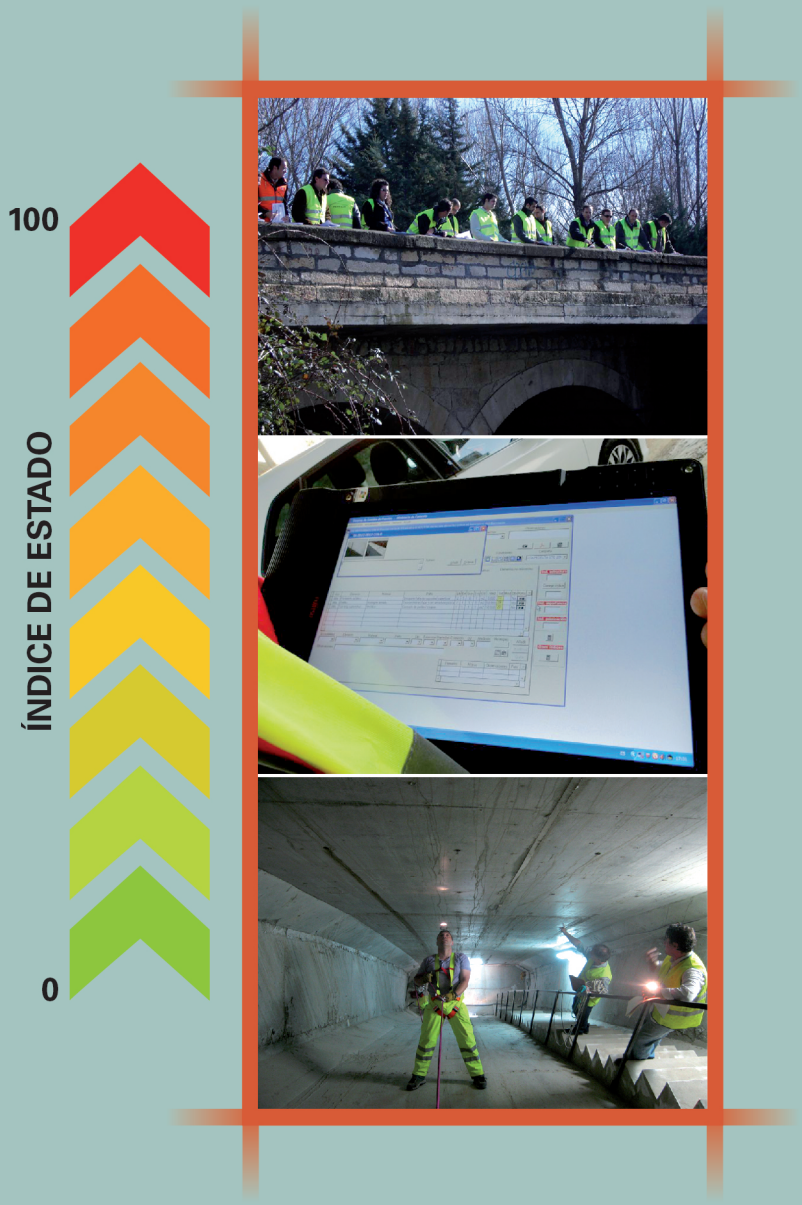
serie monografías



Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE FOMENTO
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado

GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE FOMENTO

SECRETARÍA DE ESTADO DE INFRAESTRUCTURAS, TRANSPORTE Y VIVIENDA

SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

2012

DIRECCIÓN DEL TRABAJO

Subdirección General de la Conservación

Álvaro Navareño
Emilio Criado

REALIZACIÓN Y CONSULTORÍA

Geocisa e Ines Ingenieros

Ana Belén Menéndez
Gonzalo Arias
M.ª Luz Ramírez

COLABORACIÓN TÉCNICA

Francisco Vallés (cauces)
Ignacio Pulido
Javier León
Jorge Ley
Luis Matute
Marta García
Patrick Ladret (tirantes)
Tomás Ripa

Catálogo de publicaciones de la Administración General del Estado:
http://publicacionesoficiales.boe.es

Tienda virtual de publicaciones del Ministerio de Fomento:
www.fomento.es

Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

I.S.B.N.: 978-84-498-0907-1
NIPO:
Papel: 161-11-202-2
Línea: 161-11-203-8

PRESENTACIÓN

Este documento pretende dar continuidad a la publicación del MOPT de 1988 *Inspecciones Principales de Puentes de Carretera,* y servir de base y ayuda para la realización de las Inspecciones Principales de acuerdo **con el Sistema de Gestión de Puentes implementado en la Dirección General de Carreteras.** Entre los principales objetivos se encuentra la sistematización de la recogida de los datos, señalando los puntos de observación más interesantes, tratando el puente en su conjunto e incluyendo las zonas de interacción de éste con el medio, y la descripción de los recursos necesarios para su realización.

