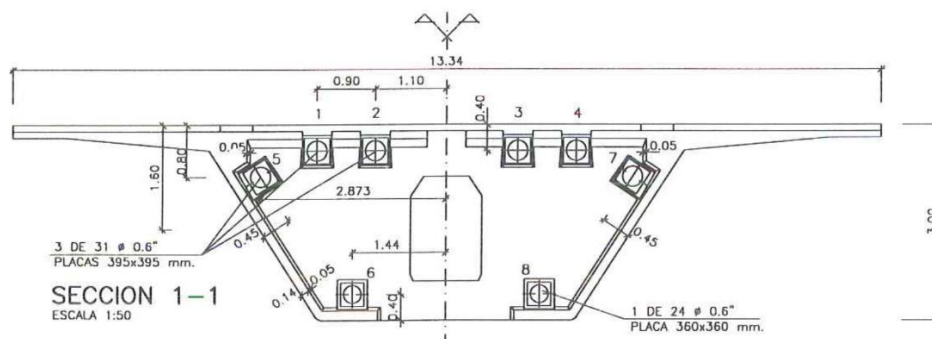


Figura 12. Sección tipo de anclajes en mamparo de pilas. (Fuente: [2]).

Los tableros tienen juntas de dilatación en los estribos, cada dos vanos en los tramos adyacentes a los estribos y cada tres vanos en el resto de su longitud, según se observa en su definición en alzado. En la plataforma, estas zonas de separación entre tableros se superan mediante juntas de elastómero armado.

Cuando no hay junta de dilatación entre vanos, éstos están conectados mediante una losa de continuidad a nivel de la plataforma de 0,20 m de espesor, que une las losas superiores de los dos vanos adyacentes.

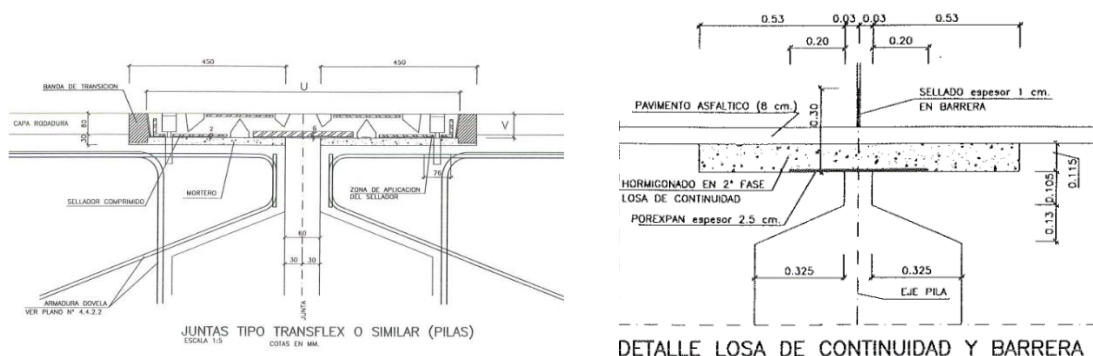


Figura 13. Junta de dilatación (izq.) y junta de continuidad (der.) en el tablero de los viaductos. (Fuente: [2]).

La plataforma se acaba, según el proyecto original, con una impermeabilización y 8 cm de pavimento.

5.1.2. Aparatos de apoyo

El tablero se apoya en pilas y estribos mediante aparatos de apoyo de neopreno zunchado sobre mesetas de nivelación de mortero. Las dimensiones de los aparatos de apoyo son variables dependiendo de si se sitúan en pilas o estribos, siendo los correspondientes a pilas de 600x600x90(65) y los situados sobre los estribos de 600x600x135(95).

5.1.3. Pilas

La obra se ha ejecutado con pilas de hormigón armado de dos tipos diferentes: de sección constante y de sección variable, en función de su altura, siendo las de mayor altura de sección variable.

La sección transversal de las pilas es de doble T, rematada con un capitel rectangular que envuelve a dicha sección. Las dimensiones envolventes de la sección de tipo constante son 4,00 m de ancho y 2,60 m de canto. En el caso de las pilas de sección variable, el canto crece hasta los 4,60 m.

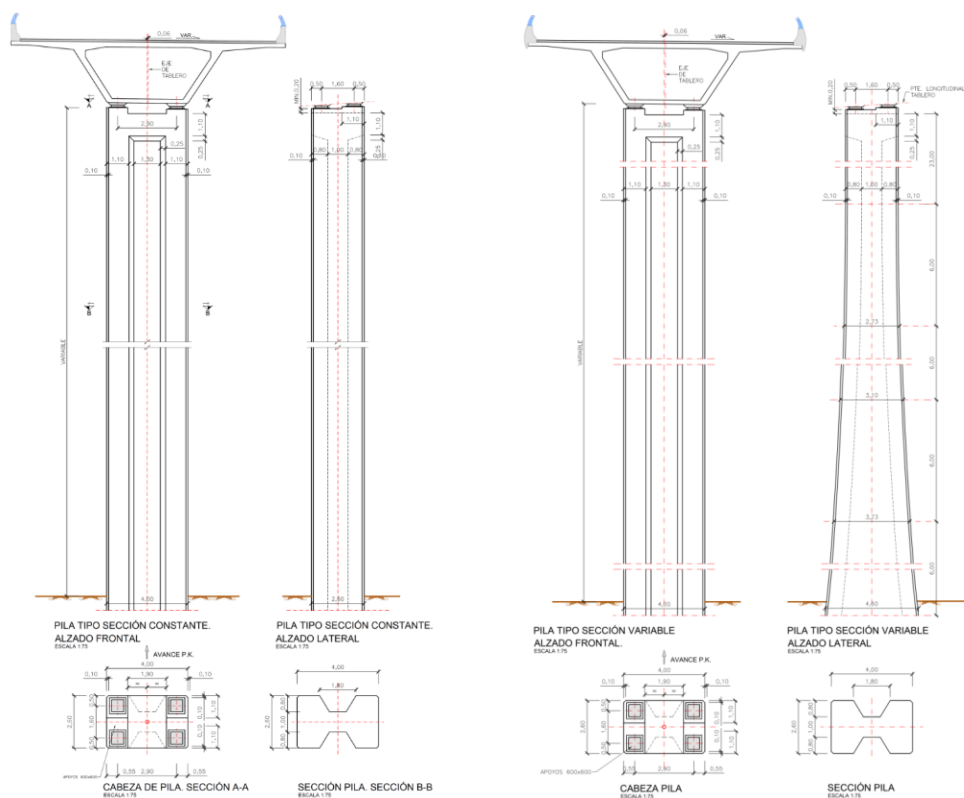


Figura 14. Pilas de sección constante y de sección variable. (Fuente: [5]).

5.1.4. Estribos

Todos los estribos de la obra están constituidos por un cargadero de hormigón armado situado sobre macizos de suelo reforzado.

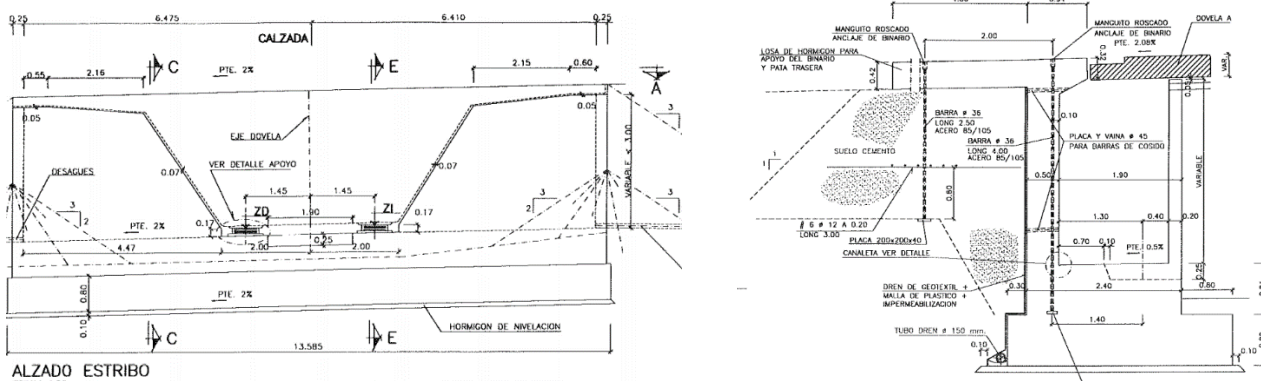


Figura 15. Estribo tipo. Alzado y sección. (Fuente: [2]).

5.1.5. Cimentaciones

En los viaductos del Castro existen tres tipos de cimentaciones:

- Cimentaciones directas apoyadas sobre un relleno de hormigón en masa de espesor variable.
- Cimentación profunda mediante pilotes de 1,50 m de diámetro. En general, cada cimentación tiene 5 pilotes excepto la pila P3 del viaducto mediano sentido Madrid que tiene 6 pilotes.

- Cimentación profunda mediante micropilotes de 1000 kN de capacidad, en número variable según las pilas.

Los estribos están cimentados de forma directa sobre los macizos de suelo reforzado

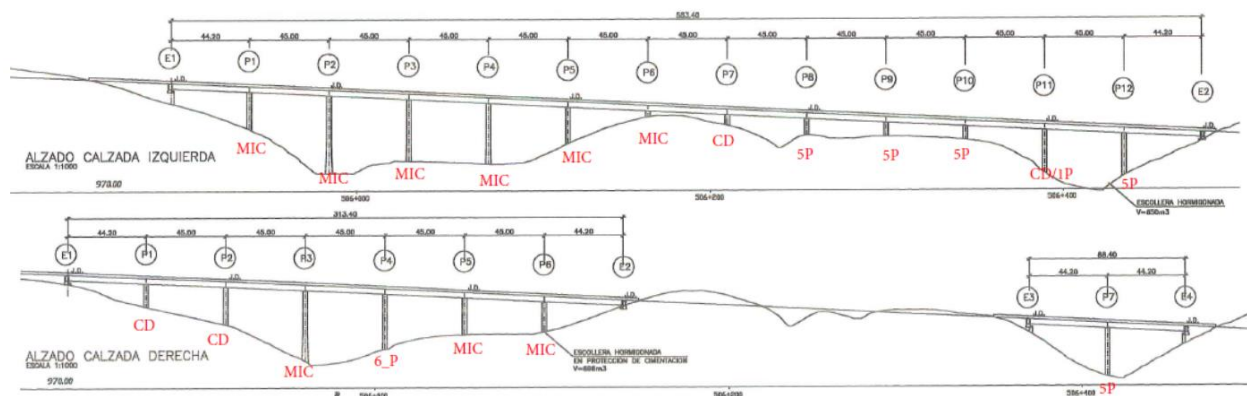


Figura 16. Esquema de tipología de cimentaciones según la liquidación de la obra. (Fuente: [21]). Nomenclatura proyecto original.

Debe señalarse que, entre el proyecto modificado nº 1 [2] y la liquidación de la obra [4] existen ciertas discrepancias en las cimentaciones adoptadas para cada pila, mostrándose en el siguiente cuadro las características indicadas en cada uno de ellos.

| PILA | Altura pila (m) | Cota roca sana | MODIFICADO Nº 1 | | | | LIQUIDACIÓN | | | | | |
|---------|-----------------|----------------|---------------------------|-------------------------------|--|--------------|-------------------------------------|--------|---------|-------------------------------|--|--------------------------|
| | | | Cimentación | Cota superior encepado/zapata | Cota apoyo (base zapata/punta pilotes) | L pilote (m) | Cimentación | Zcim | ZC | Cota superior encepado/zapata | Cota apoyo (base zapata/punta pilotes) | L pilote/micropilote (m) |
| P-1 CD | 15.24 | 1006 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 1009 | 1003.80 | 3.10 | CD (8,4 x 6,5) 8 kp/cm ² | | 1005.14 | 1007.75 | 1005.15 | |
| P-2CD | 23.71 | 997.5 | CD (8,25 x 8) | 999 | 997.15 | | CD (8,4 x 6,5) 8 kp/cm ² | | 995.35 | 999.00 | 995.35 | |
| P-3 CD | 41.61 | 974.5 | 6 pilotes (9 x 9) | 982.5 | 969.30 | 10.60 | MIC 56 (8,5 x 8,5) | | 987.60 | 987.60 | 959.89 | 25.21 |
| P-4 CD | 31.93 | 972.5 | 6 pilotes (9 x 9) | 987.5 | 969.30 | 15.60 | 6 pilotes (8,5 x 10) | 969.50 | 970.40 | 988.00 | 970.00 | 15.50 |
| P-5 CD | 22.83 | 990±2 | CD (8,25 x 8) | 993.25 | 991.4 | | MIC 48 (8,40 x 7,40) | | 993.00 | 995.50 | 983.43 | 9.57 |
| P-6 CD | 18.63 | 987±2 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 994.3 | 985.1 | 7.1 | MIC 48 (8,40 x 7,40) | | 991.95 | 994.45 | 978.10 | 13.85 |
| P-7 CD | 30.22 | 963 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 972.75 | 960.3 | 10.35 | 5 pilotes (8,5 x 7,10) | 960.00 | 960.40 | 973.75 | 960.17 | 11.25 |
| P-1 CI | 24.97 | 991 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 996 | 988.30 | 16.60 | MIC 48 | | 1000.25 | 1002.75 | 991.33 | 8.92 |
| P-2 CI | 47.38 | 968 | 6 pilotes (9 x 9) | 979.25 | 965.30 | 11.85 | MIC 56 | | 976.75 | 979.50 | 963.63 | 13.37 |
| P-3 CI | 38.73 | 975.5 | 6 pilotes (9 x 9) | 983.5 | 972.80 | 8.60 | MIC 56 | | 981.00 | 983.50 | 969.51 | 11.49 |
| P-4 CI | 37.23 | 982 | CD (8,25 x 8) | 978.75 | 976.90 | | MIC 39 | | 979.65 | 981.65 | 968.85 | 10.80 |
| P-5 CI | 24.09 | 986 | CD (8,25 x 8) | 987 | 985.15 | | MIC 48 | | 985.25 | 987.75 | 970.67 | 14.58 |
| P-6 CI | 7.11 | 991 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 991 | 988.30 | 16.60 | MIC 48 | | 1005.50 | 1008.00 | 993.16 | 12.34 |
| P-7 CI | 5.08 | 991.5 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 991.5 | 988.80 | 4.85 | CD (8,4 x 6,5) 8 kp/cm ² | | 995.57 | 998.00 | 995.37 | |
| P-8 CI | 14.67 | 989 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 989 | 986.30 | 5.10 | 5 pilotes (8,5 x 7,10) | 986.00 | 985.40 | 993.50 | 986.00 | 6.00 |
| P-9 CI | 10.40 | 981.5 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 981.5 | 978.80 | 11.10 | 5 pilotes (8,5 x 7,10) | 978.50 | 978.90 | 990.00 | 978.50 | 9.00 |
| P-10 CI | 10.14 | 985.5 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 985.5 | 982.80 | 8.60 | 5 pilotes (8,5 x 7,10) | 982.50 | 982.90 | 993.50 | 982.50 | 8.50 |
| P-11 CI | 25.42 | 962 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 962 | 959.30 | 13.60 | CD (8,4 x 6,5) 8 kp/cm ² | | 971.82 | 974.25 | 971.82 | |
| P-12 CI | 26.66 | 960 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 960 | 957.30 | 13.60 | 5 pilotes (8,5 x 7,10) | 957.00 | 957.40 | 973.00 | 957.00 | 13.50 |

Figura 17. Cuadro comparativo entre la cimentación de pilas de los viaductos según el proyecto modificado nº 1 [2] y la liquidación de la obra [4]. (Fuente: [23]). Nomenclatura proyecto original.

El aspecto más reseñable con respecto al colapso es el hecho de que la cimentación de la pila P2 (P11 según nomenclatura del proyecto original) del viaducto sentido A Coruña está registrada en la liquidación de la obra [4] con cimentación directa y un pilote central, configuración muy poco convencional y técnicamente incoherente.

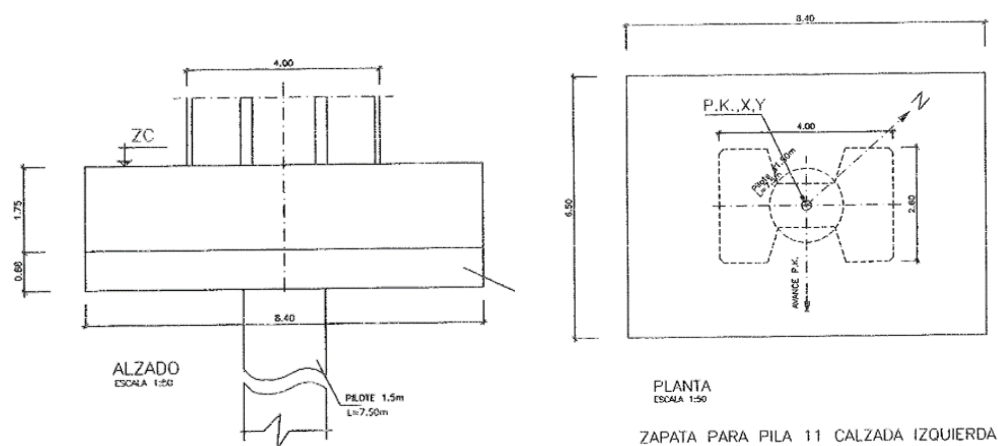


Figura 18. Cimentación de la pila P2 (P11 según proyecto original) del viaducto sentido A Coruña según la liquidación de las obras [4]. (Fuente: [4]).

5.2. Descripción de los trabajos de reparación

Se realiza a continuación un resumen de los trabajos que se estaban realizando en la obra de emergencia para la reparación de los viaductos del Castro.

5.2.1. Descripción de los daños detectados en la estructura

Desde el inicio del año 2021 se realizaron diversas operaciones de inspección en el viaducto.

La circunstancia principal que dio lugar a las obras de reparación de emergencia fue la detección de un deterioro grave y generalizado en el sistema de pretensado exterior de los viaductos debido a la corrosión de los cordones que lo constituyen, y acentuados por la ausencia o deficiente impermeabilización de la estructura y el frecuente uso de sales fundentes. Adicionalmente, la inspección detectó varios puntos con defectos de inyección de los tendones y por lo tanto sin protección efectiva frente a los agentes agresivos exteriores.

La inspección del sistema de pretensado llegó a detectar la falta de tensión y rotura completa de uno de los cables (cable 5 del vano 7 de la calzada sentido Madrid), observándose la rotura por corrosión de gran parte de los cordones.



Figura 19. Estado de la vaina retraída sin protección de los cables (izq). Anclaje de pretensado con alambres deslizados (der.) (Fuente: [5]).



Figura 20. Imágenes de los cordones rotos por corrosión del cable de pretensado. (Fuente: [5]).

Los resultados finales de la inspección llevaron a la conclusión de que un elevado porcentaje de cables del sistema de pretensado, el 70 %, presentaban índices de daño medios y graves que no permitían garantizar su integridad a corto o medio plazo.

Esta circunstancia condujo a la declaración de emergencia para las obras de sustitución del sistema de pretensado de los viaductos.

Adicionalmente, las inspecciones detectaron múltiples daños y deterioros de diferente carácter y naturaleza, pero fundamentalmente de carácter durable, entre otros:

- Deficiente comportamiento y estado de las losas de continuidad entre vanos del viaducto que, además, impedían su estanqueidad y permitían el paso de agua y sales fundentes hacia los anclajes superiores del sistema de pretensado. Estas losas de continuidad ya se habían reparado en el año 2013.
- Daños durables en los paramentos exteriores de hormigón armado de los diferentes elementos: estribos, cabeza de pilas, dovelas extremas de los vanos, zonas de apoyo, caras inferiores de voladizo, etc. Estos daños eran debidos a la continua filtración de agua desde la plataforma y acentuados por el uso invernal de sales fundentes. En algunos casos, los daños superficiales se convertían en fisuras de apertura importante, desconchones o pérdidas de recubrimiento.
- Daños durables en los paramentos interiores de hormigón armado, fundamentalmente en la losa superior del tablero, debido a la filtración de agua desde la plataforma, dando lugar a desconchones y pérdidas de recubrimiento en áreas notablemente extensas del interior del cajón, que dejan las armaduras a la vista y sin protección alguna frente a la corrosión.
- Daños en los aparatos de apoyo, observándose que algunos estaban reptados, con deformaciones superiores a las admisibles o con sus chapas de apoyo corroídas.
- Otros daños de menor gravedad o relevancia.



Figura 21. Daños en las losas de continuidad a nivel de plataforma (izq). Daños en cajetines de los anclajes de pretensado derivados de la falta de estanqueidad de la junta (der). (Fuente: [5]).



Figura 22. Daños durables en superficies exteriores. (Fuente: [5]).



Figura 23. Daños durables en superficies interiores. (Fuente: [5]).

Los trabajos de inspección se completaron con toma de muestras y ensayos, tanto de campo como en el laboratorio, que permitieron definir la extensión de los deterioros y el estado real de la estructura, sin ánimo de exhaustividad:

- Inspección de los paramentos exteriores del puente
- Inspección de los paramentos interiores del puente
- Apertura de calas
- Caracterización del hormigón de almas y mamparos de los viaductos (primera campaña)
- Caracterización del hormigón de la losa superior de los viaductos (segunda campaña)

- Inspección y categorización de daños en los cables del sistema de pretensado
- Ensayo en laboratorio de muestras de cables y anclajes del sistema de pretensado
- Ensayos de cuerda vibrante de los cables del sistema de pretensado

De todos estas inspecciones y ensayos se da cuenta en el proyecto de reparación y sus anejos [5].

5.2.2. Descripción de los trabajos de reparación

Con el objeto de subsanar los daños existentes y prolongar la vida útil de los viaductos, el proyecto de reparación definió los siguientes trabajos:

- Implementación de cables de refuerzo
- Sustitución de los cables del sistema de pretensado exterior
- Saneo y refuerzo de las losas de continuidad
- Reparación de los daños durables tanto exteriores como interiores
- Sustitución de aparatos de apoyo con patologías
- Impermeabilización de la plataforma y protección de mamparos y cajetines

Las tres primeras actuaciones son las más relevantes en relación con el análisis del colapso, por lo que se desarrollan de forma breve a continuación.

5.2.2.1. Implementación de cables de refuerzo

El análisis estructural inicial sobre la seguridad del vano tipo de los viaductos había proporcionado como conclusiones que, en caso de fallo, la existencia efectiva de menos de 6 cables de los 8 instalados inducía al vano a una situación de riesgo cierto no controlado y que exigía la interrupción del servicio de la estructura.

Para solventar esta situación y permitir la segura sustitución de los cables, se definió un refuerzo de los vanos del tablero mediante dos cables adicionales de 16 cordones de 0,62" (15,7 mm) en la cara inferior del tablero. La instalación de estos cables dio lugar a la necesidad de ejecutar macizos de anclaje y desvío en la zona de mamparo y desviadores extremos, así como las perforaciones necesarias para el paso de los cables en el mamparo y los desviadores.

Estos cables suplementarios han sido tesados inicialmente a 3348 kN.