En este sentido, este documento, como continuación de los otros dos relativos al *Inventario y a las Inspecciones Básicas de obras de paso de la RCE*, intenta recoger la metodología así como los conocimientos necesarios que debe dominar un «inspector de puentes». Se ha preferido dar un **enfoque didáctico multidisciplinar**, pero coherente con la importante labor del ingeniero inspector, tratando variedad de tipologías y casuísticas, aunque sin profundizar exhaustivamente en campos ya suficientemente conocidos y con contrastada bibliografía como la patología de materiales o la historia de los puentes.

Por ello, se destaca su carácter práctico, con numerosas imágenes y ejemplos seleccionados de problemas reales detectados, definidos y caracterizados según los procedimientos utilizados en la Dirección General de Carreteras, sancionados por la experiencia.

Las Inspecciones Principales suponen **una verdadera auscultación visual** de la estructura, que debe ser realizada por profesionales instruidos y capaces de **determinar objetivamente el «índice de estado» de la misma**. Este llamado *índice de estado* permite cuantificar el estado de conservación de la estructura (imagen real en un momento determinado), pero además permite determinar su evolución, comparar el estado de conservación de un parque de puentes y priorizar las actuaciones necesarias. Por ello, esta guía pretende ser una referencia útil que facilite la formación homogénea, rigurosa y fiable de los inspectores, y difundir la, a veces subestimada, labor de la ingeniería de mantenimiento de infraestructuras.

Las inspecciones y métodos aquí descritos tienen como principal finalidad **detectar eficazmente los deterioros y patologías a tiempo**, **realizar su seguimiento y poner en marcha las operaciones de mantenimiento preventivo o rehabilitación lo antes posible,** pero sin olvidar la importante labor de **determinar el nivel de actualización** de la estructura **a la normativa vigente**, para asegurar en todo momento la seguridad del usuario, la optimización de las inversiones y finalmente la calidad de la infraestructura.

Por último hay que agradecer la colaboración técnica de las empresas GEOCISA (Ana B. Menéndez, Mª Luz Ramírez) e INES Ingenieros (Gonzalo Arias) en la labor de producción de esta publicación, no exenta de mejoras, y las revisiones previas realizadas por Francisco Vallés, en el apartado de «cauces», Ignacio Pulido, Javier León, Jorge Ley, Luis Matute, Marta García, Patrick Ladret, en el apartado de «tirantes», y Tomás Ripa así como la responsabilidad de promoverla, coordinarla y dirigirla de Emilio Criado y Álvaro Navareño de la Subdirección de Conservación de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

ÍNDICE

1. Introducción y objeto del documento 7

1.1. Antecedentes históricos 7
1.2. Objeto del documento 9
1.3. Organización del documento 10
1.4. Normativa y bibliografía a considerar 10

2. Gestión de obras de paso de la red de carreteras del estado 13

2.1. Sistema de gestión de obras de paso 13
2.2. Ámbito histórico y normativo de los puentes 17
2.2.1. Ámbito histórico 17
2.2.2. Evolución en la normativa de acciones en el proyecto de puentes carreteros 21

3. Tipos de inspección 27

3.1. Inspección básica 27
3.2. Inspección principal 27
3.3. Inspección especial 32

4. Inspección principal 35

4.1. Definición 35
4.2. Cuantificación del estado de conservación: índices de estado o condición 37
4.3. Medios necesarios para la inspección principal 39
4.4. Alcance de la inspección. Elementos a inspeccionar 40
4.5. Metodología de inspección 42
4.5.1. Desarrollo de la inspección 42
4.5.2. Datos generales de la inspección principal 44
4.5.3. Registro de los deterioros observados en el puente 45
4.5.4. Inspección del cauce 49
4.5.5. Particularidades de las inspecciones subacuáticas 51
4.5.6. Trabajo en gabinete 55
4.5.7. Formación de inspectores 56
4.5.8. Control de calidad 59