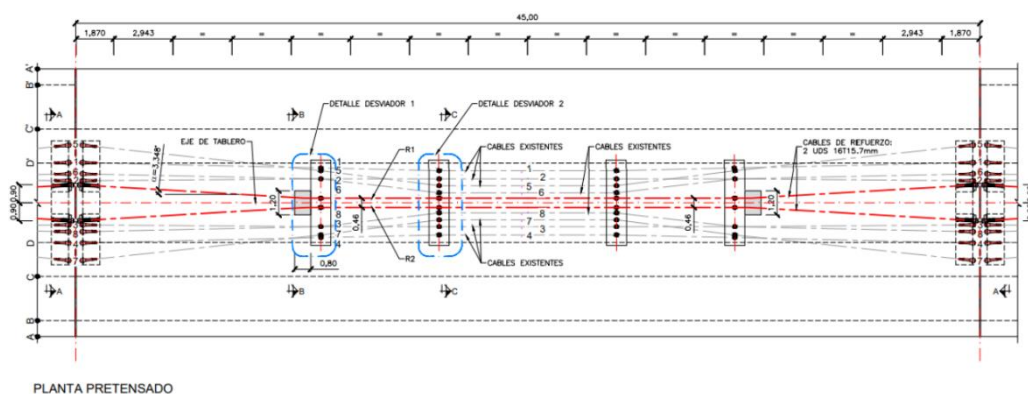


Figura 24. Planta de pretensado del proyecto de reparación [5], con los cables de refuerzo indicados en rojo. (Fuente: [5]).

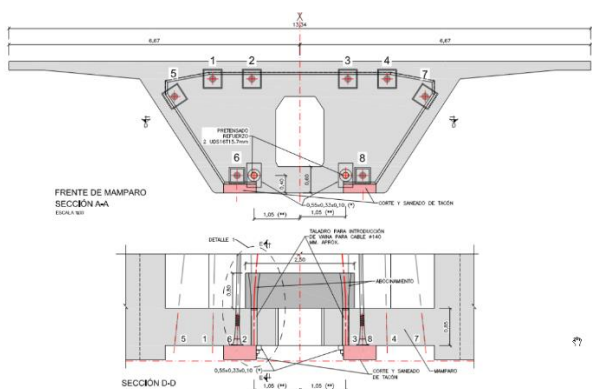


Figura 25. Alzado y sección de los nuevos cables de pretensado en el mamparo (izq). Imagen del interior del cajón con los cables de refuerzo instalados (der). (Fuente: [5]).

Estos trabajos se llevaron a cabo en la totalidad de los tramos de los viaductos entre agosto y diciembre de 2021.

5.2.2.2. Sustitución de los cables del sistema de pretensado exterior

Tras el refuerzo de los vanos de los viaductos, se procedió a la sustitución sucesiva de la totalidad de los cables del sistema de pretensado exterior, empezando por el viaducto sentido A Coruña.

Además de los dos cables suplementarios instalados, los nuevos cables de sustitución tienen cordones de sección 150 mm² (0,62") en lugar de los 140 mm² (0,60") de los cables originales de la obra, de forma que los cables superiores de 31 cordones de 0,60" fueron sustituidos por cables de 27 cordones de 0,62"; y los cables inferiores de 24 cordones de 0,60" fueron sustituidos por cables de 22 cordones de 0,62". Los cables de 27 cordones fueron tesados a 5650 kN y los cables de 24 cordones a 4605 kN.



Figura 26. Operación de corte de los cables existentes (izq). Enfilado de cables nuevos (der). (Fuente: [5]).

Los nuevos cordones, además, estarán protegidos por una grasa intersticial, una vaina plástica individual, y se instalarán dentro de una vaina plástica colectiva inyectada con lechada de cemento.

Una descripción más extensa del nuevo sistema de pretensado y su procedimiento de sustitución se puede encontrar en el proyecto de reparación [5].

5.2.2.3. Saneo y refuerzo de las losas de continuidad

Con el objeto de subsanar el deterioro existente y la falta de impermeabilidad de las losas de continuidad entre los vanos del tablero que no constituyen junta de dilatación, el proyecto de reparación [5] definió una operación de reparación consistente en la hidrodemolición de la losa existente y las zonas adyacentes de los tableros, en una banda de anchura total 5,20 m centrados en el eje de la pila; esto es en la totalidad de la dovela de mamparo y en parte de la siguiente dovela.

La hidrodemolición a realizar se define por zonas, en función de la armadura existente en el tablero, fijando los espesores a hidrodemoler de 90, 50 y 75 mm, con la indicación de que no se superen nunca dichos valores.

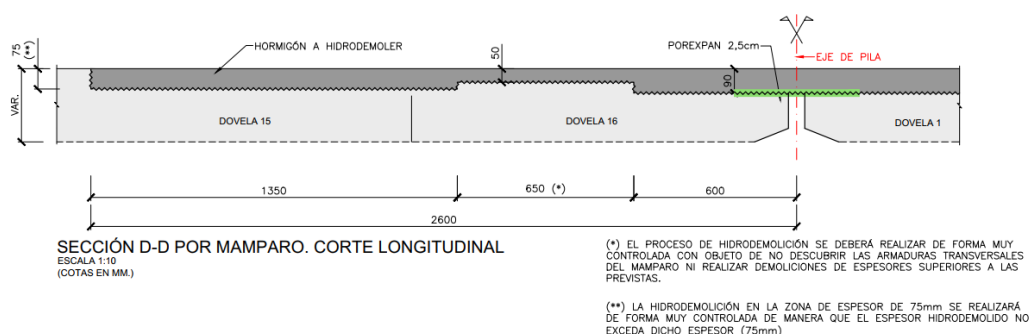


Figura 27. Definición de la zona a hidrodemoler en la operación de saneo y refuerzo de losa de continuidad. (Fuente: [5]).

Una vez hidrodemolido la zona indicada se realizaba una reconstrucción de la misma mediante un armado adicional y hormigonado de una losa con un espesor 5 cm mayor que la losa original.

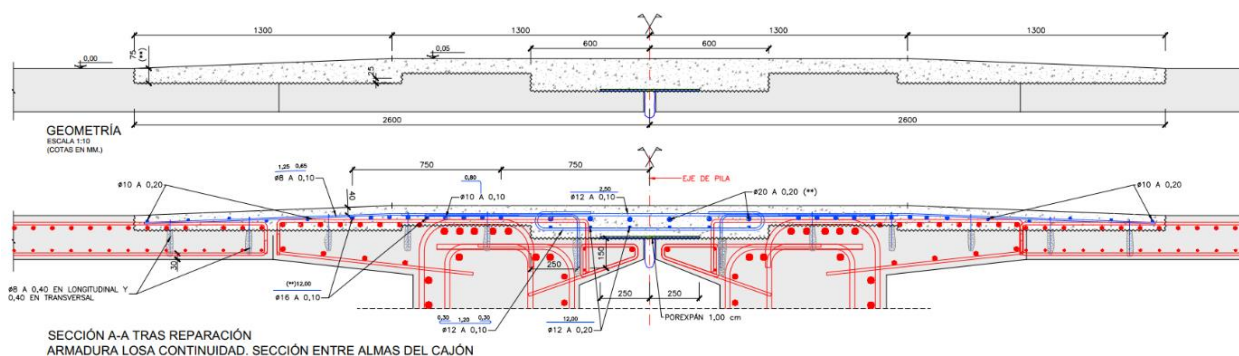


Figura 28. Detalle de la reconstrucción de la losa de continuidad. Geometría y armadura. (Fuente: [5]).

5.2.3. Estado de avance de los trabajos de reparación en el momento del colapso

En el momento del primer colapso, el 7 de junio de 2022, el avance de los trabajos de reparación era el siguiente:

- Implementación de cables de refuerzo: Se habían instalado la totalidad de los cables de refuerzo en la totalidad de los tramos de los viaductos.
- Sustitución de los cables del sistema de pretensado exterior: El sistema de pretensado se había sustituido en la totalidad del viaducto grande, sentido A Coruña, con la excepción de 7 cables, correspondientes a 4 vanos, hacia el final del viaducto, por lo tanto, alejados de las zonas

colapsadas. En los viaductos de la calzada sentido Madrid, no se habían comenzado los trabajos de sustitución, habiéndose cambiado únicamente 7 cables para la realización de la calibración de los métodos de investigación.

- Saneamiento y refuerzo de las losas de continuidad: Se había hidrodemolido la zona de junta sobre la pila P1 del viaducto sentido A Coruña. En la pila P3, se había hidrodemolido la parte correspondiente al vano 3 y la correspondiente al vano 4, se acababa de iniciar.
- Reparación de los daños durables tanto exteriores como interiores: Habían dado comienzo.
- Sustitución de aparatos de apoyo con patologías: No iniciados
- Impermeabilización de la plataforma y protección de mamparos y cajetines: Realizado el fresado completo del pavimento de la calzada sentido A Coruña, y parcial en el sentido Madrid. Algunos de los cajetines de protección de los anclajes con su armadura montada.

El tráfico estaba cortado en la calzada sentido A Coruña, mientras que la calzada sentido Madrid se encontraba en servicio, con un solo carril y limitada la circulación a vehículos de menos de 44 toneladas.

6. Descripción de la situación de los viaductos tras los colapsos

Se describe a continuación la situación de los viaductos después de cada uno de los colapsos.

6.1. Colapso del vano 3 del viaducto de la calzada sentido A Coruña

El día 7 de junio de 2022, hacia las 10:30 de la mañana, se produjo el colapso frágil y sin aviso previo del vano 3 del viaducto de la calzada sentido A Coruña.

En el momento del colapso se estaban realizando operaciones de hidrodemolición de la zona de junta de continuidad sobre la pila P3 en el vano 4, tras haber finalizado estas mismas operaciones en el vano 3 de esta misma junta.

La situación posterior al colapso se caracteriza por las siguientes circunstancias principales:

- El vano del tablero colapsado se encuentra caído sobre el terreno, entre las pilas P2 y P3, aproximadamente en la vertical de su situación previa al colapso, y 'volcado' hacia el exterior de la estructura debido a la pendiente del terreno.
- Las dovelas del semivano más cercano a la pila P2 se encuentran aparentemente íntegras, mientras que las del semivano más cercano a la pila P3 tienen daños mayores; en concreto, la dovela que corresponde al mamparo sobre la pila P3 tiene un elevado número de daños, estando ciertas zonas completamente desintegradas, mientras que la dovela del mamparo sobre la pila P2 se encuentra aparentemente íntegra.
- La pila P2 se encontraba desplazada unos 2 m en su coronación hacia el lado Madrid, habiendo montado el vano 2 del viaducto completamente sobre ella. Este desplazamiento se ha producido arrastrando los aparatos de apoyo sobre la superficie de coronación de la pila. En la pila no se observan daños significativos, habiéndose desplazado aparentemente como un sólido rígido, girando con respecto a un punto por debajo de la superficie del terreno. A priori, no se detectan impactos o rozaduras relevantes compatibles con un desplazamiento del orden del producido.
- En la pila P3, no se aprecian daños significativos.
- Los desviadores del interior del tablero, aparentemente, no presentan daños significativos.
- Los cables del vano, recientemente sustituidos, tampoco presentan signos de rotura.



Figura 29. Situación del viaducto sentido A Coruña tras el colapso del vano 3. (Fuente: [7]. Elaboración propia).



Figura 30. Situación del viaducto sentido A Coruña tras el colapso del vano 3. (Fuente: [7]. Elaboración propia).



Figura 31. Situación de la coronación de la pila P2 tras el colapso del vano 3. (Fuente: [7]. Elaboración propia).



Figura 32. Dovela del mamparo de pila P3 (izq.) con elevado nivel de daños, en comparación con el mamparo de pila P2, aparentemente íntegro.

Tras el colapso, se suspenden los trabajos de reparación y se restringe el acceso al viaducto colapsado.

6.2. Colapso del vano 1 del viaducto de la calzada sentido A Coruña

El día 16 de junio de 2022, 9 días después del primer colapso, hacia las 19:00 de la tarde, se produjo el colapso del vano 1 del viaducto de la calzada sentido A Coruña, de forma igualmente frágil y sin previo aviso.

En el momento del colapso, los trabajos estaban suspendidos, siendo las últimas actuaciones que se realizaron en el ámbito, la hidrodemolición de la zona de junta sobre la pila P1.

La situación posterior al segundo colapso se caracteriza por las siguientes circunstancias principales:

- El segundo vano colapsado se encuentra también caído sobre el terreno, entre el estribo E1 y la pila P1, aproximadamente en la vertical de su situación previa al colapso, con cierto movimiento hacia P2 debido a la pendiente del terreno.
- La práctica totalidad de las dovelas se encuentran aparentemente íntegras, con la excepción de una dovela central que, debido a haber caído en una zona de cambio de pendiente del terreno presenta daños importantes, y de la dovela que corresponde al mamparo sobre la pila P1 que tiene un elevado número de daños, estando ciertas zonas completamente desintegradas, de manera semejante a la dovela de mamparo de pila P3 del colapso previo.
- Ni en la pila P1, ni en el estribo E1, a priori, se aprecian daños significativos. La pila P1, podría presentar un ligero desplome difícilmente apreciable a simple vista.
- Los desviadores del interior del tablero presentan algunos daños en forma de roturas entre el desviador y el alma del tablero.
- Los cables del vano, sustituidos de forma reciente, tampoco presentan signos de rotura.

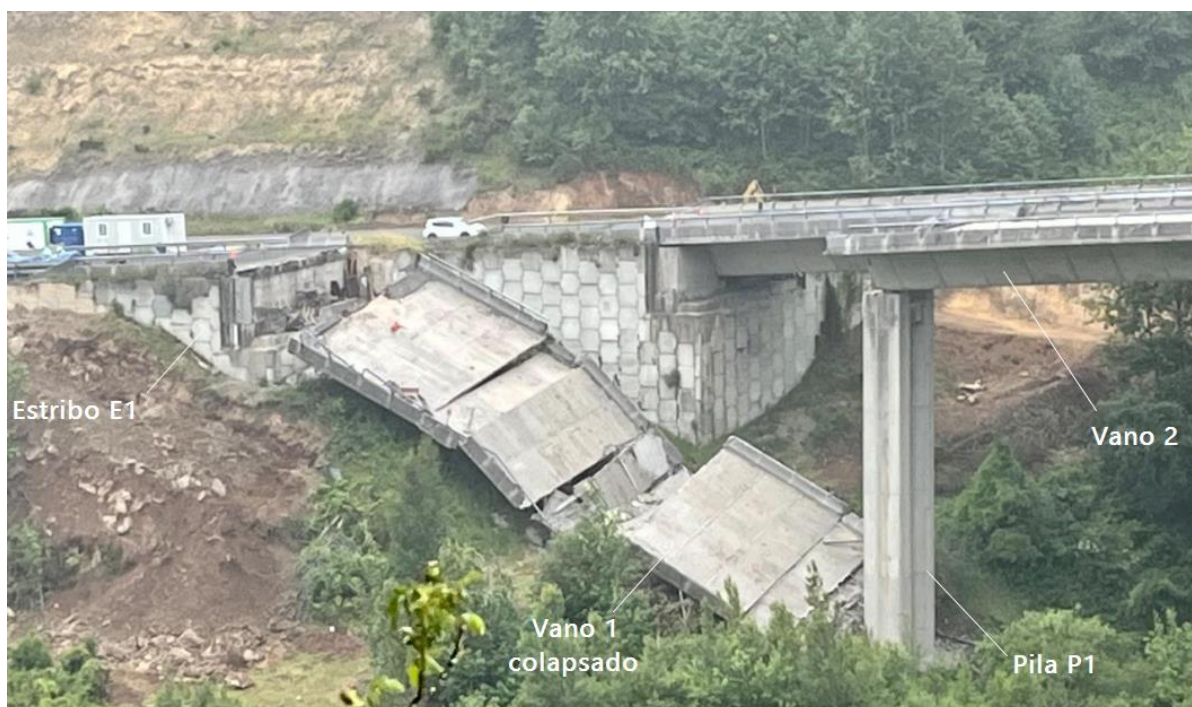


Figura 33. Situación del viaducto sentido A Coruña tras el colapso del vano 1. (Fuente: [8]. Elaboración propia).



Figura 34. Situación del viaducto sentido A Coruña tras el colapso del vano 1. (Fuente: [8]. Elaboración propia).



Figura 35. Dovela del mamparo de pila P1 (izq.) con elevado nivel de daños, en comparación con el mamparo de estribo E1, aparentemente íntegro.

Tras este segundo colapso, se mantiene la suspensión de los trabajos de reparación y se restringe el acceso a la totalidad de los viaductos, tanto sobre la plataforma, como por debajo.

7. Exposición de los resultados principales de la investigación sobre las causas del colapso

La investigación de las causas del colapso se puede dividir en dos tipos:

- Investigaciones de campo sobre el estado de los viaductos, conducentes a determinar el estado de estos a nivel visual, tanto de los vanos no afectados por el colapso como de los restos de los vanos colapsados; y a caracterizar los materiales de construcción empleados, fundamentalmente hormigones, y el terreno sobre el que se cimenta el viaducto.
- Investigaciones analíticas en gabinete, conducentes a establecer el estado tenso-deformacional en el que se encontraban los viaductos, previamente y en el momento del colapso, y a determinar si su capacidad resistente era, a nivel teórico, suficiente para resistir las acciones a las que estaban sometidos; o por el contrario, eran susceptibles de estar en una situación compatible con los colapsos acaecidos.

Para la investigación de campo se ha seguido la siguiente metodología:

- Establecimiento de la protocolización para el proceso de investigación, de acuerdo con el documento [10]
- Emisión de los documentos de especificación de investigaciones, reflejadas en los documentos [11], [12], [14] y [18] para las investigaciones relativas a los materiales y la inspección visual; y en el documento [13] para las investigaciones geotécnicas. En estas especificaciones se describían el objeto de las investigaciones a realizar y los resultados a obtener.
- Redacción de los protocolos de investigación, correspondientes a los documentos [15], [16] y [17] para las investigaciones relativas a los materiales y la inspección visual; y en el documento [22] para las investigaciones geotécnicas. En estos protocolos se establecían los trabajos en concreto a realizar y los condicionantes para llevarlos a cabo.
- Realización de las actividades de investigación de acuerdo con los protocolos redactados.
- Emisión de los informes de resultados de la investigación, correspondientes a los documentos [20] para la investigación de materiales, [19] para la inspección visual y [23] y [24] para las investigaciones geotécnicas.

Es importante reseñar que todos los procesos de investigación y toma de muestras se han realizado manteniendo las condiciones de Seguridad y Salud establecidas tras el segundo colapso, según las cuales se restringía el acceso a los viaductos no afectados y al terreno en el entorno de su vertical, por lo que tanto las inspecciones como la toma de muestra para ensayo se han tenido que realizar desde el exterior de estas zonas, mediante cestas colgadas de grúas.

7.1. Inspección visual

La inspección visual de los restos de los colapsos se ha realizado a partir de las visitas de inspección realizadas por el autor del informe los días 5 de julio, 17 de agosto y 4 de octubre de 2022, que han sido completadas a partir de lo contenido en el documento resumen de inspecciones visuales [19].

En este apartado se realizará una descripción de los hallazgos más relevantes obtenidos en los vanos colapsados y en el vano 2, demolido de forma controlada en agosto de 2022, que puede servir como patrón

o elemento diferencial que, con un tratamiento similar a los dos vanos colapsados, no ha sufrido ningún fallo.

Adicionalmente, se realizará un análisis del proceso de demolición controlada, que permitirá determinar algunos aspectos fundamentales que pueden aplicarse para entender el colapso de los vanos 1 y 3 del viaducto sentido A Coruña.

7.1.1. Inspección del vano 3 colapsado inicialmente

El vano 3 tras su colapso quedó caído sobre el terreno entre las pilas P2 y P3 aproximadamente en la vertical de su situación previa al colapso y 'volcado' hacia el exterior de la estructura debido a la pendiente del terreno, sobre el que cayó. Las dovelas que componen el tablero se encuentran parcialmente separadas por la pérdida del pretensado que las unía y su posición se adapta a las condiciones del terreno donde se detuvo la caída.



Figura 36. Situación del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Vista desde el muro de suelo reforzado (izq) y desde la carretera nacional.

El mamparo 1 sobre la pila P2 está completamente acodado contra el arranque de esta sobre el terreno y prácticamente íntegro, mientras que el mamparo 2 sobre la pila P3 se sitúa ligeramente separado de ella y presenta un nivel de daños muy elevado.



Figura 37. Mamparo de pila P2 (izq) y mamparo de pila P3 (der) del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso.

La dovela del mamparo 1 (pila P2) presenta algunos daños de tipo durable de carácter mínimo, fundamentalmente en las almas y alas del cajón. La zona del mamparo apenas presenta ciertas eflorescencias por el interior y escorrentía por el exterior.



Figura 38. Mamparo de pila P2 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Vista interior. (Fuente: [19])

El mamparo 2, sobre pila P3, sin embargo, presenta un elevado nivel de daños, mostrándose la rotura de la zona acartelada de la losa superior de la dovela de mamparo, que prácticamente ha desaparecido, al igual que parte de las almas laterales, estando el mamparo prácticamente en contacto con la dovela siguiente.



Figura 39. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Vistas interiores. (Fuente: [19])

Desde el exterior se aprecia, igualmente, el 'encabalgamiento' de una dovela sobre la otra, habiéndose perdido de forma prácticamente total la zona de losa acartelada de la dovela inicial fuera del mamparo.



Figura 40. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Vista exterior. (Fuente: [19])



Figura 41. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Zona acartelada completamente rota.

La zona superior del paso de hombre presenta fisuras que se cierran hacia el exterior, manifestando una flexión de eje vertical del mamparo.



Figura 42. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Vista interior. (Fuente: [19])

Los anclajes, situados en la zona exterior del mamparo presentan un cierto hundimiento sobre el propio mamparo, estimándose que algunos se han podido introducir unos 10 cm hacia el interior. Esta entrada del anclaje en el mamparo se ha producido por un plano de rotura perimetral exterior a la armadura de confinamiento del anclaje.



Figura 43. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Hundimiento de anclajes.

El mamparo muestra unas condiciones de durabilidad muy deterioradas, con evidencia de corrosión generalizada en sus armaduras, expulsión del recubrimiento e incluso evidencia de rotura de barras de armado debidas a la corrosión. Esta pérdida de las condiciones de durabilidad se aprecia tanto por la cara exterior como por la interior, estando más acusada en la cara exterior del mamparo.



Figura 44. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Estado de durabilidad deteriorado.

Los desviadores del vano se muestran íntegros en sí mismos, pero se aprecia una separación con desgarramiento con respecto al alma del cajón, mientras que permanecen conectados a la losa inferior. Probablemente, la separación del desviador del alma del cajón se ha producido debido a la caída.

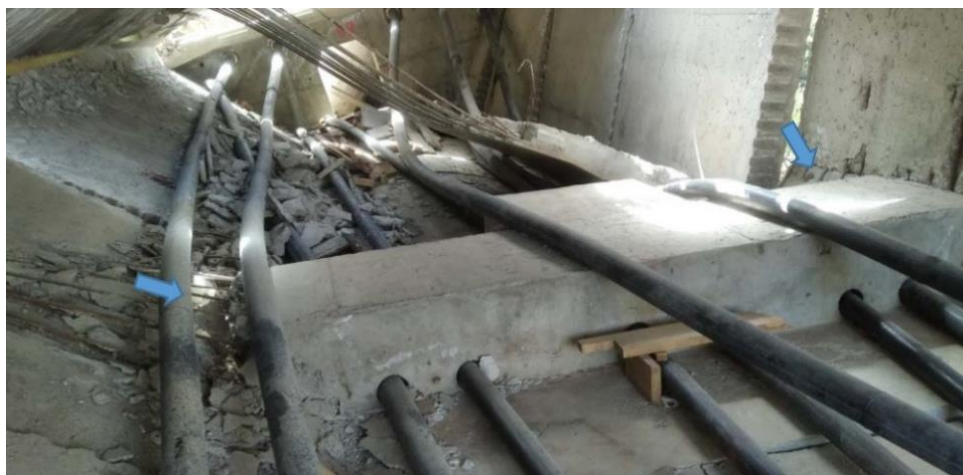


Figura 45. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Desviador. (Fuente: [19])

El interior del tablero presenta daños durables de corrosión superficial de los paramentos, según se indicaba en el proyecto de reparación [5], cierta separación en lajas de elementos como la losa superior, que aparentemente no habían sufrido daños, y diversos daños derivados de la caída del vano, que se consideran de menor relevancia en relación con la causa del colapso.