5. Deterioros 63

5.1. Aspectos relativos al proyecto 63
5.1.1. Aspectos asociados a la tipología estructural 64
5.1.2. Aspectos asociados a la geometría de la sección transversal 67
5.1.3. Aspectos asociados a la edad del puente 68
5.2. Mecanismos de deterioro 70
5.2.1. Esquema general de los mecanismos de deterioro 70
5.2.2. Vulnerabilidad frente a sismo 71
5.3. Deterioros relacionados con las zonas de inspección (elementos) 77
5.3.1. Deterioros en el cimiento 77
5.3.2. Deterioros en la subestructura 84
5.3.3. Deterioros en la superestructura 97
5.3.4. Deterioros en los elementos de conexión 140
5.3.5. Deterioros asociados a los equipamientos 155
5.4. Deterioros relacionados con los materiales 165
5.4.1. Deterioros en el hormigón 165
5.4.2. Deterioros en la fábrica 193
5.4.3. Deterioros en materiales metálicos 201

6. Conclusiones 211

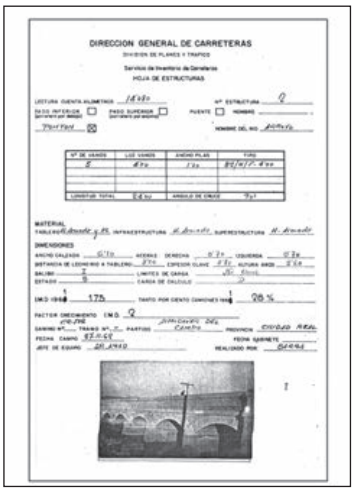
Anejo I: Fichas tipo de inspección principal de puentes 213
Anejo II: Fichas tipo de inspección principal de cauces 225
Anejo III: Ejemplos de inspección principal de puentes 229
Anejo IV: Ejemplo de inspección principal de cauces 265
Anejo V: Datos fundamentales en las inspecciones de cauces 283

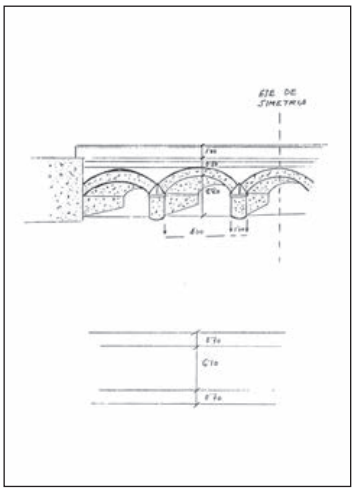
1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL DOCUMENTO

1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

La preocupación por el mantenimiento de las obras de paso ha sido una constante en la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

A principios de la década de 1960 se realiza un *Inventario completo de carreteras*[1] formado por fichas tipo, rellenas a mano, con croquis y alguna fotografía en el caso de las obras de paso, constituido por más de 130 tomos (agrupados por provincias). Este documento incluía datos de las estructuras existentes divididas generalmente en cuatro clases: pontones, puentes, paso superior o paso inferior.





FIGURAS 1, 2 Y 3. **PORTADA Y FICHAS DEL PRIMER INVENTARIO COMPLETO DE CARRETERAS DEL «MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS».**

Ya en el año 1985 comenzó a realizarse un inventario específico de las obras de paso en el que se recogía una ficha técnica que contenía datos referentes a su identificación, características geométricas, estructurales y funcionales que incluía todas aquellas cuya longitud entre estribos era superior a 4 m. En el año 1993 se completó este inventario, que ha ido actualizándose desde entonces.

Por otra parte, entre los años 70 y 80 del pasado siglo, la Dirección General de Carreteras participó en los trabajos de la OCDE relativos a la conservación de carreteras y, específicamente, a la conservación de los puentes. Fruto de estas tareas fue la publicación del entonces MOPT de 1988 *Inspecciones Principales de Puentes de Carretera,* pionera en la definición de los distintos tipos de inspección de puente en España así como en el establecimiento de la periodicidad y zonas de inspección.

Sin embargo, es en 1999 cuando la conservación de estructuras recibe un gran impulso con la implantación en la Dirección General de Carreteras de un Sistema de Gestión de Puentes (SGP), que recoge y mejora la sistemática de inspección y actuación hasta esa fecha, de una manera más específica, y en consonancia con otros países del entorno.