La pila P3 tras el colapso no mostraba ninguna evidencia de daño o deterioro debido al mismo. Sin embargo, la pila P2 mostraba evidencias de daño en los bordes de su coronación, debidos probablemente a un golpe o rozamiento en la caída del vano y se desplazó 1,79 m hacia el vano 2 (medidos tras el colapso del vano1), sin que sus paramentos mostraran evidencia de fisuración significativa o roturas; quedando el vano 2 encabalgado sobre la propia pila. El análisis topográfico mostró que la pila P1 del vano 2, también tenía un desplome de 0,22 m hacia el propio vano 2, tras el colapso del vano 1.



Figura 46. Situación de las pilas P1 y P2 tras el colapso de los vanos 1 y 3. (Fuente: [19])

7.1.2. Inspección del vano 1 colapsado en segunda instancia

El vano 1 tras su colapso quedó caído sobre el terreno entre el estribo E1 y la pila P3, aproximadamente en la vertical de su situación previa al colapso.



Figura 47. Situación del vano 1 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso.

El mamparo 1 sobre el estribo E1 está separado del propio estribo y completamente integro, mientras que el mamparo 2 sobre la pila P1 se sitúa acodado contra la propia pila y completamente destrozado.



Figura 48. Mamparo de pila P1 (izq) y mamparo de estribo E1 (der) del vano 1 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso.

La zona del mamparo 1 (estribo E1) presenta algunos daños de tipo durable, pero de carácter mínimo.

El mamparo 2, sobre pila P1, sin embargo, presenta un elevado nivel de daños, mostrándose, igual que en el mamparo 2 del vano 3, la rotura de la zona acartelada de la losa superior de la dovela de mamparo, que prácticamente ha desaparecido, al igual que parte de las almas laterales, estando el mamparo prácticamente en contacto con la dovela siguiente, y esta, encabalgada sobre la primera, evidenciando un giro hacia abajo de la dovela inicial.



Figura 49. Mamparo de pila P1 del vano 1 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Encabalgamiento de la dovela adyacente. (Fuente: [19])



Figura 50. Mamparo de pila P1 del vano 1 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Vista interior. (Fuente: [19])

La zona superior del paso de hombre presenta fisuras que se cierran hacia el exterior, manifestando una flexión de eje vertical del mamparo, de forma similar al mamparo 2 del vano 3.

La zona acartelada de la primera dovela está completamente colapsada, quedando exclusivamente ciertos fragmentos de dicha zona.



Figura 51. Mamparo de pila P1 del vano 1 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Zona de contacto entre la dovela extrema y la adyacente. (Fuente: [19])

Los anclajes, situados en la zona exterior del mamparo están hundidos hacia su interior en cuantías diferentes, pero que se pueden cifrar en unos 10-15 cm. Uno de los anclajes presenta su placa de anclaje rota.



Figura 52. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Hundimiento de anclajes. Rotura de placa.

El mamparo muestra unas condiciones de durabilidad muy deterioradas, con evidencia de corrosión generalizada en sus armaduras, expulsión del recubrimiento e incluso evidencia de rotura de barras debidas a la corrosión, al igual que el mamparo 2 del vano 3. En particular, se observa una corrosión avanzada en las armaduras de la zona superior del mamparo, habiéndose perdido, en algunos casos, la corruga y parte de su sección. Se observa cierta deformación hacia arriba de las barras principales del mamparo, junto a los anclajes.



Figura 53. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Corrosión en armaduras.

En esta zona del tablero, se observan en los restos del colapso, zonas hidrodemolidas con una profundidad media de unos 100 mm y con alguna zona, puntualmente, de hasta 130 mm en la dovela adyacente al mamparo, que el proyecto definía con un valor de 75 mm. Por la posición, estas zonas de hidrodemolición excesiva podrían haberse extendido a la zona de acartelamiento de la losa superior de la dovela del mamparo.

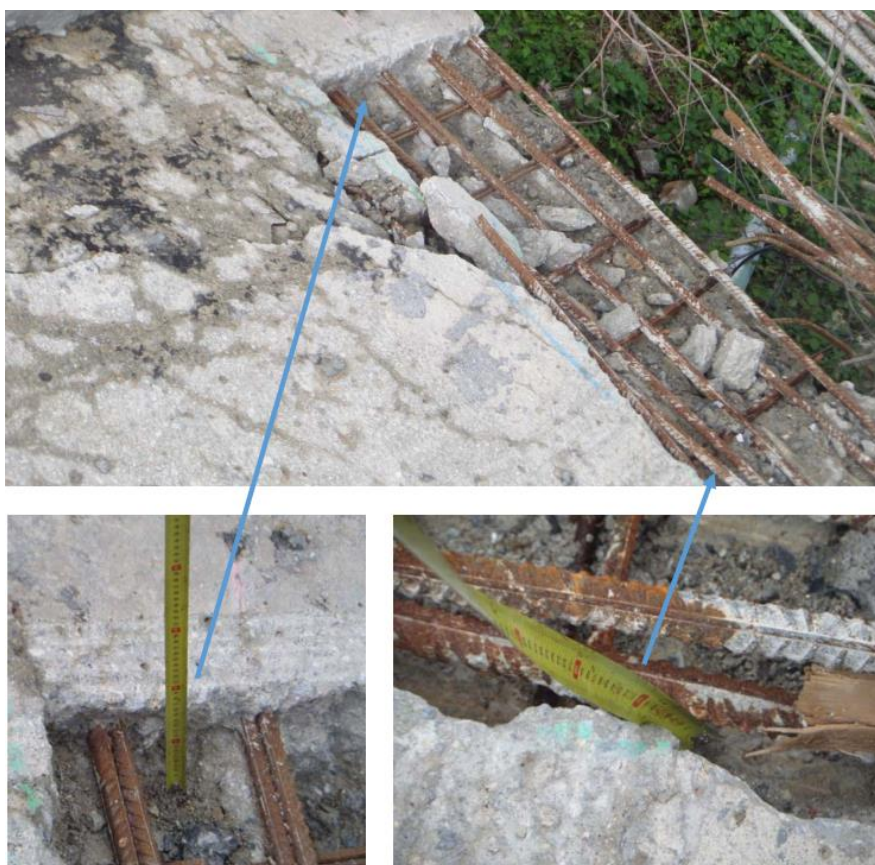


Figura 54. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Excesos de hidrodemolición. (Fuente: [19])

En la zona de anclajes, durante el inicio del desescombro se ha detectado que el hormigón a su alrededor está completamente roto, en estado pulverulento, tanto la matriz cementosa como los áridos, y se desprende con facilidad, probablemente debido a una rotura confinada de esta zona comprimida. En ese mismo entorno, al tratar de obtener testigos para ensayo se ha observado que el interior de la masa de hormigón está completamente fracturado.



Figura 55. Mamparo de pila P1 del vano 1 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Fracturación del hormigón. (Fuente: IDEAM)

Los desviadores del vano se muestran íntegros, únicamente con fisuraciones y desconchones propios de su comportamiento que pueden haber sido acentuados por la caída. No se aprecia desgarramiento del alma, ni de la losa inferior.



Figura 56. Mamparo de pila P3 del vano 3 del viaducto sentido A Coruña tras el colapso. Desviador. (Fuente: [19])

El interior del tablero presenta daños durables de corrosión superficial de los paramentos, según se indicaba en el proyecto de reparación [5].

7.1.3. Análisis de la rotura del vano 2 en el proceso de demolición controlada

El vano 2 del viaducto sentido A Coruña fue demolido de forma controlada durante los días 17 a 19 de agosto de 2022, con el objetivo de poder acceder a la zona inferior, sin incertidumbres o riesgo del posible colapso de este vano. El procedimiento de demolición controlada consistió en emplear un robot picador colgado de una grúa que fuera reduciendo la sección resistente hasta un límite que produjera su rotura por compresión.

El procedimiento se diseñó para que una vez demolida la totalidad de la losa superior, las tensiones sobre las fibras superiores del alma estuvieran alrededor de los 50 MPa, tensiones que deberían producir la rotura a compresión de la sección; como finalmente sucedió.



Figura 57. Proceso de demolición del vano 2.

A continuación, se describe el proceso de rotura de la sección, obtenido de las imágenes de la demolición controlada, que resulta de interés para el análisis de las causas del colapso de los vanos 1 y 3:

- Cuando el picado de la sección resistente alcanza la zona inferior de la losa del tablero en su conexión con el alma del cajón se produce la rotura, súbita y repentina, sin previo aviso del tablero.
- La rotura se produce por agotamiento a compresión bajo unas tensiones iniciales alrededor de los 50 MPa en la fibra superior del alma.
- De forma inmediata y de manera igualmente frágil, sin redistribución alguna, la rotura a compresión progresa hacia la zona inferior de la sección del cajón, produciéndose una rotura casi simultánea de la totalidad de la sección remanente. Esta rotura fragmenta completamente la zona que prácticamente se desintegra.
- La desintegración de la zona de rotura hace que los cables del sistema de pretensado exterior se acorten, descalzando el mamparo de pila P1 de sus apoyos, debido a la reducción de longitud del vano, que se mantiene fijo en la pila P2.
- A continuación, en la sección de rotura se produce el contacto entre zonas que no se han desintegrado, deteniéndose el acortamiento de los cables y produciéndose la caída del vano completo en forma de 'V' asimétrica.
- La caída del extremo sobre pila P2 libera un movimiento adicional de la pila hacia PK- por el empuje del vano 3 inicialmente colapsado, que se recupera posteriormente por el empuje que genera la caída del propio vano 2 sobre la pila, que finalmente queda acodalada entre los dos vanos caídos.



Figura 58. Proceso de caída del vano 2.

La inspección de los restos del vano 2 tras la demolición controlada ha evidenciado algunas circunstancias adicionales que son las siguientes:

- El mamparo 1 del vano 2, tras la caída, se conservó íntegro y sin daños aparentes, a pesar de haber sufrido el mismo proceso de hidrodemolición que los mamparos 2 de los vanos 1 y 3 colapsados.
- Este mamparo apenas presenta daños de durabilidad, manteniendo un estado de conservación relativamente bueno. En las alas y almas, en la cercanía del mamparo, sí existen ciertas eflorescencias, escorrentía y fisuración superficial, que evidencia un elevado nivel de tensiones de compresión. Las zonas de apoyos también presentan daños durables.
- En el mamparo no se aprecian las fisuras longitudinales sobre el paso de hombre que se apreciaban en los mamparos 2 de los vanos 1 y 3 colapsados. Si aparecen, sin embargo, otras de tipo inclinado hacia los anclajes, que se han observado en otros mamparos de los viaductos, y que son de origen antiguo pues están controladas con testigos de yeso.
- El mamparo 2, no hidrodemolido, presenta un nivel de daños durables muy superior al mamparo 1, con escorrentías y desconchones que evidencian la corrosión de las armaduras, particularmente las del paramento exterior y zona del paso de hombre.
- En la zona hidrodemolidada se han observado excesos de hidrodemolición, puntuales, hasta unos 95 mm, por encima de los 75 mm prescritos en el proyecto de reparación.
- En la zona del mamparo 1 del vano 2 se ha observado una junta fría de hormigonado de amplia extensión.

7.2. Investigación de materiales (hormigones)

Se ha realizado una completa caracterización de los hormigones constitutivos de la estructura, fundamentalmente, del tablero de los viaductos, que permitiera completar la caracterización previamente realizada en la fase de proyecto de reparación.

Un avance de los resultados de la investigación se desarrolla en el documento [20], en versión borrador, emitido el 13 de octubre de 2022, del cual se extraerán a continuación los resultados más relevantes.

La investigación se puede dividir en tres actividades:

- Inspección y análisis del vano 2 del viaducto sentido A Coruña, antes de su desmontaje.
- Inspección y análisis de los vanos y las pilas 1, 2 y 3 del viaducto sentido A Coruña después de su desmontaje y previamente a su desescombro.
- Inspección y estudio preliminar de los vanos de los dos viaductos sentido Madrid no afectados por los colapsos.

De las tres actuaciones de investigación realizadas, las dos primeras resultan fundamentales para el análisis de las causas del colapso, siendo la tercera complementaria para estos fines, pero esencial para el planteamiento del desmontaje y reconstrucción de los viaductos.

Estas actividades de investigación evolucionaron desde su planteamiento inicial para centrarse en la investigación de las dovelas iniciales y mamparos de los vanos colapsados, donde la inspección visual centraba las causas del colapso.

7.2.1. Investigación del vano 2 del viaducto sentido A Coruña previa a su demolición

Previamente a la demolición del vano 2 del viaducto sentido A Coruña durante el pasado mes de agosto, se realizaron una serie de toma de muestras y ensayos, tanto en los mamparos del vano, como en el resto de las dovelas.

La nomenclatura empleada para especificar estos ensayos es la siguiente:

- Vano 2 – Mamparo 1: Es el correspondiente a PK- y a la pila P1. Se caracteriza por tener realizada la misma hidrodemolición que los vanos 1 y 3, colapsados, pero no haber sufrido colapso y, tras su demolición, presentar un estado de completa integridad.
- Vano 2 – Mamparo 2: Es el correspondiente a PK+ y a la pila P2. Se caracteriza por no tener hidrodemolición realizada, pero sí la misma orientación que los mamparos desintegrados en los colapsos.
- Las dovelas se numeran desde la 01 (mamparo 1) hacia la 16 (mamparo 2) desde PK- hacia PK+.



Figura 59. Nomenclatura de los elementos del vano 2 en relación a las investigaciones.

La toma de muestras realizada en los mamparos ha dado lugar a los siguientes resultados de caracterización, en base a testigos extraídos en el centro de los mamparos, tomados de [20]:



Figura 5. Croquis de localización de testigos extraídos en mamparos del vano 2 previamente a su demolición

Tabla 2. Resumen de resultados de los ensayos de caracterización del hormigón del mamparo 1 del vano 2

| Testigo / zona de medida | Examen visual y caracterización de la macroestructura | Resistencia a compresión (MPa) | Tracción indirecta (MPa) | Índice de rebote | Módulo de deformación (GPa) | Porosidad accesible al agua (%) | Densidad aparente (kg/dm ³) | Peso unitario (kg/dm ³) | Absorción de agua (%) | Profundidad de carbonatación (mm) | Contenido de cemento (kg/m ³) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--------------------------|---|--------------------------------|--------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|--|----------|----------|
| | | | | | | | | | | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-1 | Sin defectos | 60,0 | -- | 60 | 24,3 | 14,9 | 2,61 | 2,23 | 6,67 | 0-4 / 4-12 | 325 | 0,52 | 0,81 | 0,82 |
| T-2 | Sin defectos | -- | 3,0 | 60 | -- | -- | -- | -- | -- | 0-3 / 3-16 | -- | -- | -- | -- |
| T-3 | Sin defectos | 55,2 | -- | 58 | 24,5 | -- | -- | -- | -- | 0-5 / 5-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-4 | Sin defectos | -- | 3,7 | 59 | -- | 14,4 | 2,59 | 2,22 | 6,51 | 0-4 / 4-14 | -- | 0,15 | 0,47 | 0,15 |
| Z-1 | -- | -- | -- | 56 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-2 | -- | -- | -- | 54 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-3 | -- | -- | -- | 56 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-4 | -- | -- | -- | 56 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-5 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-6 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |

Tabla 3. Resumen de resultados de los ensayos de caracterización del hormigón del mamparo 2 del vano 2

| Testigo / zona de medida | Examen visual y caracterización de la macroestructura | Resistencia a compresión (MPa) | Tracción indirecta (MPa) | Índice de rebote | Módulo de deformación (GPa) | Porosidad accesible al agua (%) | Densidad aparente (kg/dm ³) | Peso unitario (kg/dm ³) | Absorción de agua (%) | Profundidad de carbonatación (mm) | Contenido de cemento (kg/m ³) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--------------------------|---|--------------------------------|--------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|--|----------|----------|
| | | | | | | | | | | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-1 | Sin defectos | 59,7 | -- | 49 | 24,1 | 14,7 | 2,62 | 2,23 | 6,59 | 0-8 / 8-13 | -- | 0,15 | 0,56 | 0,29 |
| T-2 | fisuras transversales | -- | 3,3 | 54 | -- | -- | -- | -- | -- | 0-4 / 4-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-3 | Sin defectos | 51,7 | -- | 57 | 23,6 | -- | -- | -- | -- | 0-8 / 8-16 | -- | -- | -- | -- |
| T-4 | Sin defectos | -- | 3,5 | 54 | -- | 15,9 | 2,59 | 2,18 | 7,29 | 0-3 / 3-12 | 310 | 0,39 | 1,18 | 1,15 |
| Z-1 | -- | -- | -- | 54 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-2 | -- | -- | -- | 54 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-3 | -- | -- | -- | 52 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-4 | -- | -- | -- | 56 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-5 | -- | -- | -- | 44 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Z-6 | -- | -- | -- | 40 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |

Figura 60. Resultados de caracterización de los mamparos del vano 2 antes de su demolición. (Fuente: [20]).

De estos resultados se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- La resistencia a compresión (f_c) obtenida está entre los 51,7 y los 60,0 MPa, valores muy por encima de la resistencia característica exigida en el proyecto, 40 MPa, de la resistencia media estimada según la normativa, 48 MPa, y de la resistencia característica aproximada que podría haber alcanzado el hormigón tras 22 años desde su ejecución (8.000 días), considerando el uso de cementos de endurecimiento rápido y árido granítico, esto es 48,3 MPa.
- La resistencia a tracción (f_{ct}) del hormigón obtenida está entre los 3,0 y los 3,7 MPa, valores en el orden de la resistencia que se estima a partir de las fórmulas del Eurocódigo 2, que aproxima una resistencia media a tracción (f_{ctm}) de 3,5 MPa y 3,8 MPa para resistencias a compresión de 40 y 50 MPa respectivamente.
- Los módulos de deformación (E_{cm}) obtenidos están entre 23,6 y 24,5 GPa, cuando las fórmulas del Eurocódigo 2 establecen valores de resistencia mayores, de 35 y 36 GPa, para resistencias a compresión de 40 y 50 MPa respectivamente. Esta circunstancia se reseña en el documento [20], hipotetizando sobre la no consideración del uso de árido granítico en las fórmulas, y la baja proporción de árido grueso; con respecto a esto, no parece que pueda ser causa del reducido módulo de deformación, puesto que el uso de árido granítico, de acuerdo con los comentarios de la antigua EHE-08, incrementa un 10 % los valores de la fórmula de la normativa. Independientemente de los anterior, este parámetro resulta secundario en los análisis de seguridad, siendo su variación exclusivamente signo de otras circunstancias.

- La porosidad accesible al agua está entre el 14,4 y el 15,9 %, siendo estos valores elevados con respecto a valores típicos, generalmente menores del 12 % para este tipo de hormigones.
- La absorción de agua presenta valores de entre el 6,5 y el 7,3 %, siendo esto valores igualmente elevados con respecto a valores típicos, generalmente menores del 5 % para este tipo de hormigones.
- El contenido de cemento obtenido en una muestra se cifra en los 310 kg/m³, que resulta una cantidad ligeramente baja con respecto al mínimo que establece la normativa para un hormigón de estas características (325 kg/m³) y con los valores habituales para alcanzar los 40 MPa de resistencia característica, en el orden de los 400 kg/m³.
- Las profundidades de carbonatación son reducidas, menores de 16 mm, y por lo tanto no debería alcanzarse la despasivación de la armadura.
- El contenido en cloruros varía desde el 0,15 al 1,18 %, no existiendo un patrón claro de variación con la profundidad de la muestra. En bastantes casos, el contenido en cloruros está por encima del 0,60 %, valor límite que se considera aceptable para ambientes de tipo XD1.

De la misma manera se ha realizado una toma de muestras en la cara superior de las dovelas del vano 2, con los siguientes resultados.



Figura 6. Croquis de localización de testigos extraídos en losa de dovelas del vano 2 previamente a su demolición

Tabla 5. Resumen de resultados de los ensayos de caracterización del hormigón de losa de las dovelas del vano 2

| Dovela estudiada | Testigo / zona de medida | Examen visual y caracterización de la macroestructura | Resistencia a compresión (MPa) | Tracción indirecta (MPa) | Índice de rebote | Módulo de deformación (GPa) | Porosidad accesible al agua (%) | Densidad aparente (kg/dm ³) | Peso unitario (kg/dm ³) | Absorción de agua (%) | Profundidad de carbonatación (mm) | Contenido de cemento (kg/m ³) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|------------------|--------------------------|---|--------------------------------|--------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|--|----------|----------|
| | | | | | | | | | | | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| Dovela 03 | T-5 | Sin defectos | — | 3,0 | 47 | — | 15,8 | 2,63 | 2,22 | 7,12 | 0-2 / 2-11 | — | 0,48 | 0,46 | 0,44 |
| | T-6 | Sin defectos | 57,9 | — | 42 | 26,6 | 17,2 | 2,62 | 2,17 | 7,92 | 0-2 / 2-6 | 310 | — | — | — |
| Dovela 05 | T-7 | Sin defectos | — | 2,6 | 42 | — | 15,4 | 2,60 | 2,20 | 6,99 | 0-2 / 2-12 | — | 0,33 | 0,34 | 0,33 |
| | T-8 | Sin defectos | 60,9 | — | 43 | 26,0 | 15,9 | 2,60 | 2,19 | 7,29 | 0-2 / 2-5 | 310 | — | — | — |
| Dovela 07 | T-9 | Sin defectos | — | 3,1 | 43 | — | 14,8 | 2,62 | 2,23 | 6,66 | 0 | 360 | 0,39 | 0,39 | 0,40 |
| | T-10 | Sin defectos | 61,8 | — | 44 | 27,5 | 15,7 | 2,63 | 2,22 | 7,07 | 0-2 / 2-14 | — | — | — | — |
| Dovela 10 | T-11 | Sin defectos | — | 2,5 | 41 | — | 14,2 | 2,62 | 2,25 | 6,29 | 0-2 / 2-4 | — | 0,56 | 0,42 | 0,28 |
| | T-12 | Sin defectos | 57,5 | — | 38 | 25,8 | 15,9 | 2,62 | 2,20 | 7,22 | 0 | — | — | — | — |
| Dovela 13 | T-13 | Sin defectos | — | 3,3 | 42 | — | 15,3 | 2,63 | 2,23 | 6,88 | 0 | — | 0,33 | 0,27 | 0,28 |
| | T-14 | Sin defectos | 65,4 | — | 41 | 29,2 | 15,3 | 2,61 | 2,21 | 6,94 | 0-1 / 1-2 | — | — | — | — |
| Dovela 15 | T-15 | Sin defectos | — | 3,1 | 40 | — | 15,0 | 2,62 | 2,23 | 6,76 | 0-2 / 2-12 | 300 | 0,45 | 0,33 | 0,23 |
| | T-16 | Sin defectos | 65,2 | — | 40 | 21,1 | 16,6 | 2,61 | 2,18 | 7,61 | 0-1 | — | — | — | — |

Figura 6.1. Resultados de caracterización de las dovelas intermedias del vano 2 antes de su demolición. (Fuente: [20]).

La valoración de resultados que se puede hacer es sensiblemente la misma que se ha realizado anteriormente para las dovelas extremas (mamparos), estando los valores de caracterización más relevantes en los mismos órdenes de magnitud, con la única excepción del contenido en cloruros, que para

los hormigones de la losa superior del tablero presentan valores entre 0,23 y 0,56 %, mucho más homogéneos y decreciente hacia el interior de la masa de hormigón.

Adicionalmente se han realizado ensayos de expansividad potencial de los álcalis con los áridos del hormigón, determinándose que el hormigón no es susceptible de sufrir reacciones expansivas de tipo árido-álcali.

7.2.2. Investigación del vano 2 del viaducto sentido A Coruña posterior a su demolición

Tras la demolición del vano 2 del viaducto sentido A Coruña fue posible realizar una toma de muestras centrada en las zonas de anclaje superior de los mamparos, que permitiría su caracterización más precisa, en particular del mamparo 1 del vano, que presenta la misma configuración de hidrodemolición que aquellos que quedaron completamente desintegrados en los colapsos.

La toma de muestras realizada en los mamparos, en zonas adyacentes a los anclajes, ha dado lugar a los siguientes resultados, tomados de [20]:

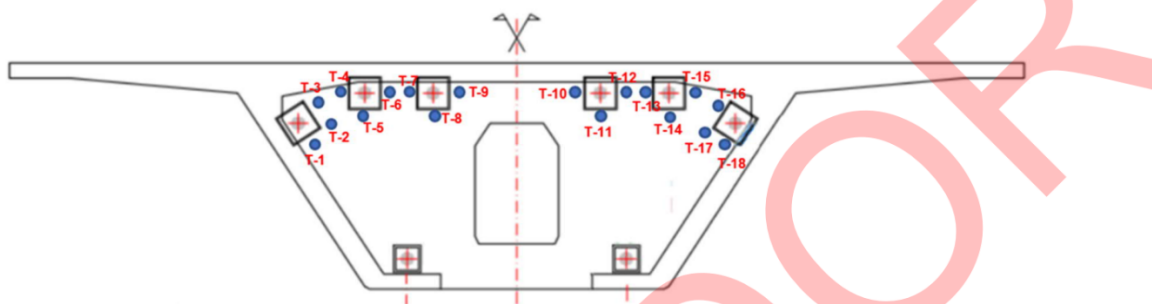


Figura 7. Croquis de localización testigos extraídos en el mamparo 1 del vano 2 una vez desmontado

Tabla 6. Resumen de resultados de los ensayos de caracterización del hormigón del mamparo 1 del vano 2

| Testigo / zona de medida | Examen visual y caracterización de la macroestructura | Resistencia a compresión (MPa) | Índice de rebote | Módulo de deformación (GPa) | Porosidad accesible al agua (%) | Densidad aparente (kg/dm ³) | Peso unitario (kg/dm ³) | Absorción de agua (%) | Profundidad de carbonatación (mm) | Contenido de cemento (kg/m ²) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--------------------------|---|--------------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|--|----------|----------|
| | | | | | | | | | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-1 | Sin defectos | 58,8 | 47 | -- | 12,4 | 2,58 | 2,26 | 5,46 | -- | -- | 0,11 | 0,06 | 0,03 |
| T-2 | Sin defectos | 61,9 | 51 | 25,4 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-3 | Sin defectos | 55,3 | 43 | -- | -- | -- | -- | -- | 0-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-4 | Fisura inclinada a = 165 mm | 57,9 | 40 | -- | 12,3 | 2,57 | 2,26 | 5,44 | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-5 | Fisura longitudinal | 47,5 | 44 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 325 | 0,45 | 1,09 | 0,78 |
| T-6 | Sin defectos | 65,3 | 40 | 28,0 | -- | -- | -- | -- | 0-12 | -- | -- | -- | -- |
| T-7 | Sin defectos | 62,7 | 43 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-8 | Fisura longitudinal | 52,4 | 44 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-9 | Fisura inclinada a = 185 mm | 59,2 | 41 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-10 | Fisura inclinada a = 170 mm | 55,4 | 45 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-11 | Fisuras longitudinales | 61,2 | 51 | 24,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-12 | Sin defectos | 55,5 | 49 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-13 | Sin defectos | 62,9 | 49 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-14 | Sin defectos | 63,6 | 45 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-15 | Fisura inclinada a = 175 mm | 54,8 | 47 | -- | 12,9 | 2,58 | 2,25 | 5,72 | 0-10 | 350 | 0,10 | 0,16 | 0,08 |
| T-16 | Fisura inclinada a = 200 mm | 58,4 | 48 | -- | -- | -- | -- | -- | 3-10 | -- | -- | -- | -- |
| T-17 | Sin defectos | 66,3 | 50 | 27,4 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-18 | Sin defectos | 59,4 | 44 | -- | 14,8 | 2,57 | 2,19 | 6,78 | -- | 325 | 0,23 | 0,66 | 0,65 |

Figura 62. Resultados de caracterización del mamparo 1 del vano 2 tras de su demolición. (Fuente: [20]).

El análisis de los resultados proporciona, una vez más, una homogeneidad suficiente con respecto a los resultados obtenidos previamente a la demolición, con la excepción de que existen una serie de testigos

tomados alrededor de los anclajes que sistemáticamente muestran una fisura inclinada a unos 200 mm de la cara exterior, circunstancia que requerirá mayor investigación posterior. De la misma forma, los índices de rebote obtenidos son ligeramente inferiores a los obtenidos antes de la demolición.

Se han realizado ensayos en la cara superior del tablero, en la zona donde el pretensado superior transfiere su carga hacia la losa superior, con lo siguientes resultados, tomados de [20]:

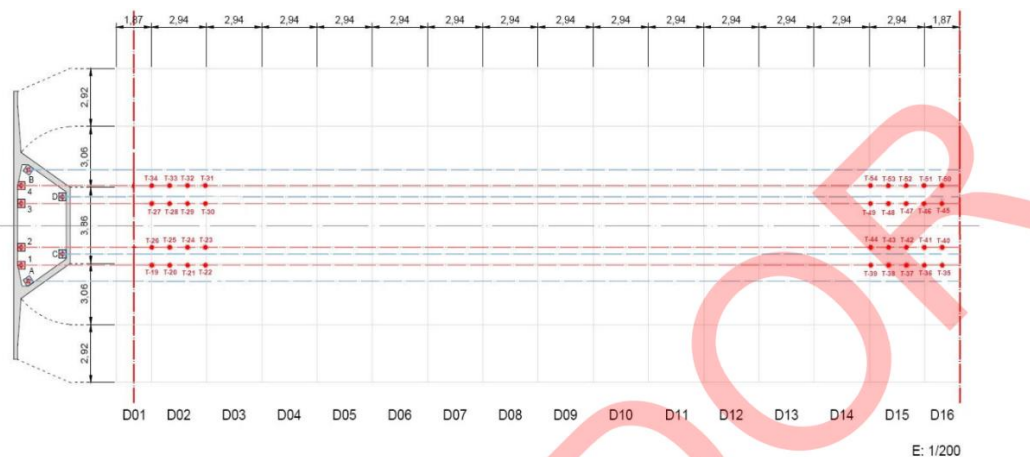


Figura 8. Croquis de localización de testigos extraídos en losa de dovelas de vano 2 una vez desmontado

Tabla 7. Resumen de resultados de los ensayos de caracterización del hormigón de losas de dovelas del vano 2

| Testigo / zona de medida | Examen visual y caracterización de la macroestructura | Resistencia a compresión (MPa) | Índice de rebote | Módulo de deformación (GPa) | Porosidad accesible al agua (%) | Densidad aparente (kg/dm ³) | Peso unitario (kg/dm ³) | Absorción de agua (%) | Profundidad de carbonatación (mm) | Contenido de cemento (kg/m ²) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--------------------------|---|--------------------------------|------------------|-----------------------------|---------------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|--|----------|----------|
| | | | | | | | | | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-19 | Sin defectos | -- | -- | -- | 12,8 | 2,57 | 2,24 | 5,72 | 1-4 | -- | -- | -- | |
| T-20 | Sin defectos | -- | -- | -- | 15,1 | 2,58 | 2,19 | 6,88 | 8-12 | -- | -- | -- | |
| T-21 | Fisura longitudinal | 51,5 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 6-12 | -- | -- | -- | |
| T-22 | Sin defectos | 51,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 6-12 | 300 | 0,47 | 0,55 | 0,34 |
| T-23 | Sin defectos | 56,2 | -- | 24,9 | -- | -- | -- | -- | 5-12 | -- | -- | -- | -- |
| T-24 | Sin defectos | 59,9 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 9-16 | -- | -- | -- | -- |
| T-25 | Sin defectos | 60,8 | -- | -- | 16,2 | 2,60 | 2,17 | 7,47 | 10-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-26 | Sin defectos | 63,7 | -- | 24,8 | 15,6 | 2,61 | 2,20 | 7,11 | 0-3 | -- | -- | -- | -- |
| T-27 | Fisura longitudinal | 70,3 | -- | 26,3 | -- | -- | -- | -- | 1-5 | -- | -- | -- | -- |
| T-28 | Sin defectos | 65,5 | -- | 15,1 | -- | 2,60 | 2,21 | 6,86 | 2-12 | -- | -- | -- | -- |
| T-29 | Sin defectos | 57,5 | -- | 16,4 | -- | 2,59 | 2,16 | 7,57 | 10-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-30 | Sin defectos | 45,7 | -- | -- | 14,3 | 2,60 | 2,23 | 6,42 | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-31 | Sin defectos | 60,6 | -- | 27,9 | 13,6 | 2,59 | 2,24 | 6,10 | 6-16 | -- | -- | -- | -- |
| T-32 | Sin defectos | 52,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 11-14 | 315 | 0,44 | 0,38 | 0,31 |
| T-33 | Sin defectos | 59,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 3-6 | -- | -- | -- | -- |
| T-34 | Sin defectos | 53,4 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 2-4 | -- | -- | -- | -- |
| T-35 | Sin defectos | -- | -- | -- | 13,3 | 2,57 | 2,23 | 5,96 | 12-16 | 330 | 0,31 | 0,26 | 0,20 |
| T-36 | Pequeña fisura transversal por una de las armaduras a | 58,3 | -- | 26,3 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-37 | Fisura longitudinal | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 12-17 | 340 | 0,32 | 0,29 | 0,20 |
| T-38 | Sin defectos | 63,6 | -- | 27,8 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-39 | Sin defectos | 58,3 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-40 | Sin defectos | 45,1 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-41 | Sin defectos | 54,0 | -- | -- | 14,1 | 2,51 | 2,16 | 6,53 | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-42 | Sin defectos | 47,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-43 | Sin defectos | 66,8 | -- | 25,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-44 | Sin defectos | 60,3 | -- | -- | 14,6 | 2,57 | 2,20 | 6,62 | 10-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-45 | Sin defectos | 48,7 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 10-15 | -- | -- | -- | -- |
| T-46 | Sin defectos | 53,9 | -- | 28,4 | -- | -- | -- | -- | 14-25 | -- | -- | -- | -- |
| T-47 | Sin defectos | 62,9 | -- | -- | 14,4 | 2,56 | 2,19 | 6,57 | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-48 | Sin defectos | 65,6 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 12-15 | 300 | 0,46 | 0,33 | 0,27 |
| T-49 | Sin defectos | 64,5 | -- | -- | 13,1 | 2,58 | 2,24 | 5,83 | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-50 | Sin defectos | -- | -- | -- | 15,8 | 2,60 | 2,19 | 7,22 | -- | -- | -- | -- | -- |
| T-51 | Sin defectos | -- | -- | -- | 13,0 | 2,56 | 2,23 | 5,84 | -- | 390 | 0,42 | 0,41 | 0,42 |
| T-52 | Sin defectos | 60,2 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 25-35 | -- | -- | -- | -- |
| T-53 | Fisura longitudinal | 59,6 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 30-35 | -- | -- | -- | -- |
| T-54 | Sin defectos | 63,1 | -- | -- | 14,3 | 2,60 | 2,23 | 6,40 | 10-14 | -- | -- | -- | -- |

Figura 63. Resultados de caracterización de la zona de losa superior adyacente a los mamparos del vano 2 tras de su demolición. (Fuente: [20]).

Los resultados obtenidos en la losa superior del vano 2, en la cercanía del mamparo, son equivalentes a los obtenidos en el resto de las dovelas intermedias, no existiendo diferencias relevantes en su caracterización.

7.2.3. Investigación de los restos colapsados de los vanos 1 y 3 del viaducto sentido A Coruña

Tras la demolición del vano 2 del viaducto sentido A Coruña, y ya sin riesgo de un potencial colapso inesperado de dicho vano, fue posible la investigación de los restos colapsados, centrada en tres actividades:

- Investigación por ensayos de impacto-eco de posibles delaminaciones en el espesor del mamparo 1 (estribo E1) del vano 1.
- Caracterización del hormigón de las dovelas intermedias de los vanos 1 y 3.
- Investigación y caracterización particular del hormigón en la losa superior de los mamparos hidrodemolidos y colapsados (mamparo 2 del vano 1 y mamparo 2 del vano 3) en relación al mamparo hidrodemolido no colapsado (mamparo 1 del vano 2).

7.2.3.1. Investigación por impacto-eco del mamparo 1 del vano 1 (no colapsado)

Se ha realizado una investigación mediante ensayos ultrasónicos de impacto-eco en el mamparo 1 del vano 1, correspondiente con el estribo E1, con el objetivo de obtener posibles delaminaciones o faltas de continuidad interna del hormigón, semejantes a las observadas en el mamparo 1 del vano 2, a través de testigos.

Los resultados de la investigación son los siguientes, tomados de [20]:

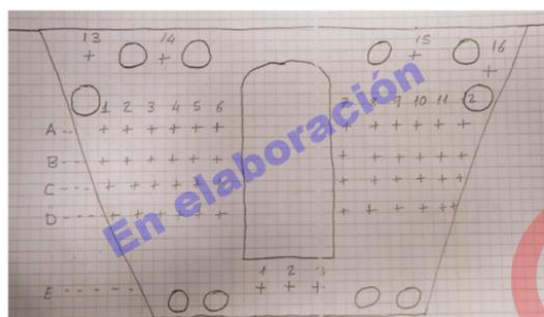


Figura 9. Croquis de localización de puntos de medida de impacto-eco en el mamparo 1 del vano 1

Tabla 8. Resultados de los ensayos de medida de espesor mediante impacto-eco en mamparo 1 del vano 1

| Punto de medida | Espesor detectado (cm) | Punto de medida | Espesor detectado (cm) |
|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|
| 1A | 89,2 | 7A | 75,0 |
| 1B | 105 | 7B | 97,0 |
| 1C | 105 | 7C | 89,2 |
| 1D | 105 | 7D | 106 |
| 2A | 84,9 | 8A | 90,2 |
| 2B | 86,4 | 8B | 90,2 |
| 2C | 86,8 | 8C | 102 |
| 2D | 99,4 | 8D | 96,8 |
| 3A | 96,8 | 9A | 89,4 |
| 3B | 102 | 9B | 95,8 |
| 3C | 101 | 9C | 69,9 |
| 3D | 83,4 | 9D | 91,2 |
| 4A | 82,5 | 10A | 90,2 |
| 4B | 99,2 | 10B | 95,8 |
| 4C | 68,5 | 10C | 91,1 |
| 4D | 75,1 | 10D | 101 |
| 5A | 85,2 | 11A | 77,6 |
| 5B | 86,2 | 11B | 88,2 |
| 5C | 31,9 | 11C | 94,0 |
| 5D | 84,1 | 11D | 80,8 |
| 6A | 85,2 | 12A | 75,4 |
| 6B | 86,2 | 12B | 77,6 |
| 6C | 64,3 | 12C | 77,6 |
| 6D | 86,2 | 12D | 91,2 |
| 13 | 93,3 | 1E | 77,6 |
| 14 | 88,3 | 2E | 75,3 |
| 15 | 75,3 | 3E | 77,6 |
| 16 | 77,8 | | |

Figura 64. Resultados de los ensayos de impacto-eco en el mamparo 1 del vano 1. (Fuente: [20]).

Los resultados de los ensayos evidencian una ausencia de defectos internos en el hormigón del mamparo, con la única excepción de una discontinuidad interna a una altura aproximadamente intermedia. Se desconoce el origen de esta discontinuidad, que podría ser una fisuración de tipo mecánico y que tratará de ser observada en el proceso de desescombro, pero que se sitúa en una zona poco relevante desde el punto de vista de la durabilidad.

7.2.3.2. Caracterización del hormigón de las dovelas intermedias de los vanos 1 y 3 colapsados

Se ha realizado una caracterización del hormigón de las zonas intermedias de los vanos colapsados, 1 y 3, mediante la extracción de testigos en almas y losas, y también en el mamparo 1 del vano 1. En este caso, la caracterización en el momento de la redacción de este informe ha alcanzado exclusivamente a la resistencia a compresión.

Los resultados de la investigación son los siguientes, tomados de [20]:

Tabla 9. Resumen de resultados de los ensayos de caracterización del hormigón de las dovelas de los vanos 1 y 3

| Testigo | Zona de extracción | Longitud del testigo (mm) | Examen visual y caracterización de la macroestructura | Resistencia a compresión (MPa) |
|---------|--------------------------------|---------------------------|---|--------------------------------|
| T-4 | VANO 1 - DOVELA 1 (ALMAIZQ) | 100+150 | Sin defectos | 56,1 |
| T-3 | VANO 1 - DOVELA 1 (ALMAIZQ) | 295 | Fisura longitudinal (\approx 195 mm) | -- |
| T-5 | VANO 1 - DOVELA 1 (ALMAIZQ) | 50+125+195 | Sin defectos | -- |
| T-16 | VANO 1 - DOVELA 1 (ALMAIZQ) | 310 | Sin defectos | -- |
| T-2 | VANO 1 - DOVELA 2 (ALMAIZQ) | 255 | Sin defectos | 50,5 |
| T-39 | VANO 1 - DOVELA 2 (LOSA) | 180 | Sin defectos | -- |
| T-40 | VANO 1 - DOVELA 3 (LOSA) | 160 | Sin defectos | 56,6 |
| T-1 | VANO 1 - DOVELA 3 (ALMAIZQ) | 260 | Sin defectos | -- |
| T-36 | VANO 1 - DOVELA 4 (LOSA) | 170 | Sin defectos | -- |
| T-24 | VANO 1 - DOVELA 5 (ALMAIZQ) | 240 | Pequeña coquera | 46,2 |
| T-25 | VANO 1 - DOVELA 5 (DESVIADOR) | 250 | Fisura longitudinal (\approx 100 mm) | -- |
| T-26 | VANO 1 - DOVELA 5 (DESVIADOR) | Fragmentado | Fragmentado | -- |
| T-37 | VANO 1 - DOVELA 5 (LOSA) | 160 | Fisuras longitudinales a lo largo del testigo | -- |
| T-35 | VANO 1 - DOVELA 6 (LOSA) | 160 | Sin defectos | -- |
| T-38 | VANO 1 - DOVELA 7 (LOSA) | 190 | Sin defectos | 50,3 |
| T-17 | VANO 1 - DOVELA 8 (LOSA) | 220 | Sin defectos | -- |
| T-18 | VANO 1 - DOVELA 10 (DESVIADOR) | 280 | Sin defectos | 53,3 |
| T-19 | VANO 1 - DOVELA 10 (DESVIADOR) | 65 | Sin defectos | -- |
| T-34 | VANO 1 - DOVELA 10 (LOSA) | 170 | Sin defectos | -- |
| T-20 | VANO 1 - DOVELA 11 (ALMAIZQ) | 300 | Sin defectos | -- |
| T-41 | VANO 1 - DOVELA 11 (LOSA) | 180 | Sin defectos | 55,0 |
| T-21 | VANO 1 - DOVELA 12 (ALMAIZQ) | 260 | Pequeña coquera | -- |
| T-22 | VANO 1 - DOVELA 12 (DESVIADOR) | 355 | Sin defectos | 51,2 |
| T-42 | VANO 1 - DOVELA 12 (LOSA) | 235 | Sin defectos | -- |
| T-23 | VANO 1 - DOVELA 13 (ALMAIZQ) | 300 | Pequeña fisura longitudinal | 52,6 |
| T-43 | VANO 1 - DOVELA 13 (LOSA) | 255 | Fisura longitudinal (\approx 165 mm) | -- |
| T-6 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 420 | Sin defectos | -- |
| T-7 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 270+150 | Pequeña coquera | 57,1 |
| T-8 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 280 | Sin defectos | -- |
| T-9 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 90 | Sin defectos | -- |
| T-10 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 265 | Sin defectos | -- |
| T-11 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 380 | Sin defectos | 56,5 |
| T-12 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 425 | Fisura inclinada a \approx 110 mm | -- |
| T-13 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 425 | Sin defectos | -- |
| T-14 | VANO 1 - MAMPARO 2 | 420 | Pequeña coquera | 53,2 |
| T-15 | VANO 1 - MAMPARO 1 | 325 | Sin defectos | -- |
| T-27 | VANO 3 - DOVELA 2 (ALMA IZQ) | 200 | Sin defectos | 49,6 |
| T-28 | VANO 3 - DOVELA 3 (ALMA IZQ) | 240 | Sin defectos | -- |
| T-29 | VANO 3 - DOVELA 4 (ALMA IZQ) | 215 | Sin defectos | 51,7 |
| T-30 | VANO 3 - DOVELA 5 (DESVIADOR) | 365 | Sin defectos | -- |
| T-31 | VANO 3 - DOVELA 5 (DESVIADOR) | 260 | Sin defectos | -- |
| T-32 | VANO 3 - DOVELA 5 (ALMA IZQ) | 150+110 | Sin defectos | -- |
| T-33 | VANO 3 - DOVELA 10 (ALMA IZQ) | 240 | Sin defectos | 39,9 |

Figura 65. Resultados de los ensayos de caracterización en los vanos colapsados 1 y 3. (Fuente: [20]).

Los resultados obtenidos de resistencia a compresión (f_c) se cifran entre 46,2 y 56,6 MPa, con un resultado que se sale de este rango, de valor 39,9 MPa. Con esta excepción indicada, los resultados de resistencia a compresión de los testigos se sitúan en el mismo rango de valores que el resto de los hormigones caracterizados de la obra.

Adicionalmente, en el vano 1, no se detectan diferencias de resistencia a compresión del hormigón significativas entre la zona de dovelas intermedias y la zona de mamparos.

Sin embargo, los resultados de resistencia a compresión obtenidos en el vano 3 son sensiblemente menores que los obtenidos en el vano 1, y resto de vanos caracterizados, presentando un rango de variación de 39,9 a 51,7 MPa, frente a un rango de 46,2 a 57,1 MPa en el caso del vano 3. En cualquier caso, y con la excepción del valor indicado anteriormente, todos los testigos se sitúan por encima del valor requerido de resistencia en proyecto.

7.2.3.3. Caracterización del hormigón de las dovelas de mamparo hidrodemolidas

Finalmente, la investigación de los vanos colapsados se ha centrado en la zona superior de la losa en el entorno de los anclajes superiores de los mamparos hidrodemolidos: dos de ellos, en los vanos 1 y 3, que han sufrido el colapso; y el mamparo 1 del vano 2 que no sufrió el colapso y, tras su demolición controlada, permaneció íntegro, y que por lo tanto puede servir como patrón para determinar los hechos diferenciales con respecto a aquellos mamparos que en el colapso de los vanos 1 y 3 quedaron notablemente dañados, y en algunos casos desintegrados.

Los resultados de caracterización de la zona del mamparo 1 del vano 2, considerado como patrón, son los siguientes:



Figura 10. Localización de zonas de extracción de testigos sobre el mamparo 1 del vano 2

Tabla 10. Resultados de los ensayos del hormigón sobre las trompetas de pretensado del mamparo 1 del vano 2

| Testigo / zona de medida | Resistencia a compresión (MPa) | Módulo de deformación (GPa) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--------------------------|--------------------------------|-----------------------------|--|----------|----------|
| | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-1 | 55,0 | 25,7 | | | |
| T-2 | 60,9 | 26,8 | | | |
| T-3 | 59,8 | 29,5 | | | |
| T-4 | 59,5 | 26,4 | | | |

ENSAYOS EN CURSO

Figura 66. Resultados de los ensayos de caracterización de la losa superior en zona de anclajes del mamparo 1, vano 2 (patrón). (Fuente: [20]).