[1] Inventario de las carreteras nacionales. Biblioteca General del Ministerio de Fomento.

Fruto de la implantación del SGP se avanza en el desarrollo de las aplicaciones informáticas necesarias y en la actualización y divulgación de nuevas metodologías. En lo que respecta a las inspecciones básicas (o rutinarias) y las operaciones de mantenimiento necesarias en los puentes, la homogenización y coordinación de estas tareas se ha venido estableciendo mediante distintas Notas de Servicio, desde el año 1995 hasta el 2007, y han quedado recogidas, hasta la fecha, en la publicación *Guía de Inspecciones Básicas de Obras de Paso* —Ministerio de Fomento [8]—. Se cubre de esta manera el rango de actuaciones necesarias a nivel de centros Coex, y por el personal no experto, pero sí encargado de la vigilancia constante de la carretera.

Por otra parte en esa misma fecha se publicó también la *Guía para la realización del Inventario de Obras de Paso,* que recoge la metodología empleada para completar el inventario actual de la DGC.

FIGURA 4. **PORTADA DE LA ACTUAL GUÍA DE INVENTARIO DE OBRAS DE PASO DE LA DGC [7]**

Sin embargo, en lo relativo a Inspecciones Principales, no se han difundido directrices específicas, ni se han publicado metodologías desde la citada publicación de 1988. A pesar de los constantes trabajos que han venido desarrollándose desde los años 90 a través de colaboraciones con el CEDEX (LCEM) y, desde el año 1999 hasta la fecha, mediante contratos con empresas especializadas, que suman un total de 10 campañas de inspecciones en toda la Red de Carreteras del Estado.

Para cada campaña se ha realizado un curso específico de formación para los inspectores correspondientes que ha servido para consolidar y actualizar los métodos y los conocimientos, entre otras cosas, y que nos ha permitido elaborar la presente guía con la adecuada profusión.

Actualmente en la Red de Carreteras del Estado, existen más de 25.000 obras de paso cuya luz mínima es igual o superior a un metro, de las que aproximadamente el 60% tienen uno o más vanos con luces iguales o superiores a 10 m, es decir, denominadas técnicamente «puentes». Este importante patrimonio, unido a su diversidad (ya que se compone de obras de paso de muy distintas edades, tipologías, luces y dimensiones en general, así como de diferentes materiales empleados en su construcción o rehabilitación), origina necesariamente una gran complejidad en la gestión de su conservación, que se intenta solventar con el establecimiento de inspecciones sistemáticas: básicas (cada 15 meses) y principales (cada 5 años aproximadamente), siendo estas últimas el motivo de este documento.

1.2. OBJETO DEL DOCUMENTO

En esta guía, enmarcada en el ámbito de la gestión de los puentes de la RCE, se definen las tareas y conocimientos necesarios para realizar eficazmente Inspecciones Principales de puentes, teniendo en cuenta que es una tarea compleja, y que requiere además, según recoge acertadamente la publicación de 1988:

- **Saber lo que se quiere ver:** preparar con antelación la inspección, si es posible analizando todos los datos existentes de anteriores inspecciones, y auscultar la estructura visualmente «con ojo clínico» educado en el conocimiento, la experiencia, la minuciosidad y la humildad, *teniendo como objetivo la interpretación posterior de los resultados a fin de encontrar los posibles problemas y sus causas* (esto último es el algoritmo final, y hasta el momento ninguna máquina ha podido reemplazar al ser humano).
- **Poder ver**: acceder a todas las partes que se deseen inspeccionar. En este nivel de inspección, con carácter general no se prevé la utilización de medios de acceso auxiliares, porque reducen el rendimiento de las campañas, si bien cuando la misma se centra en un conjunto de estructuras de grandes dimensiones se emplean medios auxiliares denominándose entonces *inspecciones principales de detalle.* Por este motivo **resulta fundamental que las estructuras de cierta importancia estén preparadas y sean accesibles para ser revisadas periódicamente.**
- **Saber ver**: si a priori los expertos pueden intuir qué problemas puede tener una estructura específica, sin ir a la misma, la misión del inspector de principales es buscar exhaustivamente los *síntomas objetivos* existentes que evidencien los problemas. De aquí la trascendencia de la cualificación y la experiencia, nuevamente.