Como se puede observar, los resultados de los ensayos muestran un hormigón de muy buenas prestaciones, incluso en el rango alto de resistencia a compresión (55,0 a 60,9 MPa) y módulo de deformación (25,7 a 29,5 GPa) del conjunto de resultados de la obra.

Igualmente, se han realizado ensayos de los restos del mamparo 2 del vano 1, colapsado en segunda instancia. Por la desintegración que ha sufrido la losa superior de la dovela de mamparo, no se han podido extraer testigos válidos para su ensayo de una zona suficientemente monolítica, por lo que se ha tenido que caracterizar a partir de microtestigos de fragmentos extraídos de la zona a investigar, pero desprendidos de la dovela.

A continuación, se muestran los resultados de los ensayos realizados, tomados de [20]:

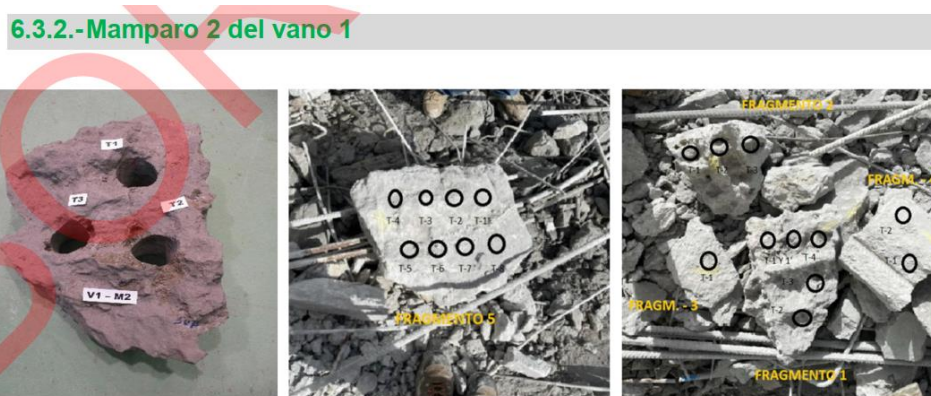


Figura 11. Localización de zonas de extracción de testigos en restos sobre el mamparo 2 del vano 1 (fragmentos recogidos en fechas 29/09/2022 y 06/10/2022)

Tabla 11. Resultados de los ensayos sobre testigos extraídos en restos de hormigón sobre el mamparo 2 del vano 1

| Testigo / zona de medida | Resistencia a compresión (MPa) | Módulo de deformación (GPa) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--|--------------------------------|-----------------------------|--|----------|----------|
| | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-1 (Fragmento tomado el 29/09/2022) | 37,0 | -- | -- | -- | -- |
| T-2 (Fragmento tomado el 29/09/2022) | 27,1 | -- | -- | -- | -- |
| T-3 (Fragmento tomado el 29/09/2022) | 29,2 | -- | -- | -- | -- |
| A (Fragmento tomado el 29/09/2022) | -- | -- | -- | 0,25 | -- |
| B (Fragmento tomado el 29/09/2022) | -- | -- | -- | 0,08 | -- |
| T-1 (Fragmento 4 tomado el 06/10/2022) | 56,1 | 20,4 | -- | -- | -- |
| T-1 (Fragmento 3 tomado el 06/10/2022) | 43,9 | 19,1 | -- | -- | -- |
| T-1 (Fragmento 1 tomado el 06/10/2022) | 44,8 | 18,0 | -- | -- | -- |
| T-1 (Fragmento 5 tomado el 06/10/2022) | 47,4 | 17,7 | -- | -- | -- |
| T-2 (Fragmento 5 tomado el 06/10/2022) | 44,0 | 20,1 | -- | -- | -- |

Figura 67. Resultados de los ensayos de caracterización de losa superior en zona de anclajes del mamparo 2, vano 1 (colapsado). (Fuente: [20]).

Los resultados de los ensayos realizados muestran ciertas circunstancias que resultan de interés:

- El rango de valores de resistencia a compresión (f_c) está por debajo de los típicos en el resto de los ensayos realizados en otras zonas del viaducto. Así, el recorrido global de la muestra varía entre los 27,1 y 56,2 MPa, que se pueden separar en dos poblaciones: la correspondiente al fragmento tomado

el 29 de septiembre, que presenta valores de entre 27,1 y 37,0 MPa, y el resto de las muestras que varían entre 43,9 y 56, 1 MPa, que se parece más al resto de resultados de caracterización, aunque en su rango bajo de valores, pero por encima de la resistencia requerida en el proyecto. Sin embargo, los ensayos correspondientes al fragmento tomado el 29 de septiembre muestran resistencia a compresión bastante bajas, muy por debajo de la resistencia requerida, circunstancia que resulta extraordinaria en el conjunto de muestras de la obra y que puede deberse a diversas circunstancias que deben investigarse. En cualquier caso, de cara a realizar un estudio estadístico de la resistencia de la zona, no parece razonable mezclar las dos poblaciones anteriormente indicadas para obtener valores medios o característicos.

- Por otro lado, igual de relevante resultan los bajos valores de módulo de deformación en el entorno de los 17,7 a 20,4 GPa, muy reducidos con respecto a la generalidad de las muestras del resto de la obra; y sobre todo sin una baja correlativa de la resistencia a compresión que se mantiene en valores sólo ligeramente inferiores a los correspondiente al resto de las muestras.

La obtención de estos valores reducidos de módulo de deformación, sin reducción paralela de la resistencia a compresión, se debe probablemente a que el hormigón de dicha zona ha estado sometido durante un largo periodo de tiempo a tensiones de compresión elevadas (superiores al 40-60 % de la resistencia a compresión), situación que da lugar a microfisuraciones internas que provocan el 'cansancio' del hormigón, y que se manifiestan en una reducción muy significativa de su módulo de deformación y de su resistencia a tracción, pero relativamente pequeña de la resistencia a compresión.

- Los valores de contenido en cloruros que presentan las muestras son reducidos, por debajo del 0,25 %, y probablemente estén influidos por su permanencia a la intemperie durante más de tres meses desde el momento del colapso hasta el momento de extracción y ensayo, pudiéndose haber lavado las muestras.

Finalmente, se han realizado ensayos de los restos del mamparo 2 del vano 3, colapsado inicialmente. La misma desintegración de la losa que en el mamparo del vano 1 ha impedido la extracción de testigos válidos para su ensayo, por lo que, igualmente, se ha tenido que caracterizar el hormigón de esta a partir de microtestigos de un fragmento extraído de la zona a investigar, pero desprendido de la dovela.

A continuación, se muestran los resultados de los ensayos realizados, tomados de [20]:



Figura 12. Localización de zonas de toma de muestras y extracción de testigos en el mamparo 2 del vano 3

Tabla 12. Resultados de los ensayos de muestras y testigos de restos de hormigón del mamparo 2 del vano 3

| Testigo / zona de medida | Resistencia a compresión (MPa) | Módulo de deformación (GPa) | Contenido de cloruros (% referido a peso de cemento) | | |
|--------------------------|--------------------------------|-----------------------------|--|----------|----------|
| | | | 0-15 mm | 20-35 mm | 40-55 mm |
| T-1 | 54,3 | 20,1 | -- | -- | -- |
| T-2 | 49,4 | 15,7 | -- | -- | -- |
| T-3 | -- | -- | 0,07 | 0,02 | 0,03 |
| T-4 | 46,8 | 16,2 | 0,09 | 0,06 | 0,03 |
| T-5 | 47,9 | 18,1 | -- | -- | -- |
| T-6 | -- | -- | 0,12 | 0,03 | 0,03 |
| T-7 | 44,8 | 19,6 | -- | -- | -- |

Figura 68. Resultados de los ensayos de caracterización de losa superior en zona de anclajes del mamparo 2, vano 3 (colapsado). (Fuente: [20]).

Los resultados de ensayos del mamparo 2 del vano 3 muestran los mismos parámetros de caracterización que los correspondientes al mamparo 2 del vano 1 (excluyendo el fragmento recogido el 29 de septiembre que presenta valores extraordinariamente bajos), características de hormigones comprimidos durante largos periodos de tiempo: resistencia a compresión del hormigón ligeramente más baja que el resto de muestras, pero por encima de lo requerido en el proyecto; módulos de deformación notablemente más bajos que los típicos de la obra y contenido en cloruros muy reducido.

7.3. Investigación geotécnica

Se ha realizado una investigación geotécnica de las condiciones del terreno de cimentación de los viaductos, y en particular de la zona de cimentación de la pila P2 del viaducto de la calzada sentido A Coruña, pila que sufrió un desplome de casi 2 m en el momento del colapso del vano 3, y que es la única que resulta relevante. Para ello se han realizado un estudio de las condiciones de cimentación de dicha pila, mediante las investigaciones recogidas en el proyecto original [2] y los sondeos realizados, con el objeto de conocer la naturaleza del terreno de cimentación y sobre todo permitir conocer el terreno que se debe excavar para llegar a la base de la pila P2, de cara a su investigación y posterior desmontaje. Se hace notar que la pila P2 se denomina P11 (calzada A Coruña), según la nomenclatura del proyecto original empleada en las investigaciones geotécnicas.

Los resultados de la investigación geotécnica se desarrollan en los documentos [22], [23] y [24].

La primera información que proporciona la investigación geotécnica del proyecto original es que la estratigrafía de la zona es muy compleja e irregular, de forma que no resulta posible establecer la

continuidad entre testificaciones de sondeos que permitan establecer superficies de interfaz entre los distintos estratos del terreno.

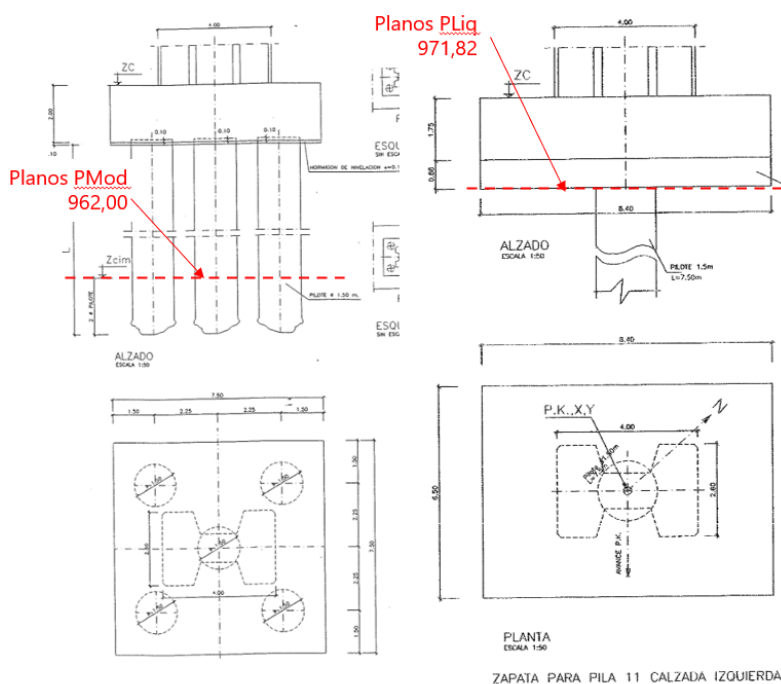
El sustrato rocoso está constituido principalmente por calcoesquistos, con intercalaciones de pizarras y presencia de estratos de calizas. Parece que en la zona de las pilas P2 (P11 según nomenclatura original) y P1 (P12) de la calzada sentido A Coruña existen principalmente calizas (muy fracturadas).

El grado de alteración de la roca es variable. En superficie existen zonas con grado de alteración IV-V, por lo que se puede considerar un suelo. En profundidad existen zonas con grado de meteorización II. Pero no siempre el grado de alteración disminuye con la profundidad. En ocasiones, existen zonas de alteración (la roca se convertiría casi en un suelo) intercaladas entre zonas de roca sana. Esta singularidad de la estratigrafía puede tener importancia en el caso de las cimentaciones superficiales, como es el caso de la pila P2 del viaducto sentido A Coruña.

En las testificaciones existen indicios de que las juntas están en ciertos puntos afectadas por disolución. Se puede leer en casi todas las columnas de los sondeos. Estas disoluciones están asociadas a la circulación de agua.

La investigación geotécnica del proyecto original indica, para la zona de pila P2 del viaducto sentido A Coruña, que en el sondeo S-V3-P11 izd se ha detectado una zona triturada por efecto tectónico hasta los 7,6 m de profundidad que aparecen arenas pizarrosas y zonas arenosas, posiblemente por la existencia de una falla. El proyecto propone una cimentación directa diseñada a 0,80 MPa y apoyada a la cota 966 m (unos 12 m por debajo de la cota del sondeo). Adicionalmente indica que, si se considerase que las excavaciones tuvieran una altura excesiva, podrían plantearse una cimentación con pilotes que penetren 2 diámetros o 3 m por debajo de la cota 966 m.

Con respecto a la definición de la cimentación, existe una discrepancia entre lo recogido en el proyecto modificado nº 1 [2] y la liquidación de la obra [4]. Así en proyecto modificado nº1 se define una cimentación profunda mediante 5 pilotes apoyados en la cota 962 (que resulta de añadir 4 m de profundidad de empotramiento a la cota recomendada, según se indica en el párrafo anterior), mientras que en la liquidación de la obra se contempla una cimentación directa a la cota 972, con un único pilote de 7,5 m en centro del encepado, configuración totalmente incoherente desde el punto de vista técnico.



| PILA | Altura pila (m) | Cota roca sana | MODIFICADO Nº 1 | | | | LIQUIDACIÓN | | | | | | |
|---------|-----------------|----------------|---------------------------|-------------------------------|--|--------------|-------------------------------------|------|--------|-------------------------------|--|--------------------------|--|
| | | | Cimentación | Cota superior encepado/zapata | Cota apoyo (base zapata/punta pilotes) | L pilote (m) | Cimentación | Zcim | ZC | Cota superior encepado/zapata | Cota apoyo (base zapata/punta pilotes) | L pilote/micropilote (m) | |
| P-11 CI | 25.42 | 962 | 5 pilotes 1,5 (7,5 x 7,5) | 962 | 959.30 | 13.60 | CD (8,4 x 6,5) 8 kp/cm ² | | 971.82 | | 974.25 | 971.82 | |

Figura 69. Cuadro comparativo entre la cimentación de la pila P2 (P11) según el proyecto modificado nº 1 [2] y la liquidación de la obra [4]. (Fuente: [6] y [23]). Nomenclatura proyecto original.

Considerando la definición existente en el proyecto de liquidación, correspondiente a una cimentación directa, en el documento [23] se ha desarrollado un análisis de la seguridad en servicio de la pila P2 (P11) del viaducto sentido A Coruña, obteniendo una tensión cobaricéntrica mayorada de 0,775 MPa, que corresponderían con unos 0,553 MPa en servicio, valores ambos por debajo de los 0,800 MPa de tensión de diseño, y que sería coherente con un terreno de cimentación compuesto por roca con un grado de alteración no mayor que II-III, condiciones en las cuales la cimentación presentaría una seguridad suficiente. De acuerdo con el documento [23], los posibles empujes desequilibrados debidos a la pendiente del terreno natural tienen un efecto reducido en la seguridad de la cimentación.

Para verificar la naturaleza del terreno, se ha propuesto realizar sondeos en las cercanías de la pila P2, cuyas especificaciones se recogen en el documento [24]. En el momento de redacción de este informe, no se ha concluido la investigación, pero de los resultados preliminares de los sondeos realizados se puede deducir que la meteorización de la roca de cimentación sería compatible con tensiones de diseño de 0,5 – 0,6 MPa, valores más reducidos que los considerados en el proyecto original, pero que garantizarían que, en la situación previa al colapso, la resistencia del terreno de cimentación sobre el que se sitúa la pila P2 sería suficiente para garantizar su estabilidad; circunstancia que descartaría el fallo de la cimentación en el momento del colapso del vano 3.

7.4. Verificación analítica de la situación de los vanos colapsados

De manera adicional a las investigaciones de campo, se han llevado a cabo análisis de tipo analítico en base a la teoría de la Elasticidad, la Resistencia de Materiales y las técnicas habituales en el diseño y dimensionamiento de estructuras de hormigón estructural.

Estos análisis y comprobaciones, junto con la inspección visual, de materiales y geotécnica, permitirán determinar el origen y las causas del colapso de los vanos 1 y 3 del viaducto sentido A Coruña del Castro.

Con carácter general, los análisis y comprobaciones que se han llevado a cabo tienen como objetivo establecer la seguridad teórica de la estructura o de los elementos que la componen, de forma que si las sollicitaciones que afectan a la estructura son superiores a su resistencia se puede considerar una situación de seguridad inaceptable. Cuando la comparación anterior se realiza en un proceso de proyecto, se suelen comparar las denominadas sollicitaciones de diseño (S_d) con el valor de la resistencia de diseño (R_d), es decir afectadas ambas por los coeficientes parciales de seguridad de las acciones en el caso de las sollicitaciones (γ_f) y de los materiales en el caso de las resistencias (γ_m), de forma que se busca que $S_d \leq R_d$. La verificación de la desigualdad anterior permite asegurar que la seguridad de la estructura es conforme a la normativa.

En el caso que nos ocupa, no se trata de un proceso de diseño, sino de un análisis de comprobación o peritación, es decir se trata de verificar si la situación estructural existente en momento del colapso es compatible a nivel teórico o no, con una situación en la que la sollicitación sobre la estructura se hace igual o cercana a su resistencia, o la supera, ($\zeta S_r \geq R_r?$), para lo que hay que considerar valores reales o nominales, tanto para la sollicitación como para la resistencia, es decir no afectados por coeficientes de seguridad, o lo que es lo mismo, con todos los coeficientes de seguridad iguales a la unidad ($\gamma_f = \gamma_m = 1,00$). La verificación o no de la desigualdad anterior, nos permitirá conocer si la estructura se encontraba a nivel teórico en una situación compatible con el colapso, o no.

Adicionalmente, y de la misma manera, no se pueden establecer las resistencias de la estructura en base a valores característicos de la resistencia de los materiales que la constituyen, puesto que se trata de un enfoque de tipo probabilista que es adecuado para el proyecto, pero no necesariamente representa la realidad en una situación de comprobación o peritaje. En esta situación, lo ideal sería establecer una resistencia de tipo determinista, en la cual se pudiera obtener la resistencia real del elemento a analizar mediante ensayos; circunstancia que, en el caso que nos ocupa, también resulta complicado, puesto que los elementos cuya rotura se ha observado en el colapso están desintegrados o no permiten la extracción de muestras adecuadas para su ensayo. Considerando todo lo anterior, lo más adecuado es adoptar un enfoque semideterminista o semiprobabilista en el cual, para las resistencias de los elementos estructurales se adoptan los valores relevantes de los ensayos de las zonas más semejantes o cercanas a las colapsadas. Además, se puede considerar que, si la dispersión de resultados no es elevada, los valores medios de los ensayos realizados son más representativos que los característicos (entendidos como aquellos cuyo valor se supera en el 95 % de los casos).

Por lo tanto, y a modo de resumen, las comprobaciones analíticas para verificar situaciones de colapso considerarán valores nominales de las resistencia y sollicitaciones ($\gamma_f = \gamma_m = 1,00$), y en particular, para las resistencias de los materiales, se consideran valores medios, sin dejar de considerar y valorar la situación con valores característicos.

Por otro lado, las verificaciones analíticas realizadas tratan de estudiar la situación del vano tipo de tablero, en relación con tres modos de fallo que pudieran ser causa del colapso:

- Fallo por agotamiento de la sección del tablero frente a tensiones normales
- Fallo local de los elementos de desvío del sistema de pretensado
- Fallo local de la zona de anclaje y transmisión del pretensado en el mamparo

7.4.1. Comprobaciones globales del vano tipo

El proyecto de reparación [5] ya realiza una verificación de tipo global del vano tipo del viaducto, incluso un análisis de la robustez del vano, en función del número de posibles fallos en los cables del sistema de pretensado, llegando a la conclusión de que el proyecto original es conforme a la normativa, presentando a nivel de diseño, una seguridad adecuada.

Como comprobación independiente, se ha realizado un modelo de barras del vano tipo, con una luz entre ejes de apoyo de 43,20 m, para la verificación de la situación de la estructura del vano tipo en el momento de los colapsos, obteniendo como resultado un adecuado comportamiento tensional a lo largo de toda la estructura, con tensiones máximas de compresión en la fibra inferior del centro de vano por debajo de los 16 MPa para la situación de cargas permanentes.

Así mismo se ha verificado la situación de estado límite último de resistencia de la sección a tensiones normales, obteniendo un coeficiente de seguridad un 15 % superior al requerido normativamente con la sobrecarga de tráfico del Eurocódigo 1, equivalente a IAP-11.

Las comprobaciones indicadas, unidas a la evidencia proporcionada por la inspección visual de ausencia de daños derivados de un fallo por tensiones normales en la sección más desfavorable del centro de vano, permiten desechar este modo de fallo como causa del colapso.

7.4.2. Comprobaciones locales de los bloques desviadores

Se ha realizado una comprobación local de la resistencia del elemento desviador de los cables de pretensado que se sitúa más hacia el centro de vano, que es el más solicitado, puesto que en él se produce el desvío de los cables 1, 2, 3 y 4, todos los cables anclados superiormente en el mamparo.

El análisis se ha realizado considerando el bloque desviador como una viga biapoyada entre las almas del cajón, sometida a las cargas de desvío producidas por cada cable.

El resultado del análisis muestra una seguridad estricta, pero adecuada normativamente en estado límite último.

7.4.3. Comprobaciones locales de los mamparos del tablero

La inspección visual de los restos de los vanos colapsados, como se indicó anteriormente, muestra que los mamparos correspondientes a la pila P1 para el vano 1, y a la pila P3, para el vano 3, es decir los mamparos de los vanos colapsados orientados hacia PK+, han sufrido graves daños, estando la zona de sección de la dovela que sobresale del mamparo prácticamente desintegrada, exhibiendo un posible fallo por rotura debida a compresiones excesivas.

Con el objeto de analizar el comportamiento de la zona de anclaje en el mamparo del sistema de pretensado, particularmente en su frente superior, se han realizado análisis basados en dos tipos de modelo de cálculo:

- Modelo de elementos finitos tridimensionales
- Modelo de bielas y tirantes

El primero de los modelos permite detectar de forma muy precisa el comportamiento del mamparo a través de los flujos de tensiones que se producen a nivel tridimensional. Sin embargo, su carácter elástico hace que se puedan dar flujos de tensiones que en la realidad no puedan ser soportados por el hormigón y que correspondan a zonas de armadura.

Por el contrario, los modelos de bielas y tirantes son modelos sencillos que representan los flujos de tensiones en los elementos de hormigón armado de forma más sencilla y comprensible, apelando exclusivamente a las ecuaciones de equilibrio, de forma que permiten conocer el estado tensional de un elemento de una manera robusta y coherente.

La combinación de ambos modelos en el análisis proporciona un conocimiento preciso del comportamiento de un elemento estructural.

7.4.3.1. Modelo de elementos finitos. Características del modelo.

El modelo de elementos finitos realizado representa la geometría de los 12 m extremos del vano tipo.

Se trata de un modelo lineal de elementos finitos tridimensionales en el que se aplican las cargas correspondientes a: pretensado con sus valores nominales (pues se puede considerar que, en el momento del colapso, las pérdidas a largo plazo eran despreciables) y la reacción de los apoyos para la carga de peso propio, única existente en el momento del colapso. No se ha incluido el peso propio del tramo modelado, pues se ha comprobado que su efecto resulta no relevante en los resultados en el entorno del mamparo.

La carga de cada uno de los cables de pretensado se ha aplicado en la cara exterior del mamparo, en correspondencia con la placa de anclaje del cable. La carga sobre los apoyos del vano se ha aplicado en la superficie que corresponde con el contacto con el aparato de apoyo.