Por este motivo esta publicación pretende:

- Promover la realización de inspecciones en puentes en servicio, con distinto nivel de intensidad, para determinar las necesidades de actualización y de mantenimiento (básicas) para asignar un índice de estado (principales), o analizar los daños existentes y evaluar la capacidad portante (especiales), como garantía de una correcta conservación de las infraestructuras.
- Servir de referencia y utilidad a los inspectores de puentes en el desarrollo de los trabajos relacionados con la realización de inspecciones principales en obras de paso.
- Familiarizarse con el uso de sistemas de gestión, con su implementación y con su rodaje, para optimizar recursos, dada la abundante información que nos abruma hoy día.
- Familiarizarse con el estudio integral de los puentes u obras de paso, no sólo con los elementos resistentes, sino equipamientos, funcionalidad, zonas de interacción, etc.; y saber darle un enfoque multidisciplinar. Recogemos aquí unas consideraciones que el profesor Eduardo Torroja escribió en el primer capítulo de «Razón y Ser de los tipos estructurales»:

  «Las obras no se construyen para que resistan. Se construyen para alguna finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental; pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria.»

- Servir de base a la ingeniería de mantenimiento, pilar de la conservación de carreteras, y lograr una mayor sensibilización con el estudio del comportamiento de materiales actuales, aunque también de algunos antiguos como la fábrica, ya que forman parte de nuestro patrimonio del presente. Además, también debe servir para revisar los procedimientos y las reglas de construcción del pasado con la **encomiable misión de adaptar el «legado» de obras a los requisitos actuales de servicio al usuario.**

1.3. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

Este documento se ha ordenado en cuatro partes:

1. *Explicación del Sistema de Gestión* implantado en la DGC del Ministerio de Fomento. En el segundo apartado de este texto se presentan de forma resumida las principales funcionalidades y características del Sistema de Gestión (SGP), que va acompañado de una herramienta informática que permite el manejo y organización de las ingentes cantidades de datos que producen las diferentes actividades.
2. *Definición de los diferentes tipos de inspección* que contempla actualmente este Sistema de Gestión, para dejar claro el objetivo y alcance de cada uno de ellos.
3. *Descripción de la metodología de inspección principal,* indicando las etapas de la misma y la mecánica de su desarrollo, incidiendo en el manejo de las fichas de toma de datos. **Comprende tanto los elementos estructurales de la obra como las zonas de interacción: cauces y zonas de aproximación**. También se indica la forma de transmitir a los responsables del Sistema de Gestión de Puentes la información obtenida en las inspecciones realizadas.
4. Descripción de los principales deterioros que se pueden observar en una inspección de estas características, en **función del tipo de elemento o material**. Este apartado no pretende convertirse en una sucesión de fichas que abarquen toda la casuística de daños posibles, a modo de catálogo de deterioros, pero sí dar los razonamientos y explicaciones básicas que permitan al inspector reconocer de forma más precisa los deterioros observados.

Se incluyen cinco Anejos para complementar la información de la Guía:

- El primero de ellos recoge los modelos tipo de Fichas de Inspección Principal del puente.
- El segundo recoge los modelos tipo de Fichas de Inspección Principal de cauces.
- El tercero contiene un conjunto de ejemplos de Inspección para algunas de las tipologías más habituales presentes en la Red.
- El cuarto recoge un ejemplo de Inspección de cauce.
- El último incorpora una descripción de los parámetros que, de forma específica, se recogen en una inspección del cauce[2]; estos parámetros describen, por una parte, los deterioros existentes en los diferentes elementos del puente que se apoyan en el cauce, y por otra, las características hidráulico-sedimentológicas del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente.

1.4. NORMATIVA Y BIBLIOGRAFÍA A CONSIDERAR

En este epígrafe se nombran los principales documentos, ya sean de carácter normativo o de cualquier otro, que han contribuido a la redacción del presente texto y a la formación de los inspectores en España:

[1] «Nota de Servicio sobre inspecciones rutinarias de obras de paso». Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Madrid, 1995.

[2] «Inspecciones Principales de puentes de carretera». Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Madrid, 1988.

[3] «Control de la Erosión fluvial en Puentes». Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Madrid, 1988.

[2] No se debe confundir esta inspección del cauce con una inspección subacuática de la estructura, en la que equipos especializados de submarinistas visualizan los elementos sumergidos de una estructura, con objeto de obtener datos relativos únicamente al estado de la subestructura y no a la vulnerabilidad del entorno.

[4] «Nota de servicio sobre actuaciones y operaciones en obras de paso dentro de los Contratos de Conservación». Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Madrid, 1995.

[5] «GSM, Sistema de Gestión de las Actividades de conservación ordinaria y ayuda a la vialidad». Ministerio de Fomento, Centro de publicaciones, Secretaría General Técnica, Madrid, 1999.

[6] «Nota de Servicio 2007 (9 de marzo), sobre la Realización de Inspecciones de Nivel Básico en Obras de Fábrica de la Red de Carreteras del Estado». Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Infraestructuras y Planificación, 2007.

[7] «Guía para la realización del Inventario de Obras de Paso». Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras, Madrid, 2009.

[8] «Guía de Inspecciones Básicas de Obras de Paso». Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras, Madrid, 2009.

[9] «Instrucción sobre la inspección técnica de puentes de ferrocarril». Ministerio de Fomento, 2005.

[10] «Instrucción de hormigón estructural EHE-08». Ministerio de Fomento, 2008.

[11] «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)». Ministerio de Fomento, 2011.

[12] «Norma de construcción sismorresistente. NCSP-07». Ministerio de Fomento, 2008.

[13] «Inspección y diagnosis de puentes de ferrocarril». ADIF, 2007.

[14] «Impermeabilización y drenaje de tableros de puentes». Asociación Técnica de Carreteras, ATC, Madrid, 2003.

[15] «Juntas para puentes de carretera, consideraciones prácticas». Asociación Técnica de Carreteras, ATC, Madrid, 2003.

[16] «Durabilidad, reparación y refuerzo de puentes de hormigón». Asociación Técnica de Carreteras, ATC, Madrid, 1999.

[17] «Conservación de aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en puentes». Asociación Técnica de carreteras, Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural, ATC-ACHE, Madrid, 2011.

[18] «Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras». CSIC, 1988.

[19] «Durabilidad de estructuras de hormigón». Boletín n.º 12, GEHO, Madrid, 1993.

[20] «AASHTO Bridge Element Inspection Manual». AASHTO, 2011.

[21] «Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados H.P.7-92». Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1993.

[22] «Bridge inspection». OCDE, París, 1976.

[23] «Bridge Inspector's Handbook». TRRL (Transport Road Research Laboratory), TRRL Overseas Road Note 7, vol. 2, Berkshire: Reino Unido, 1988.

[24] «Terapéutica y protección del hormigón armado». M. Fernández Cánovas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1994.

[25] «Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado I y II». J. Calavera. Intemac., 1996.

[26] «Puentes de Fábrica: Situación actual». M.ª A. Yáñez, L. Ortega. Jornada sobre puentes de bóvedas de fábrica, AIPCR-CEDEX, 2000.

[27] «Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica». Heyman, J. Centro de estudios históricos de obras públicas y urbanismo (CEHOPU), Instituto Juan de Herrera, 1995.

[28] «Estudio de Materiales». F. Arredondo y otros. Publicaciones ROP, Madrid, 1983.

[29] «The Maintenance of Brick and Stone Masonry Structures». Ed. A. M. Sowden. E. & F. N. Spon, 1990.

[30] «Structural Masonry». A. Hendry, Macmillan Press Ldt, 1998.

[31] «Specifications for Mortar for Unit Masonry», American Society for Testing Materials, American National Standard C-270, 1990.

[32] «The Assessment of Highway Bridges and Structures.» BD21/93, British Standards, 1993.

[33] «Tierra sobre el agua». L. F. Troyano. Colegio de Caminos, Canales y Puertos, Colección de Ciencias y Humanidades n.º 55, 1999.

[34] «Historia del puente en España. Puentes romanos». C. Fdez. Casado. Artículos publicados en la revista de *Informes de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento.*

[35] «Puentes de fábrica y hormigón armado». J. E. Ribera. Gráficas Barragán, Madrid, 1936.

[36] «The effects of cracks on the behaviour of masonry arches». B. S. Choo, M. G. Coutie, and N.G. Gong. Proceedings of the 9th International Brick Masonry Conference, Berlín, 1991.

[37] «Comportamiento Mecánico de la obra de fábrica». J. L. Martínez, J. A. Martín-Caro, J. León. Monografías sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. ISBN: 84-7493-319-6.