El hormigón se ha modelado con las propiedades que marca el Eurocódigo 2 para un hormigón C40 ($f_{ck} = 40$ MPa): módulo de deformación $E_{cm} = 35$ GPa y coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$. El material se considera homogéneo, lineal e isótropo. Se ha verificado que el empleo de un módulo de deformación del orden del obtenido en los ensayos (25-27 GPa) no modifica sustancialmente los resultados en tensiones.

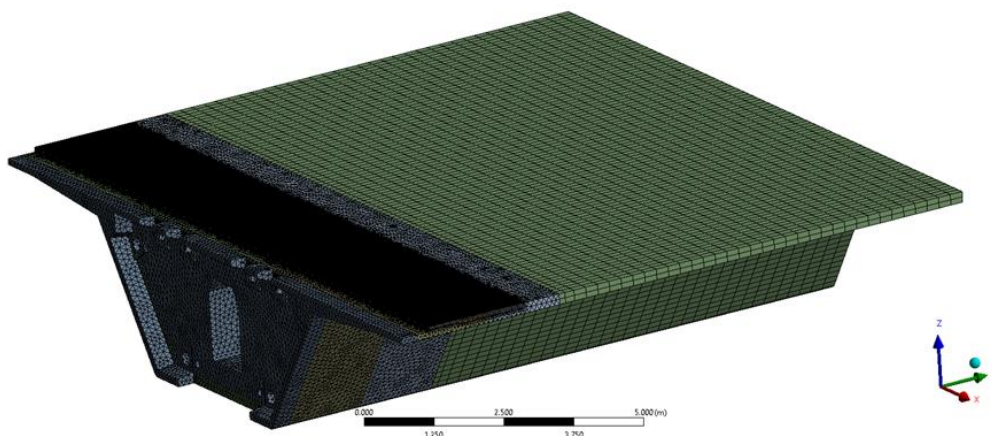


Figura 70. Modelo de elementos finitos representativo de la geometría nominal del proyecto construido.

Para mejorar la precisión de los resultados, en la zona de mamparo y particularmente en la zona de mamparo correspondiente a la losa superior, se han realizado sucesivos refinados del mallado general.

A partir del modelo general se han definido tres modelos para comparar:

- Modelo representativo de la geometría del proyecto: P
- Modelo representativo de la geometría del proyecto con la hidrodemolición de 75 mm definida en el proyecto de reparación: H75
- Modelo representativo de la geometría del proyecto con una hidrodemolición incrementada hasta 100 mm como se ha observado en la inspección visual de los restos: H100

La diferencia de los modelos se manifiesta en la geometría de la zona superior de losa, como se puede apreciar en la siguiente imagen, correspondiente al corte por un plano vertical que pasa por el eje de un anclaje:

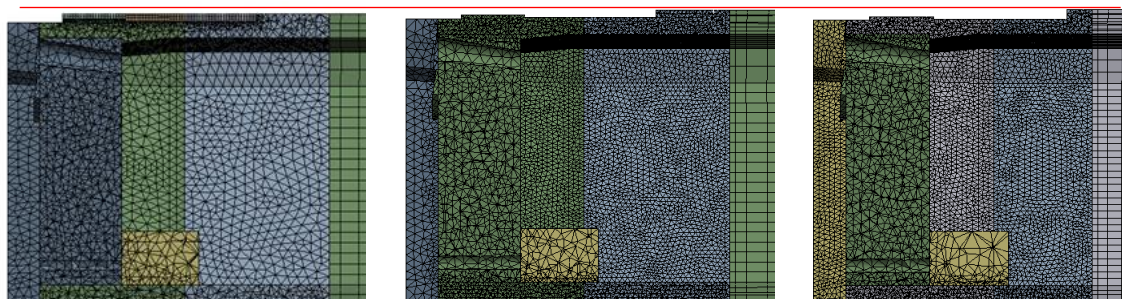


Figura 71. Modelos de elementos finitos de proyecto (P), con hidrodemolición de 75 mm (H75) y con hidrodemolición de 100 mm (H100). Sección longitudinal.

Estos modelos se someterán a las cargas indicadas para verificar el comportamiento de la entrada de la carga de pretensado en la losa superior; así como el efecto que la hidrodemolición tiene en la estructura.

7.4.3.2. Modelo de elementos finitos. Resultados de los modelos.

El principal resultado que se pretende obtener del modelo de elementos finitos es la forma de difusión de la carga (5650 kN/anclaje superior) de los anclajes de los cables de pretensado hacia el interior de la sección.

Los resultados se van a mostrar en las siguientes secciones representativas, que posteriormente se verá que son las más solicitadas:

- Sección S1, correspondiente al plano vertical longitudinal intermedio entre anclajes superiores
- Sección S2, correspondiente al plano vertical longitudinal en el eje del anclaje superior exterior
- Sección S3, correspondiente al plano horizontal medio de la losa superior del tablero

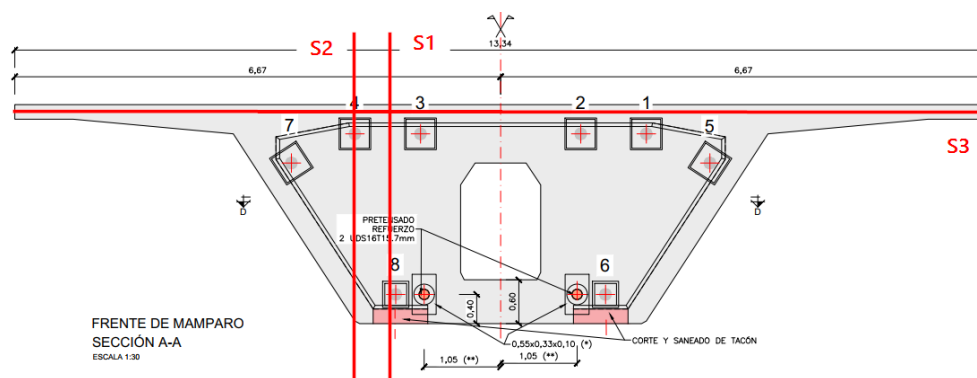


Figura 72. Secciones pésimas para la determinación de resultados de difusión del pretensado.

Se muestran a continuación los resultados de las líneas de presión representadas mediante vectores, que sirven como medida gráfica de cómo es el flujo de tensiones desde los anclajes hacia la losa superior en la sección S1 del modelo previo a la hidrodemolición (P).

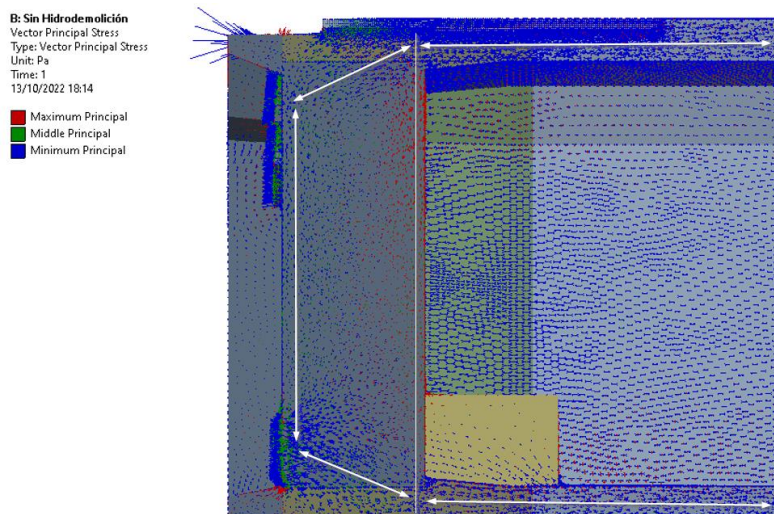


Figura 73. Flujos de tensiones en el modelo (P), sección S1.

En el dibujo se pueden ver perfectamente los flujos de tensiones principales que evidencian el comportamiento estructural del mamparo:

- Flujos de compresión inclinada desde los anclajes superiores hacia la losa superior y desde los anclajes inferiores hacia la losa inferior.
- Flujos de compresión horizontal, tanto en la losa superior como en la losa inferior, correspondientes a las tensiones normales típicas de la sección comprimida.

- Flujo de tracciones verticales en la cara interior del mamparo, para recoger el desvío de los flujos inclinados y horizontalizarlos para su entrada en las losas superior e inferior del tablero. Dicho flujo de tracciones se recoge con la armadura dispuesta en la cara interior del mamparo.
- Flujo de compresiones verticales en la cara exterior del mamparo que corresponde al desvío de las fuerzas de los anclajes y compensa el flujo de tracciones de la cara interior, garantizando el equilibrio de las cargas según el eje vertical.

En la siguiente imagen se muestra cómo se corresponden los principales flujos de tracción con los armados principales del mamparo.

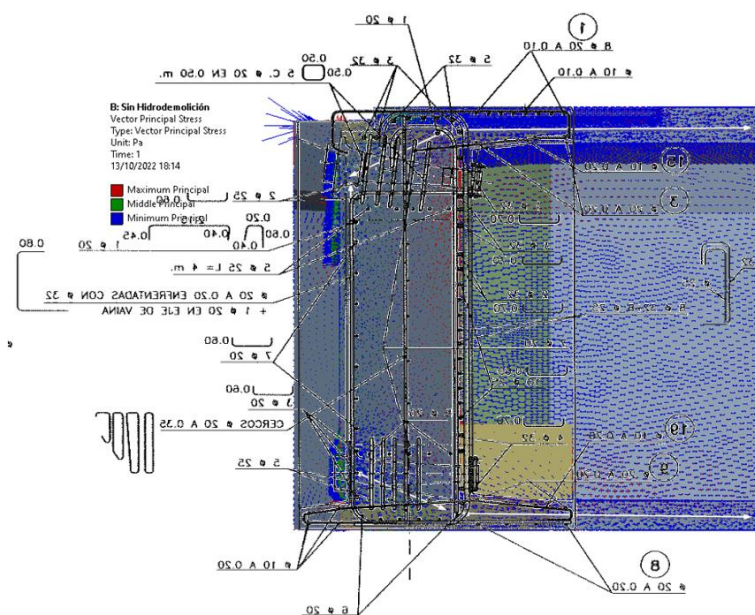


Figura 74. Flujos de tensiones en el modelo (P), sección S1.

Se muestran a continuación los resultados de tensiones de los tres modelos analizados: P (proyecto original), H75 (hidrodemolición de 75 mm) y H100 (hidrodemolición de 100 mm).

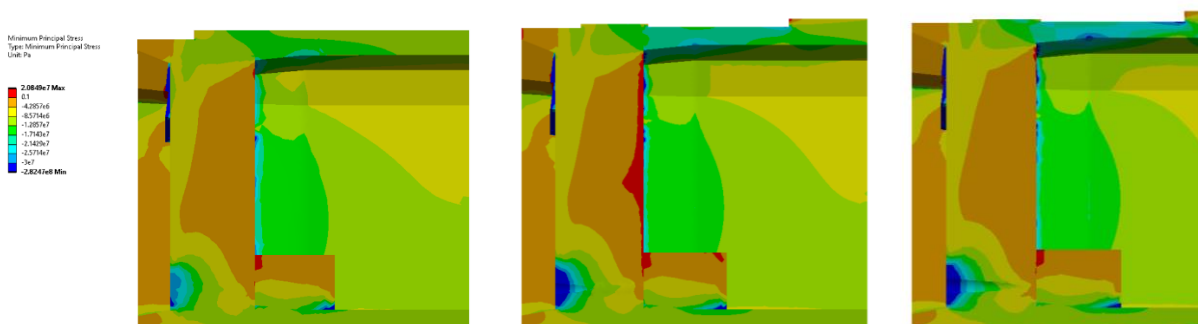


Figura 75. Tensiones principales mínimas (compresión) en los modelos P, H75 y H100. Sección S1 (entre anclajes) [Pa]

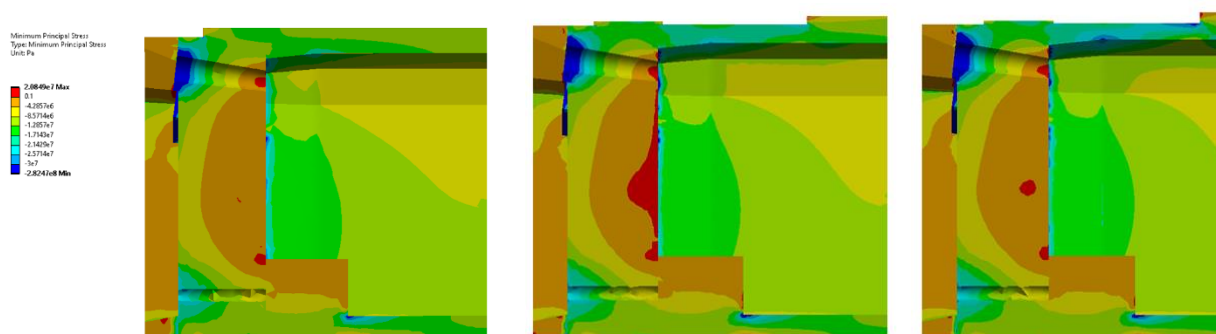


Figura 76. Tensiones principales mínimas (compresión) en los modelos P, H75 y H100. Sección S2 (en eje de anclaje) [Pa].

En la siguiente tabla se hace un resumen de los resultados de tensiones principales en la zona de la losa superior, por donde se produce la difusión de la carga de pretensado hacia dicha losa.

| Tensiones principales en la zona de entrada de la carga del pretensado en la losa superior (S1) | | | |
|---|--------|--------|--------|
| Modelo | P | H75 | H100 |
| Tensiones principales medias | 15 MPa | 19 MPa | 22 MPa |
| Tensiones principales pico | 18 MPa | 24 MPa | 29 MPa |

Tabla 1. Tensiones principales en zona de entrada de la carga del pretensado en la losa superior (S1)

| Tensiones principales en la zona de entrada de la carga del pretensado en la losa superior (S2) | | | |
|---|--------|--------|--------|
| Modelo | P | H75 | H100 |
| Tensiones principales medias | 15 MPa | 19 MPa | 23 MPa |
| Tensiones principales pico | 19 MPa | 24 MPa | 29 MPa |

Tabla 2. Tensiones principales en zona de entrada de la carga del pretensado en la losa superior (S2)

A partir de los resultados anteriores se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Las tensiones pico en la zona de difusión de la carga del pretensado son del orden del 25 – 30 % superiores que la media. Esto implica la existencia de cierta flexión concomitante con el axil de carácter moderado. En ningún caso se producen tracciones en la zona.
- Las tensiones, tanto pico como medias, se incrementan con respecto a la situación previa a la hidrodemolición un 26 % en el caso de la hidrodemolición de 75 mm y un 53 % en el caso de considerar un hidrodemolición de 100 mm.
- Las tensiones medias obtenidas, con respecto a la tensión característica de proyecto (40 MPa) corresponden a valores del 37,5 %, 47,5 % y 57,5%. Estos valores están por debajo del clásico límite del 60 % de la resistencia característica del hormigón, y serían aún menores si se considera la resistencia media.

Considerando lo anterior, las tensiones aquí obtenidas no parecen justificar, en ninguno de los casos, un posible colapso por compresión excesiva en el hormigón.

Si en lugar de considerar las tensiones principales mínimas (mayores compresiones), que se evalúan según la dirección en la que son máximas, se consideran simplemente las tensiones longitudinales, los valores que se obtienen son similares y las conclusiones del todo análogas a las anteriores.

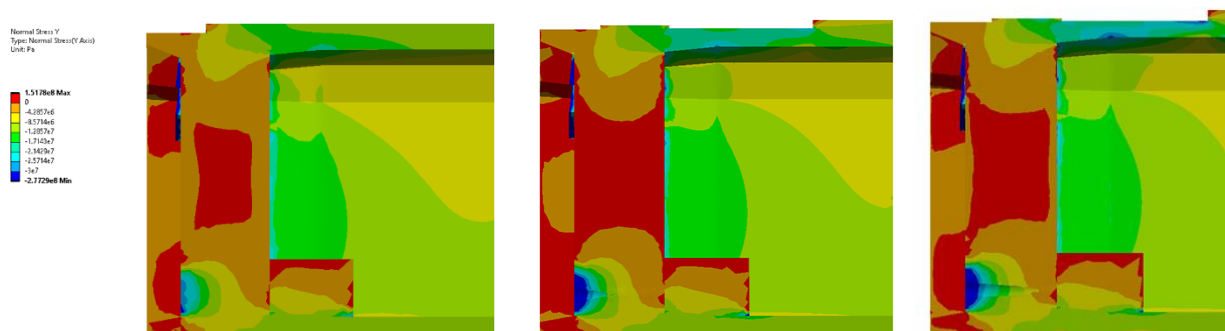


Figura 77. Tensiones normales longitudinales en los modelos P, H75 y H100. Sección S1 (entre anclajes) [Pa]

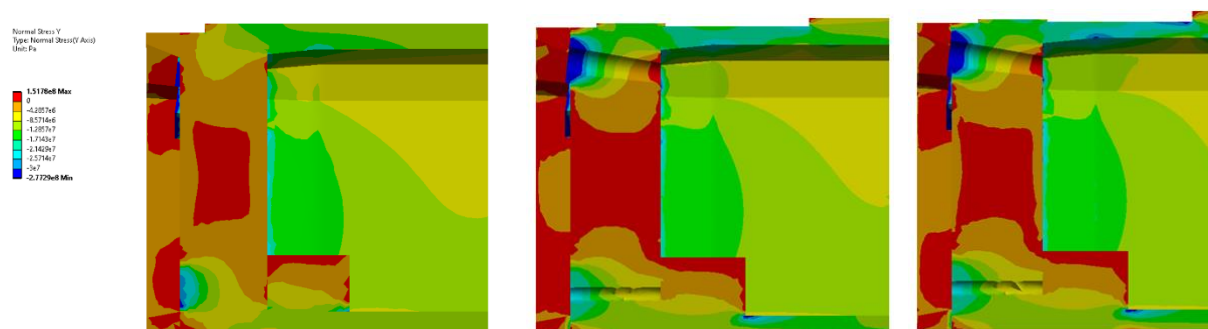


Figura 78. Tensiones normales longitudinales en los modelos P, H75 y H100. Sección S2 (en eje de anclaje) [Pa].

El incremento de las tensiones de difusión de la carga de pretensado hacia la losa superior se puede apreciar mejor mediante la obtención de las tensiones principales mínimas (mayores compresiones) en la fibra media de dicha losa superior, correspondiente con la sección S3 definida anteriormente.

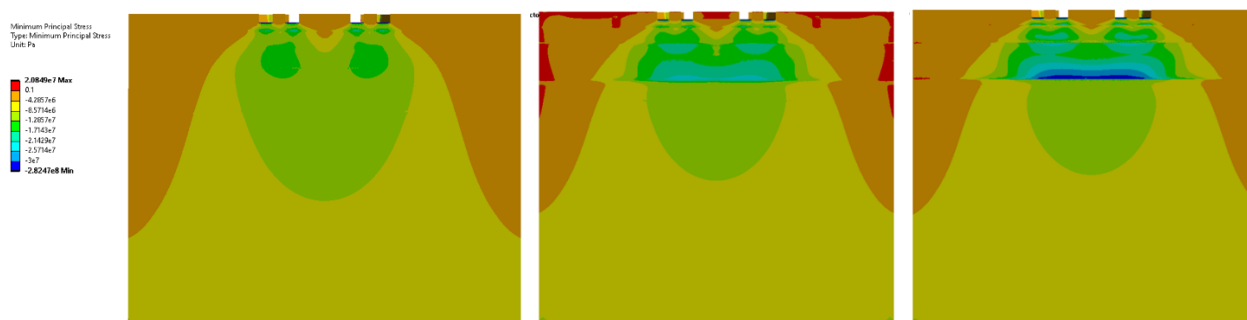


Figura 79. Tensiones principales mínimas que muestran la difusión del pretensado en los modelos P, H75 y H100. Sección S3. [Pa].

En las figuras anteriores se aprecia perfectamente cómo la hidrodemolición perturba la difusión de la carga del pretensado hacia la losa superior con respecto a la situación original. Son tensiones que, sin embargo, no parecen compatibles con situaciones de colapso.

7.4.3.3. Modelo de bielas y tirantes

El modelo de elementos finitos permite tener una idea de órdenes de magnitudes de las tensiones en el entorno del mamparo, que supone una región de discontinuidad que no se puede analizar por la teoría clásica de resistencia de materiales. Sin embargo, el modelo de elementos finitos, por ser de carácter elástico, admite la aparición de tensiones de tracción que realmente no se pueden producir en la masa de hormigón y que deben ser resistidas por el armado dispuesto en el elemento de hormigón. Para solventar este inconveniente, se realizan modelos de bielas y tirantes (o de forma más compleja de campos de tensiones) que permiten analizar los flujos de tensiones de una manera adaptada al diseño de estructuras de hormigón armado, y realizar comprobaciones de resistencia tanto de las bielas (flujos de compresiones en el hormigón) como de los tirantes (flujos de tracciones en la armadura) de una manera más robusta.

De forma complementaria al análisis elástico tridimensional, se han realizado tres modelos de bielas y tirantes, homólogos a los tres modelos de elementos finitos:

- Modelo representativo de la geometría del proyecto: P
- Modelo representativo de la geometría del proyecto con la hidrodemolición de 75 mm definida en el proyecto de reparación: H75
- Modelo representativo de la geometría del proyecto con una hidrodemolición incrementada hasta 100 mm como se ha observado en la inspección visual de los restos: H100

Los modelos se han generado en la sección pésima o más solicitada a compresiones de la zona de transferencia del pretensado, que corresponde con la sección por el eje del anclaje de pretensado superior exterior, correspondiente a la sección S2 definida previamente. La geometría de los modelos se ha obtenido a partir de las dimensiones e inclinaciones de los flujos de tensiones obtenido en los modelos tridimensionales de elementos finitos.

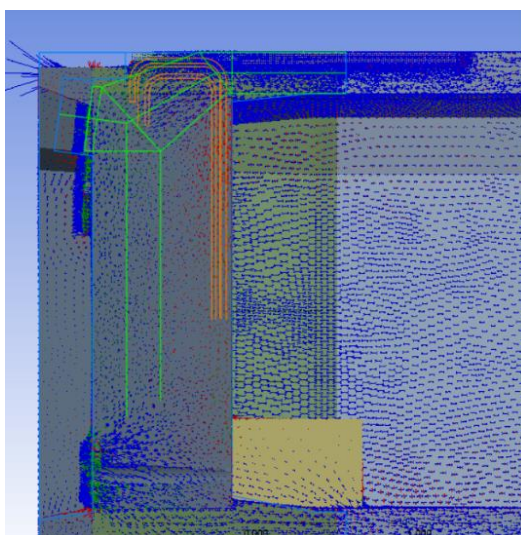


Figura 80. Flujos de tensiones en el modelo (P) y superposición con el modelo de bielas y tirantes.

A partir de la geometría anterior, se han definido los siguientes modelos de bielas y tirantes, que fundamentalmente se diferencian en el espesor de la biela de entrada de la carga en la losa, debido al espesor remanente de la losa tras la hidrodemolición. Estos modelos tienen la biela de entrada de la carga en la losa, horizontal; cabría la posibilidad de disponer esta biela inclinada aprovechando el acartelamiento

de losa superior en la dovela de mamparo, pero eso implicaría la necesidad de compensar la inclinación que se produce con una fuerza vertical en la conexión con la dovela adyacente. Sin embargo, no existe mecanismo resistente para recibirla, por lo que dicha biela de compresión debe ser necesariamente horizontal.

La carga que se aplica en el modelo corresponde a la carga de un anclaje superior con la peculiaridad de que, por la excentricidad existente en vertical con respecto al eje de la losa vertical, una parte pequeña de carga del anclaje superior, que se cifra en el 10 %, no se transmite a la losa superior, sino a la inferior, transmitiéndose hacia la losa superior el 90 % de la carga del anclaje. De manera análoga se produce con los anclajes inferiores, que transmiten una parte de la carga hacia la losa superior. Sin embargo, la carga que proviene de dichos anclajes inferiores llega a la losa superior ya prácticamente difundida, por lo que no participa del mecanismo de entrada directa representado por el modelo de bielas y tirantes. Por lo tanto, la carga a aplicar en dicho modelo de bielas y tirantes es $0,90 \cdot 5650 = 5085 \text{ kN}$.

Se muestran a continuación los diferentes modelos de bielas y tirantes realizados para cada situación e referencia.

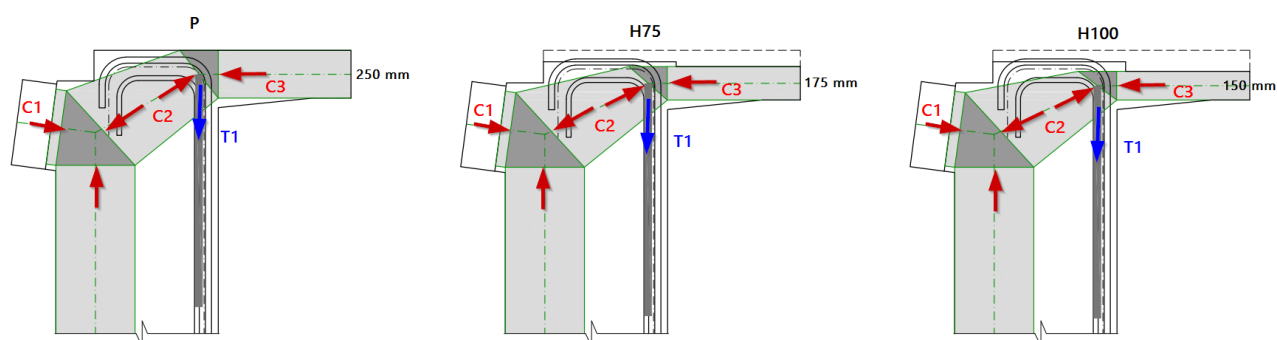


Figura 81. Flujos de tensiones en el modelo (P) y superposición con el modelo de bielas y tirantes.

La difusión horizontal de la carga tras la placa de anclaje se asume que se produce con una apertura de unos 35° , de acuerdo con lo observado en el modelo de elementos finitos. Por ende, en correspondencia con la cara interior del mamparo, es decir a 0,85 m de la sección de aplicación de la carga, la zona de difusión de la misma (ancho de la biela) presenta un ancho de $0,40 + 2 \cdot 0,85 \cdot \text{tg}35^\circ = 1,80 \text{ m}$.

Este valor es mayor que la distancia entre anclajes, por lo que se produce una superposición de las bielas de compresión que debe tenerse en consideración, lo que implica generar un modelo en planta que considere la entrada en carga de los dos anclajes, de forma que la anchura de la biela conjunta superpuesta, para el doble de la carga de un anclaje, resulta ser $0,90 + 0,90 + 0,90 = 2,70 \text{ m}$. Para poder llevar a cabo el cálculo con la carga de un solo anclaje, pero teniendo en cuenta la superposición de las bielas de compresión de los dos anclajes, habrá que dividir los valores de tensiones del modelo de un solo anclaje por $2 \cdot 1,80 / 2,70 = 1,33$.

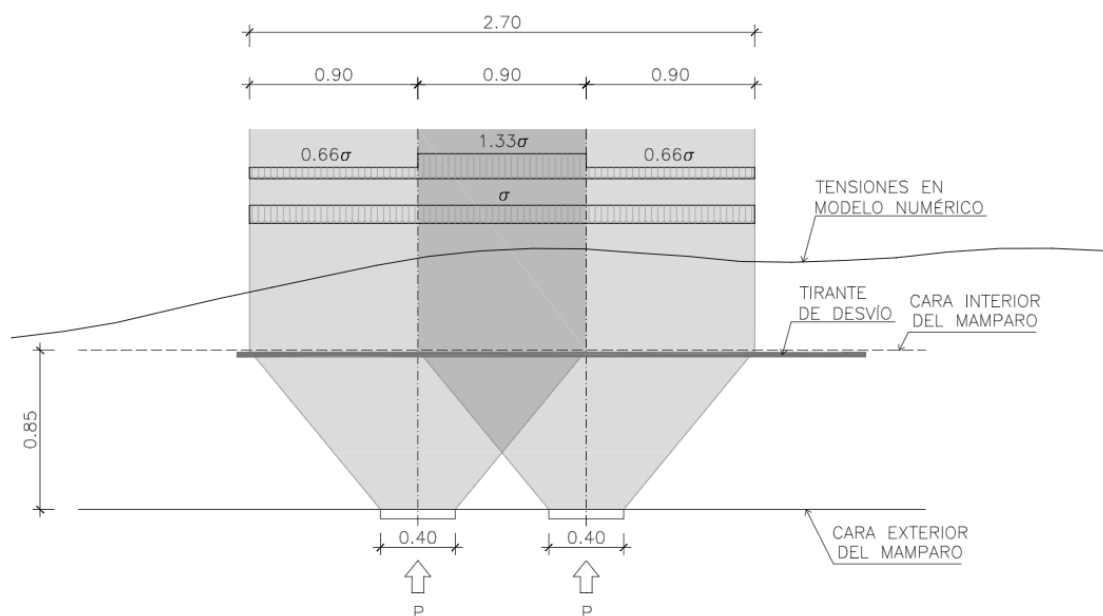


Figura 82. Apertura de los flujos de tensiones en el plano horizontal.

Los valores más relevantes del cálculo para cada uno de los modelos se muestran en la siguiente tabla.

| Resultados de los modelos de bielas y tirantes | | | |
|---|----------|----------|-----------|
| Modelo | P | H75 | H100 |
| Compresión C1 | 5085 kN | 5085 kN | 5085 kN |
| Ángulo de desvío (θ) | 29° | 26° | 25° |
| Compresión C2 | 5762 kN | 5607 kN | 5561 kN |
| Tensiones σ_{2i} (nudo inicial) | 29,1 MPa | 33,0 MPa | 34,7 MPa |
| Tensiones σ_{2f} (nudo final) | 13,1 MPa | 15,3 MPa | 16,3 MPa |
| Tracción T1 | 2794 kN | 2457 kN | 2350 kN |
| Compresión C3 | 5040 kN | 5040 kN | 5040 kN |
| Tensiones σ_{3i} (nudo inicial) | 14,9 MPa | 21,3 MPa | 24,80 MPa |
| Tensiones medias σ_{3i} (nudo inicial) MEF | 15 Mpa | 19 MPa | 23 MPa |

Tabla 3. Resultados numéricos de los modelos de bielas y tirantes

Los valores obtenidos de tensiones de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes son coherentes con los resultados del modelo de elementos finitos.

A partir de los resultados anteriores se verifica particularmente el nudo C2/C3/T1, que es el situado en las zonas donde se ha producido la rotura de la losa superior en los vanos colapsados; y de la biela C3, por la misma razón.

Verificación del nudo de aplicación de la carga C2/C3/T1

Se corresponde con un nudo sometido a compresión con un tirante anclado.

A este nudo, desde el punto de vista de la biela C2, correspondería aplicarle una resistencia, según el Eurocódigo 2, de $\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot v \cdot f_c$, que adopta el valor de 25,2 Mpa, 27,7 MPa y 30 MPa, para resistencias del hormigón de 40, 45 y 50 MPa, respectivamente; por lo que la seguridad frente a la situación de colapso tendría los siguientes coeficientes de seguridad, en función de la resistencia considerada:

| Coeficiente de seguridad del nudo C2/C3/T1 con respecto a la biela C2 | | | |
|---|------|------|------|
| Modelo | P | H75 | H100 |
| $f_c = 40$ MPa | 1,92 | 1,64 | 1,54 |
| $f_c = 45$ MPa | 2,11 | 1,81 | 1,69 |
| $f_c = 50$ MPa | 2,29 | 1,96 | 1,84 |

Tabla 4. Coeficiente de seguridad del nudo C2/C3/T1 con respecto a la biela C2

A este mismo nudo, desde el punto de vista de la biela C3, correspondería aplicarle una resistencia, según el Eurocódigo 2, de $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_c$, que adopta el valor de 28,6 Mpa, 31,4 MPa y 34 MPa, para resistencias del hormigón de 40, 45 y 50 MPa respectivamente; por lo que la seguridad frente a la situación de colapso tendría los siguientes coeficientes de seguridad, en función de la resistencia considerada:

| Coeficiente de seguridad del nudo C2/C3/T1 con respecto a la biela C3 | | | |
|---|------|------|------|
| Modelo | P | H75 | H100 |
| $f_c = 40$ MPa | 1,91 | 1,34 | 1,15 |
| $f_c = 45$ MPa | 2,10 | 1,47 | 1,26 |
| $f_c = 50$ MPa | 2,28 | 1,59 | 1,37 |

Tabla 5. Coeficiente de seguridad del nudo C2/C3/T1 con respecto a la biela C3

Verificación del tirante T1

La carga máxima del tirante en los tres modelos considerados corresponde al modelo nominal con una tracción de 2794 kN. La armadura colocada correspondiente a un solo anclaje resulta ser $8 \phi 32 + 8 \phi 25$, que corresponde a una sección de armadura de $64 + 39 = 103 \text{ cm}^2$, que da lugar a una tensión en la armadura de 271 MPa, valor muy adecuado para una situación de servicio, y lejos de los valores del límite elástico de la armadura de 500 MPa.

Esta capacidad necesaria para el tirante del modelo debe conseguirse que esté eficazmente anclada, para lo que debe tenerse en cuenta que la hidrodemolición efectuada reduce la superficie de anclaje de las barras de 32 mm con la masa de hormigón. Esta circunstancia se ha verificado, comprobando que el anclaje disponible es suficiente para anclar la tracción requerida.

Verificación de la biela C3

Se corresponde con una biela en ausencia de tracciones transversales, por lo que correspondería aplicarle una resistencia, según el Eurocódigo 2, de $\sigma_{Rd,max} = f_c$, que adopta el valor de 40 MPa, 45 MPa y 50 MPa, para resistencias del hormigón de 40, 45 y 50 MPa, respectivamente; por lo que la seguridad frente a la situación de colapso sería siempre más favorable que la comprobación del nudo, y por lo tanto con coeficientes de seguridad mayores.

Del análisis de modelo de bielas y tirantes, se deduce que el proceso de hidrodemolición reduce la seguridad frente al colapso, y que con valores de espesor hidrodemolido, los pone por debajo de los niveles normativos, pero sin que sea justificable el posible colapso, pues para resistencias del hormigón del orden de 45 MPa, la seguridad frente al colapso se cifra en $1,26 > 1,00$ y para resistencias del hormigón del orden de 40 MPa, la seguridad frente al colapso se cifra en $1,15 > 1,00$.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, en el modelo de bielas y tirantes considerado, se equilibra el conjunto de las cargas de dos anclajes con una tensión uniforme a 0,85 m de distancia, en la cara interior del mamparo. Esto supone una redistribución homogénea de las tensiones al final del mamparo, hecho que si bien se refleja en el modelo de elementos finitos. Sin embargo, en la realidad pueden originarse tensiones de pico mayores, de hasta en un 33 %, valor superior al 25 % que se observa en dicho modelo de elementos finitos debidas a la flexión local, y que podrían producir la reducción de la seguridad en dicho porcentaje, si dichos picos llegaran a producirse en la realidad, sin posible redistribución.

7.4.3.4. Comprobaciones seccionales

Con el objeto de verificar las secciones de la zona acartelada, considerando la existencia de un pequeño momento flector, se ha realizado una verificación de tipo seccional de la losa del tablero a partir de los resultados integrados de axiles obtenidos de los modelos de elementos finitos y bielas y tirantes, concomitantes con los momentos flectores obtenidos en el modelo de elementos finitos. Se han aplicado dichos esfuerzos a las secciones resistentes de la zona de losa superior acartelada de la dovela de mamparo.

A la hora de realizar esta comprobación se ha considerado un diagrama parábola rectángulo con tensión máxima $f_c = \alpha_{cc} \cdot f_c$, considerando del valor de $\alpha_{cc} = 0,85 - 1,00$, para analizar el posible efecto del cansancio detectado en la investigación de materiales, y una deformación para la resistencia máxima de $\epsilon_{c2} = 0,002$. En el cálculo se han considerado resistencias de 40 y 45 MPa. Asimismo, se ha considerado una excentricidad mínima accidental de 20 mm que se adopta cuando el momento obtenido presenta una excentricidad menor de dicho valor.

Se han comprobado dos secciones, la correspondiente a la salida del mamparo y la correspondiente al final del acartelamiento de la losa superior de la dovela de mamparo, a 20 cm de su sección final; cada una con sus características geométricas y armaduras, no considerando aquellas que han quedado fuera de la sección por haberse hidrodemolido.

Los resultados se muestran a continuación. Para mejor comprensión todos los diagramas de interacción se han escalado igual.

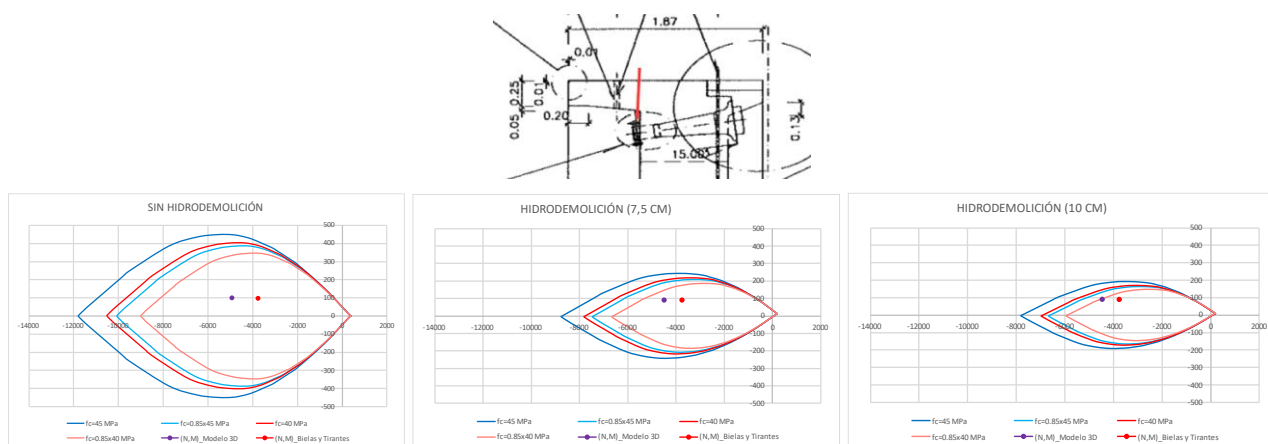


Figura 83. Comprobación seccional del arranque de la losa saliendo del mamparo para los modelos P, H75 y H100.

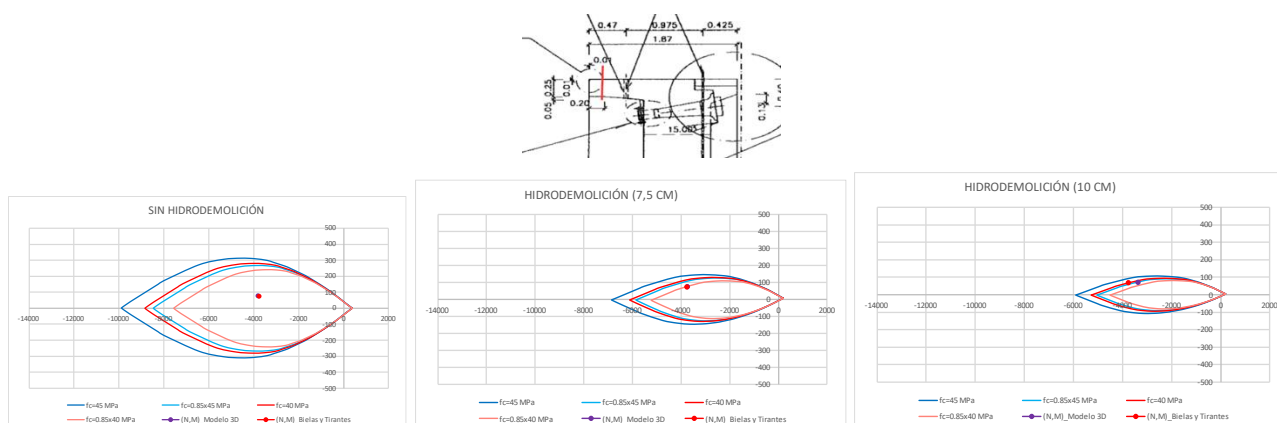


Figura 84. Comprobación seccional del final de la losa de la dovela del mamparo para los modelos P, H75 y H100.

En los diagramas se observa que las secciones consideradas tienen siempre una seguridad suficiente para valores de la resistencia a compresión de 40 y 45 MPa, incluso afectados por un coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0,85$, con la única excepción de la sección de final de dovela con una hidrodemolición de 100 mm, superior a la de proyecto. En este escenario, y para una resistencia del hormigón de 40 MPa, la sección estaría en situación de colapso. Dado que se ha comprobado que la resistencia del hormigón en general es bastante superior a los 40 MPa indicados, no debería considerarse ese valor límite y la sección seguiría estando alejada de una situación de colapso.

Independientemente de lo anterior, resulta evidente la reducción de resistencia que supone la actuación de hidrodemolición en la sección.

7.4.4. Verificación analítica de un posible proceso de fallo de la losa del mamparo

Como se ha evidenciado en los apartados previos, no se puede justificar de forma exclusivamente numérica el fallo de la zona superior de la dovela del mamparo, por lo que tienen que coexistir factores adicionales que hubieran podido dar lugar al fallo del tablero.

Por lo tanto, resulta de interés determinar si un fallo local de la losa del tablero, en la zona superior de difusión de la carga del pretensado por compresión, puede dar lugar a un fallo en cadena del resto de la estructura o si, por el contrario, la estructura es capaz de generar mecanismos de redistribución tensional que permitan restablecer las condiciones de equilibrio y evitar el colapso. Dicho de otra manera, resultaría interesante establecer si la estructura del tablero tiene una robustez suficiente frente a posibles fallos locales en la zona de difusión de la carga del pretensado.

Para analizar esta circunstancia se ha procedido en dos fases:

- Una inicial, en la que se analiza la posibilidad de que un fallo local de la losa superior del tablero, frente a la zona de anclaje, progrese ampliando el ámbito de la zona fracturada y produciendo el fallo completo de la losa superior del tablero entre almas.
- Una posterior en la que se comprobará si, tras el fallo completo de la losa superior del tablero entre almas, se puede producir el fallo consecutivo de las almas del tablero y por lo tanto de la totalidad de la sección.

La fase inicial se ha analizado considerando un modelo de elementos finitos en el que se ha eliminado una zona de 80 cm de anchura y 65 cm de longitud, que trata de representar el fallo por compresión de la zona de losa superior del tablero acartelada, a la salida del mamparo. El modelo sobre el que se modela este fallo local es el correspondiente a un hidrodemolición nominal de 75 mm (H75).

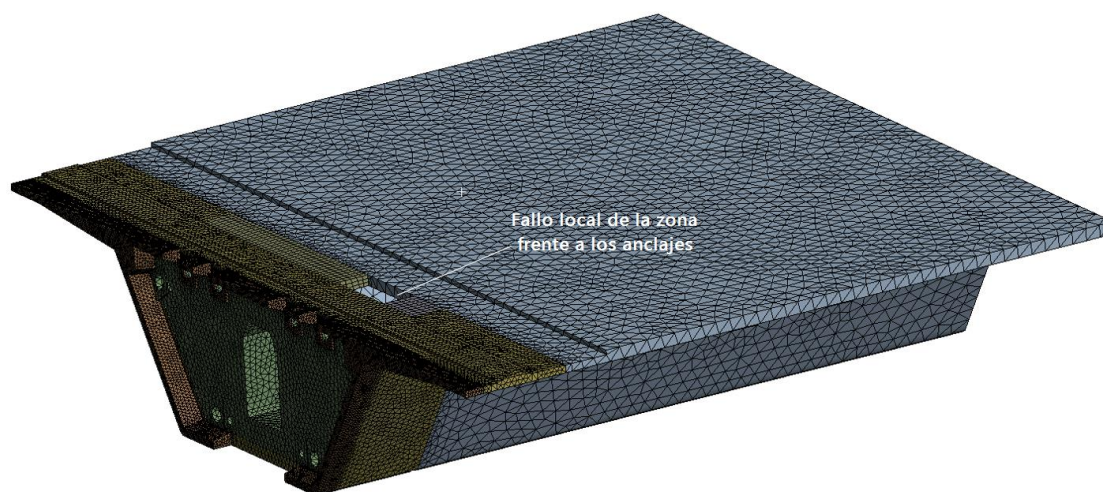


Figura 85. Modelo de elementos finitos para el análisis del efecto de un fallo local por compresión frente a la zona de anclajes superiores.

Las cargas son las mismas que en el resto de las modelos: pretensado y reacciones del peso propio en la situación previa al colapso inicial.

Los resultados del análisis muestran que, en caso de fallo de una zona local frente al tablero, no existe capacidad de redistribución, y que se producen de forma inmediata tensiones de compresión entre los 42 y

los 50 Mpa en unos 30-40 cm a cada lado del fallo inicial, circunstancia perfectamente compatible con la progresión del fallo por compresión de la losa superior.

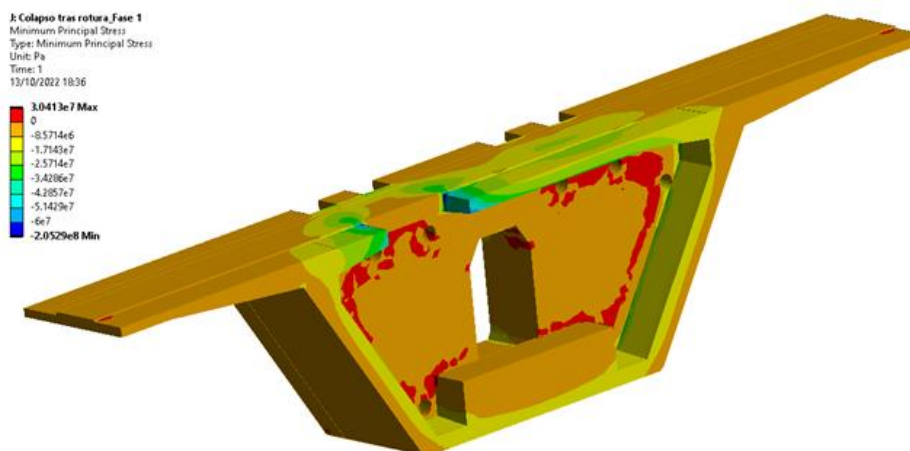


Figura 86. Tensiones principales mínimas (mayores compresiones) en el modelo H75 con fallo puntual local. [Pa].

Una vez verificada la primera fase, se estima que la progresión del fallo puede alcanzar, al menos, la totalidad de la losa superior entre almas, para lo que se ha analizado esta situación, ampliando en el modelo la zona de fallo a la totalidad de la zona indicada entre almas.

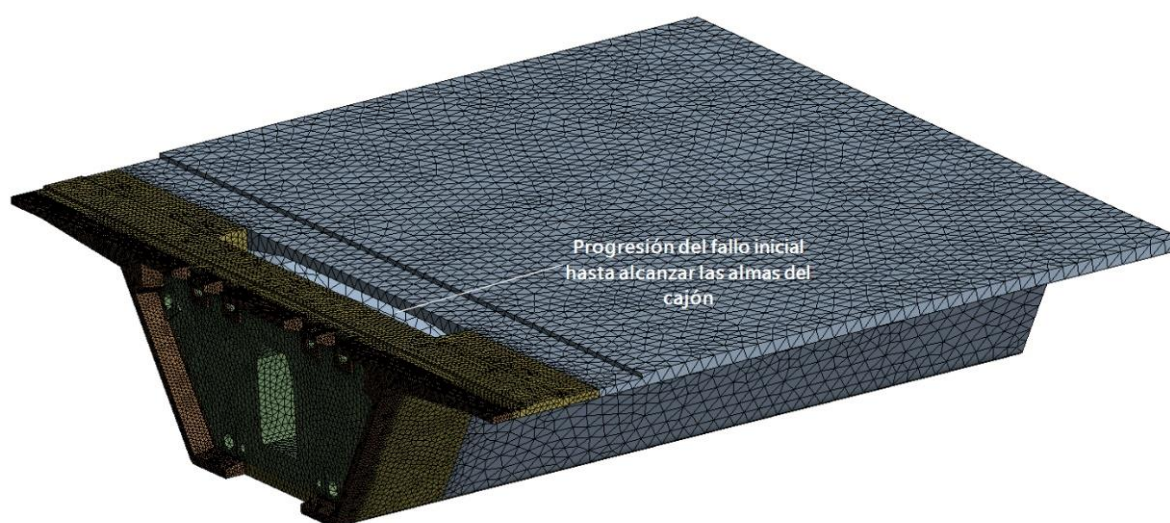


Figura 87. Modelo de elementos finitos para el análisis del efecto de la progresión del fallo hasta la totalidad de la losa superior entre almas

Los resultados del modelo de cálculo muestran los siguientes resultados:

- En los bordes de la zona por la que progresa el fallo de la losa superior se siguen produciendo tensiones muy elevadas (> 50 MPa) que manifiestan una continuidad en la progresión del fallo hacia los cartabones de las almas.
- Debido al fallo producido, el mamparo empieza a funcionar mediante una flexión de eje vertical, manifestándose unas tracciones horizontales en la cara interior del mamparo sobre el paso de hombre. El efecto de estas tracciones se ha podido detectar en el mamparo 2 del vano 1, mediante

la aparición de fisuras de apertura importante ($> 1 \text{ mm}$) que se cierran hacia la cara exterior del mamparo que mantiene su compresión.

- Las almas del cajón entran en una flexión muy elevada, que pone a las secciones de estas en una situación compatible con el colapso, incluso para una resistencia de compresión del hormigón de 45 MPa o 52 MPa, considerando el factor de cansancio.
- Los efectos dinámicos de la rotura son susceptibles de amplificar los esfuerzos de flexocompresión, dando lugar, en este caso, a una situación de rotura cierta.

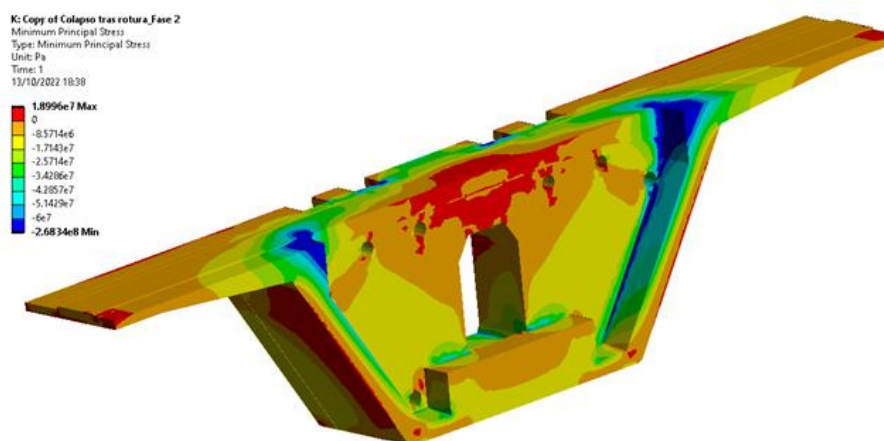


Figura 88. Tensiones principales mínimas (mayores compresiones) en el modelo H75 con progresión del fallo. [Pa].

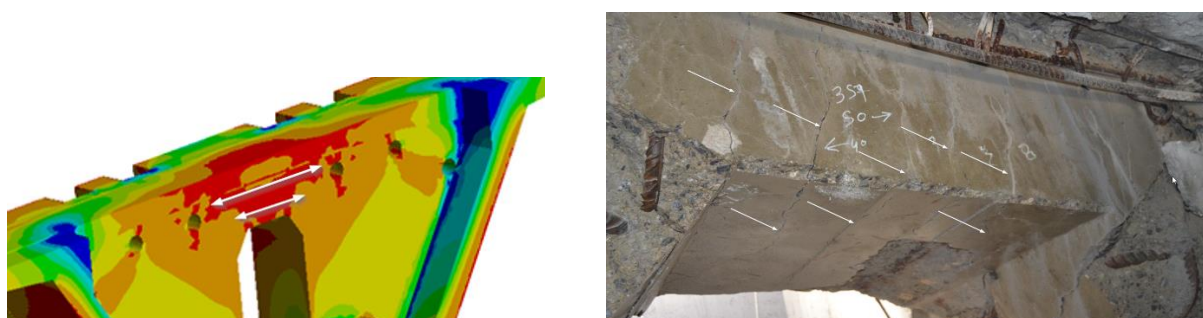


Figura 89. Mamparo 2 del vano 1 (colapsado) Fisuras compatibles con la rotura de la losa superior y flexión de eje vertical del mamparo.

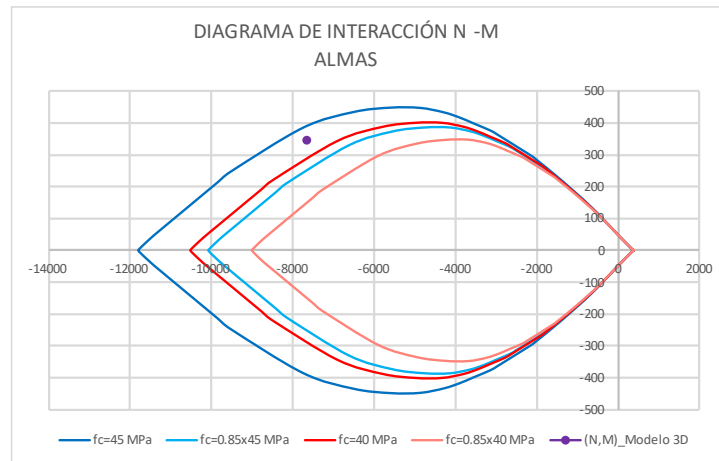


Figura 90. Verificación seccional de la zona superior del alma en fase de rotura progresiva

De acuerdo con las dos fases anteriores de análisis, se puede concluir que el fallo por compresión de una zona local de la losa superior del tablero adyacente al mamparo provoca irremediablemente el progreso de la rotura de la losa y el fallo completo de la sección.

8. Discusión sobre las causas más probables del colapso

A continuación, se realiza una discusión sobre los distintos aspectos que afectan a los colapsos

8.1. Sobre los resultados de la inspección visual

De los diversos procesos de inspección visual que se han llevado a cabo en el viaducto, incluyendo como tal, la demolición controlada del vano 2 del viaducto sentido A Coruña, se pueden extraer las siguientes evidencias:

- En los dos colapsos que se han producido, correspondientes a los vanos 3 y 1 del viaducto sentido A Coruña, se habían realizado actuaciones de hidrodemolición para la reparación de la losa de continuidad entre vanos.
- Además, los mamparos correspondientes a los extremos de vano con hidrodemolición han resultado gravemente dañados en el proceso de colapso, habiéndose desintegrado de forma prácticamente total la losa superior acartelada y las almas laterales del cajón de la dovela inicial a la salida del mamparo.
- Sin embargo, los mamparos del extremo opuesto a los afectados por la hidrodemolición, en ambos colapsos, se han mantenido prácticamente íntegros y sin daños aparentes debidos a procesos mecánicos, incluso tras su caída.
- La forma de rotura de los dos mamparos afectados por la hidrodemolición, correspondientes a vanos colapsados, resulta aproximadamente semejante, con síntomas similares observados en ambos casos:
 - Rotura y práctica desintegración de la losa superior y almas de la dovela inicial, salientes del mamparo, con un modo de fallo típico del agotamiento a compresión de la sección, para un hormigón de alta resistencia, de tipo frágil y explosivo.
 - Encabalgamiento de la segunda dovela sobre la dovela de mamparo con cierta evidencia de giro de esta última hacia abajo.
 - Aparición de fisuras en el mamparo sobre el paso de hombre con cierre de las mismas hacia la cara exterior del mamparo. Estas fisuras resultan evidencia de un comportamiento estructural del mamparo en flexión de eje vertical, en lugar del que correspondería a una situación de servicio con flexión de eje esencialmente horizontal.
 - Hundimiento de anclajes superiores de pretensado, en general de forma más acusada en los correspondientes a la parte baja del peralte.
 - Existencia de zonas con el hormigón del entorno de los anclajes materialmente pulverizado, incluyendo su matriz cementosa y los áridos; y de otras zonas en el mismo entorno con una fracturación generalizada de la masa de hormigón.
- En la zona correspondiente al mamparo 2 del vano 1, se han detectado, de forma muy puntual, hidrodemoliciones de espesor 100 mm y hasta 130 mm, superiores a las previstas de 75 mm.
- Por el contrario, existen dos extremos de vano que, habiendo estado afectados por la hidrodemolición, no han colapsado: vano 2 y vano 4. El vano 2 fue demolido de forma controlada y su extremo hidrodemolido tampoco sufrió daños tras su caída.
- En la zona correspondiente al mamparo 1 del vano 2, sometido a demolición controlada, también se han observado, puntualmente, hidrodemoliciones con espesor de hasta 95 mm, superiores a las previstas.

De acuerdo con todas las evidencias anteriores, se puede establecer que el hecho de que un vano tenga alguno de sus extremos afectado por la actuación de hidrodemolición resulta una condición necesaria, pero no es suficiente para su colapso, puesto que el vano 2, sobre el que se ejecutó la hidrodemolición de forma simultánea con el vano 1, no ha colapsado, ni ha mostrado la menor tendencia al fallo durante su proceso de demolición controlada, mientras que este último sí.

Independientemente de lo anterior, el origen más probable de los colapsos de los vanos 3 y 1 es el fallo por agotamiento a compresión o flexocompresión de la losa superior de la dovela inicial en la zona acartelada adyacente al mamparo, pues esta muestra síntomas compatibles con este modo de fallo.

Desde el punto de vista de la durabilidad, la inspección visual da lugar a las siguientes evidencias:

- Los viaductos del Castro están sometidos a duras campañas de vialidad invernal con aparición de ciclos de hielo y deshielo, y uso intensivo de sales fundentes en su plataforma. A lo largo del tiempo, el uso de sales, junto con una impermeabilización del tablero insuficiente o directamente deteriorada o inexistente, ha dado lugar a deterioros de la durabilidad de los viaductos, con daños extendidos con cierta generalidad. Precisamente estos daños son los que se habían catalogado y estaban en proceso de reparación en el transcurso de las obras de emergencia. Debe señalarse que los recubrimientos de armadura exigidos por la norma bajo la cual se proyectó y construyó el viaducto son sensiblemente menores que los exigidos por las normas actuales.
- El deterioro de la durabilidad del viaducto, si bien tiene carácter general, existen zonas en las que resulta más acusado con respecto a otras, que es más leve. La inspección visual determina que los mamparos 2 de los vanos 3 y 1, colapsados, son zonas con un deterioro elevado, mientras que el deterioro observado en los mamparos opuestos es mucho más leve. De la misma manera el deterioro durable del mamparo 1 del vano 2, hidrodemolido, pero no colapsado, es leve y menor que el del mamparo opuesto del mismo vano.

De las evidencias anteriores, se deduce que los vanos cuyos mamparos hidrodemolidos están más deteriorados son aquellos que han sufrido el colapso, mientras que los que presentan un deterioro durable leve o moderado no han colapsado, incluso estando afectados por la hidrodemolición.

8.2. Sobre los resultados de la caracterización de materiales

En el proceso de investigación se ha llevado a cabo una caracterización de los hormigones constitutivos de la estructura, a partir de la cual se han obtenido los siguientes resultados relevantes:

- La resistencia a compresión del hormigón de los viaductos es, con cierta generalidad, elevada, obteniéndose valores típicos entre los 50 y 60 MPa e incluso superiores, muy por encima de la resistencia característica requerida en el proyecto: 40 MPa, y también de su probable evolución en el tiempo, en la actualidad estimada en 48 MPa.
- Los resultados de resistencia a compresión obtenidos en el entorno del mamparo 1 del vano 2 (hidrodemolido, sin deterioros durables graves y no colapsado) son análogos a los obtenidos en otras zonas cualquiera de la estructura.
- Los módulos de deformación del hormigón son igualmente homogéneos en una amplia generalidad de la estructura.
- Sin embargo, los ensayos realizados sobre los restos extraídos de las zonas colapsadas de las dovelas extremas donde se ha evidenciado el fallo, proporcionan valores de resistencia del

hormigón más reducidas, entre 40 y 50 MPa (incluso en algún fragmento ensayado, sensiblemente menores, por lo que se debe dudar de su representatividad). Estos valores de resistencia a compresión del hormigón, si bien siguen estando por encima de lo requerido en el proyecto, son más bajos que la generalidad de los resultados de ensayos.

- En esas mismas zonas, los resultados obtenidos en los ensayos de determinación del módulo de deformación del hormigón son también notablemente inferiores, circunstancia que se puede achacar al fenómeno de 'cansancio' del hormigón, cuando ha estado sometido a elevadas tensiones de compresión durante largos periodos de tiempo, en este caso debidas a la acción del pretensado, y que tiene como consecuencia una notable reducción de su módulo de deformación y de su resistencia a tracción, pero únicamente una reducción leve de la resistencia a compresión (que la normativa suele cifrar en un 15 %).
- Debe señalarse igualmente, que este fenómeno de cansancio, no se ha detectado en los ensayos realizados en el mamparo 1 del vano 2, sometido a las mismas compresiones que los mamparos de los vanos colapsados, y que el resto de los vanos del viaducto.

A partir de lo anterior, a priori y a falta de una investigación adicional, parece deducirse algún tipo de correlación entre el nivel de deterioro de la estructura de mamparos y el efecto de cansancio del hormigón, correlación que no se ha encontrado en la bibliografía accesible al autor; y por lo tanto debe suponerse igualmente, una correlación entre el efecto de cansancio del hormigón y los colapsos producidos.

Independientemente de lo anterior, los resultados de resistencia a compresión del hormigón permiten asumir valores reales o nominales de resistencia de la estructura superiores a los estrictamente requeridos en el proyecto.

Desde el punto de vista de la composición de los hormigones de la estructura, los análisis realizados muestran lo siguiente:

- Los valores obtenidos de contenido en cemento del hormigón son atípicamente bajos para los valores que se están obteniendo en los ensayos de resistencia a compresión.
- Los valores de porosidad y absorción de agua obtenidos son muy elevados, con respecto a valores típicos de hormigones de alta resistencia. Esta porosidad puede haber condicionado su comportamiento durable al no disponer de una microestructura suficientemente cerrada como para impedir el acceso desde el ambiente exterior hacia el interior del hormigón, tanto de los agentes agresivos, principalmente cloruros de las sales fundentes, como de la humedad y del oxígeno.
- La estructura microscópica del hormigón no evidencia daños por efectos de ciclos de hielo y deshielo. Pese a que no se ha detectado aire ocluido en el hormigón como cabría esperar en zonas de helada, esta circunstancia puede haber sido suplida por la moderada porosidad interconectada del hormigón.
- El contenido en cloruros del hormigón en la zona de mamparos no permite discriminar entre elementos más afectados y elementos menos afectados en relación con su orientación o a la existencia de junta de dilatación o losa de continuidad, circunstancia que sí se evidencia a nivel visual.

8.3. Sobre los resultados de la investigación geotécnica

La principal conclusión derivada del proceso de investigación geotécnica, en relación con las causas del colapso, es la existencia de un terreno de cimentación suficientemente competente para que se pueda descartar su fallo, como causa del desplome producido en la pila P2 y por lo tanto de la caída del vano 3.

A la vista de las evidencias obtenidas en la investigación, el desplome producido en la pila P2 debe considerarse efecto del colapso del vano 3 y no causa del mismo, quedando pendiente de determinar el mecanismo que pudo llegar a producir el desplome de casi 2 metros de la pila, cuando se puedan acometer las excavaciones necesarias para llegar al arranque de dicha pila.

Lógicamente, la conclusión anterior queda condicionada a su confirmación cuando se pueda llevar a cabo la investigación indicada.

8.4. Sobre los resultados de las comprobaciones de cálculo

De los diversos procesos de verificación analítica llevados a cabo, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El análisis global del vano tipo muestra un comportamiento de la estructura adecuado a la normativa y con seguridad suficiente, incompatible con posibles fallos de tipo global del tablero.
- El análisis de los bloques desviadores igualmente muestra un dimensionamiento estricto, pero correcto, lejos de la posibilidad de fallo en la situación que se han producido los colapsos.

De acuerdo con las conclusiones anteriores, se puede descartar el fallo global del tablero del vano tipo y el fallo de un bloque desviador del sistema de cables de pretensado como causas del colapso de los vanos. Esta circunstancia se ve confirmada por lo observado en la inspección visual de los restos de los vanos colapsados.

Del estudio analítico de la difusión del pretensado desde los anclajes superiores hacia la losa del tablero se extraen las siguientes conclusiones:

- El dimensionamiento del detalle de transmisión de la carga de pretensado desde los anclajes hacia la losa superior en el proyecto construido resulta estricto, pero conforme a la normativa; entendiéndolo el adjetivo 'estricto' no con carácter peyorativo, sino simplemente, como que se ajusta a la seguridad establecida normativamente, sin más; característica deseable en toda obra pública para el eficiente uso de los recursos.
- La hidrodemolición realizada disminuye la resistencia de la estructura en la zona de difusión de la carga de pretensado. Esta disminución de resistencia es mayor cuanto mayor espesor de hidrodemolición se realiza y afecta especialmente a la resistencia frente a las posibles flexiones que se puedan producir concomitantes con la compresión del pretensado.
- Independientemente de lo anterior, para las condiciones existentes en el momento en el que se produjeron los colapsos, el análisis numérico no es capaz de justificar el fallo de la estructura debido al agotamiento del mecanismo de transmisión de la carga de pretensado hacia la losa superior; existiendo un nivel de seguridad, en algunas hipótesis, por debajo del normativo, pero alejado de la posibilidad de colapso.
- Para llegar a situaciones de colapso por fallo del mecanismo resistente antedicho, deberían producirse simultáneamente la concomitancia de los siguientes factores: una hidrodemolición

superior a los 100 mm de espesor, una resistencia del hormigón inferior a los 40 MPa, o inferior a 45 MPa con el hormigón afectado por fenómenos de cansancio; circunstancias que no han sido observadas en la investigación realizada.

En base al análisis anterior, no es posible justificar numéricamente el colapso de los vanos 3 y 1 del viaducto sentido A Coruña adoptando como parámetros de cálculo los valores representativos obtenidos en los procesos de investigación. Considerando que este es el principal mecanismo de fallo que se deduce de la inspección visual de los restos, deben haber existido, por lo tanto, efectos adicionales concomitantes que hayan afectado a la estructura para que se haya producido su colapso.

Independientemente de lo anterior, el análisis numérico sí permite justificar el fallo en cadena de la totalidad de un vano del viaducto a partir de un fallo puntual en la zona de difusión del pretensado, que debido a la práctica ausencia de robustez del diseño, irremediablemente conduciría a un colapso completo del vano por rotura progresiva, primero, de la losa superior entre almas del cajón y de las propias almas del cajón sucesivamente, debido a su agotamiento por tensiones normales excesivas derivadas de esfuerzos de flexocompresión.

8.5. Causas más probables de los colapsos

A partir de los estudios realizados, de manera preliminar y condicionado a que la finalización de las investigaciones, actualmente en curso, pudieran proporcionar nuevos o más precisos datos, el origen que se considera más probable de los colapsos de los vanos 3 y 1 de la estructura de la calzada sentido A Coruña del viaducto del Castro es un fallo local, frágil y sin previo aviso, producido en la losa superior acartelada en la zona de difusión del pretensado, que debido a la ausencia de robustez del diseño, ha progresado hasta producir el fallo completo de la losa superior entre almas y de las propias almas del cajón, debido a su agotamiento por tensiones normales excesivas derivadas de esfuerzos de flexocompresión.

No se puede establecer una causa única, ni principal, que haya dado origen a los colapsos, que sólo pueden ser justificados por la concomitancia de varios efectos que, aplicados de forma independiente, en ningún caso hubieran dado lugar a un fallo de la estructura, pero que, actuando de forma simultánea, pueden dar lugar a una situación compatible con el colapso; estos efectos son, sin que su ordenación signifique mayor o menor participación en los colapsos producidos:

- El estado de deterioro durable de las dovelas de mamparo sometidas al uso frecuente de sales fundentes en la plataforma del viaducto junto con una impermeabilización del tablero insuficiente, deteriorada o inexistente.
- La disminución de la capacidad resistente de la zona superior de las dovelas de mamparo debido a las actuaciones de hidrodemolición llevadas a cabo para el saneo y refuerzo de las losas de continuidad entre vanos, y que en algún momento han podido ser, puntualmente, superiores a las previstas.
- El efecto de 'cansancio' del hormigón en la zona superior de las dovelas de mamparo debido la existencia de elevadas tensiones de compresión durante un prolongado periodo de tiempo, en este caso la edad del viaducto, con la consecuente reducción de resistencia a compresión del hormigón e incremento de su deformabilidad.

A las causas concomitantes anteriores podrían añadirse otras que, no detectadas en la actualidad, pudieran evidenciarse en las investigaciones actualmente en curso.

9. Conclusiones

En el presente informe se ha realizado una exposición resumida y una valoración de los resultados de las investigaciones realizadas para la determinación de las causas de los colapsos de dos vanos del tablero de la calzada sentido A Coruña del viaducto del Castro.

A partir de las investigaciones realizadas, de manera preliminar y condicionado a que la finalización de las investigaciones, actualmente en curso, pudieran proporcionar nuevos o más precisos datos, el origen más probable de los colapsos de los vanos 3 y 1 de la estructura de la calzada sentido A Coruña del viaducto del Castro es un fallo local, frágil y sin previo aviso, producido en la losa superior acartelada en la zona de difusión del pretensado, que ha progresado hasta producir el fallo completo de la sección del tablero.

No se puede establecer una causa única, ni principal, que haya dado origen a los colapsos, que sólo pueden ser justificados por la concomitancia de varios efectos que, aplicados de forma independiente, en ningún caso hubieran dado lugar a un fallo de la estructura, pero que, actuando de forma simultánea, pueden dar lugar a una situación compatible con el colapso; estos efectos son:

- El estado de deterioro durable de las dovelas de mamparo.
- La disminución de la capacidad resistente de la zona superior de las dovelas de mamparo debido a las actuaciones de hidrodemolición.
- El efecto de 'cansancio' del hormigón en la zona superior de las dovelas de mamparo, con la consecuente reducción de resistencia a compresión del hormigón e incremento de su deformabilidad.

A las causas concomitantes anteriores podrían añadirse otras que, no detectadas en la actualidad, pudieran evidenciarse en las investigaciones actualmente en curso.

Estas conclusiones deben considerarse como preliminares y condicionadas a los posibles hallazgos relevantes que las investigaciones actualmente en curso pudieran proporcionar.

Madrid, a 14 de noviembre de 2022

Álvaro Serrano Corral

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director de MC2 Estudio de Ingeniería

Profesor asociado de la Universidad Politécnica de Madrid