[38] «Las coordenadas geográficas y la proyección UTM». I. A. Fernández-Coppel. Universidad de Valladolid, 2001.

[39] Froelich, D. C. (1988). «Abutment Scour Prediction». 68th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, DC.

[40] Laursen, E. M. (1980). «Predicting Scour at Bridge Piers and Abutments». General Report No. 3. Arizona Department of Transportation.

[41] Raudkivi, A. J. (1986). «Functional Trends of Scour at Bridge Piers». Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, vol. 112, n.º 1, January, pp. 1-13.

[42] Richardson, E. V., Simons, D. B. and Julien, P. Y. (1990). «Highways in the River Environment». U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

[43] «RPX-95 Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carretera». Ministerio de Fomento, 1995.

[44] «RPM-95 Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos de carretera». Ministerio de Fomento, 1996.

[45] «EAE. Instrucción de Acero Estructural». Ministerio de Fomento, 2011.

[46] García de Miguel, J. M.ª (2009). «Tratamiento y conservación de la piedra, el ladrillo y los morteros en monumentos y construcciones». Colegio de Arquitectos Técnicos.

[47] «Management of Bridges/Gestion des ponts». (HA, TRL, SETRA, LCPC) Thomas Telford Ltd., 2005.

[48] Parke, GAR & Disney, P. «Bridge Management 5», Thomas Telford Ltd., 2005

[49] «Case Studies of Rehabilitation, Repair, and Strengthening of Structures». IABSE SED, AIPC, IVBH, IABSE, 2010.

[50] Martín-Caro Álamo, J. A. «Puentes de fábrica. Los puentes ferroviarios dentro el patrimonio industrial». ADIF, 2011.

[51] «Puentes de España: tránsitos de Culturas». Santiago Hernández (coord.), Manuel Durán Fuentes (aut.), Pilar Chías Navarro (aut.), Tomás Abad Balboa (aut.), Carlos Nárdiz Ortiz (aut.), Manuel Novoa Rodríguez (aut.), Leonardo Fernández Troyano (aut.). Ed. Lunwerg, 2009.

GESTIÓN DE OBRAS DE PASO DE LA RED DE CARRETERAS DEL ESTADO

2

2.1. SISTEMA DE GESTIÓN DE OBRAS DE PASO

El Sistema de Gestión de Obras de Paso empleado por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento es semejante al utilizado por el resto de los países de nuestro entorno, como se pone de manifiesto en los foros internacionales realizados sobre esta materia. El Sistema se desarrolla a partir de:

- El *inventario* de las estructuras que conforman la Red, mediante el que *se describen las obras de paso.*
- La realización sistemática de *inspecciones* a las obras de paso, las cuales tienen tres niveles de estudio diferenciados:
  - Inspecciones Básicas (o Rutinarias)
  - Inspecciones Principales
  - Inspecciones Especiales

El Sistema de Gestión permite:

- La estimación del estado de las obras de paso, mediante los resultados de las campañas de inspecciones básicas y principales.

  En las inspecciones principales se les asigna a las obras de paso un **índice de condición** que se obtiene a partir de los deterioros registrados. El inspector evalúa en campo cada deterioro mediante tres parámetros: su potencial *gravedad*, la *extensión* del deterioro en relación al elemento afectado y su *evolución* probable.

- El establecimiento de prioridades de reparación, ponderando a su vez los índices de condición mediante factores que tienen en cuenta la seguridad, la funcionalidad, el tráfico, la importancia del itinerario donde está ubicada la estructura, la posibilidad de itinerarios alternativos, el valor patrimonial o histórico, etc.
- La definición de las alternativas de reparación con su coste, considerando la magnitud de los daños y las circunstancias de accesibilidad en que la reparación debe realizarse; y la elaboración de los programas de actuación, adaptados a los presupuestos anuales disponibles.
- El control y seguimiento de los programas de actuación. Siendo este punto el último en enumerarse, resulta un aspecto fundamental en la gestión ya que permite verificar, calibrar y determinar la eficacia de las actuaciones realizadas y su correcta elección y planificación.

  Según el esquema mostrado en la siguiente figura, esta etapa retroalimenta al propio Sistema de Gestión, proporcionándole nuevos datos que permitirán ajustar las futuras decisiones de actuación.

El siguiente esquema resume el funcionamiento del Sistema de Gestión de Puentes.

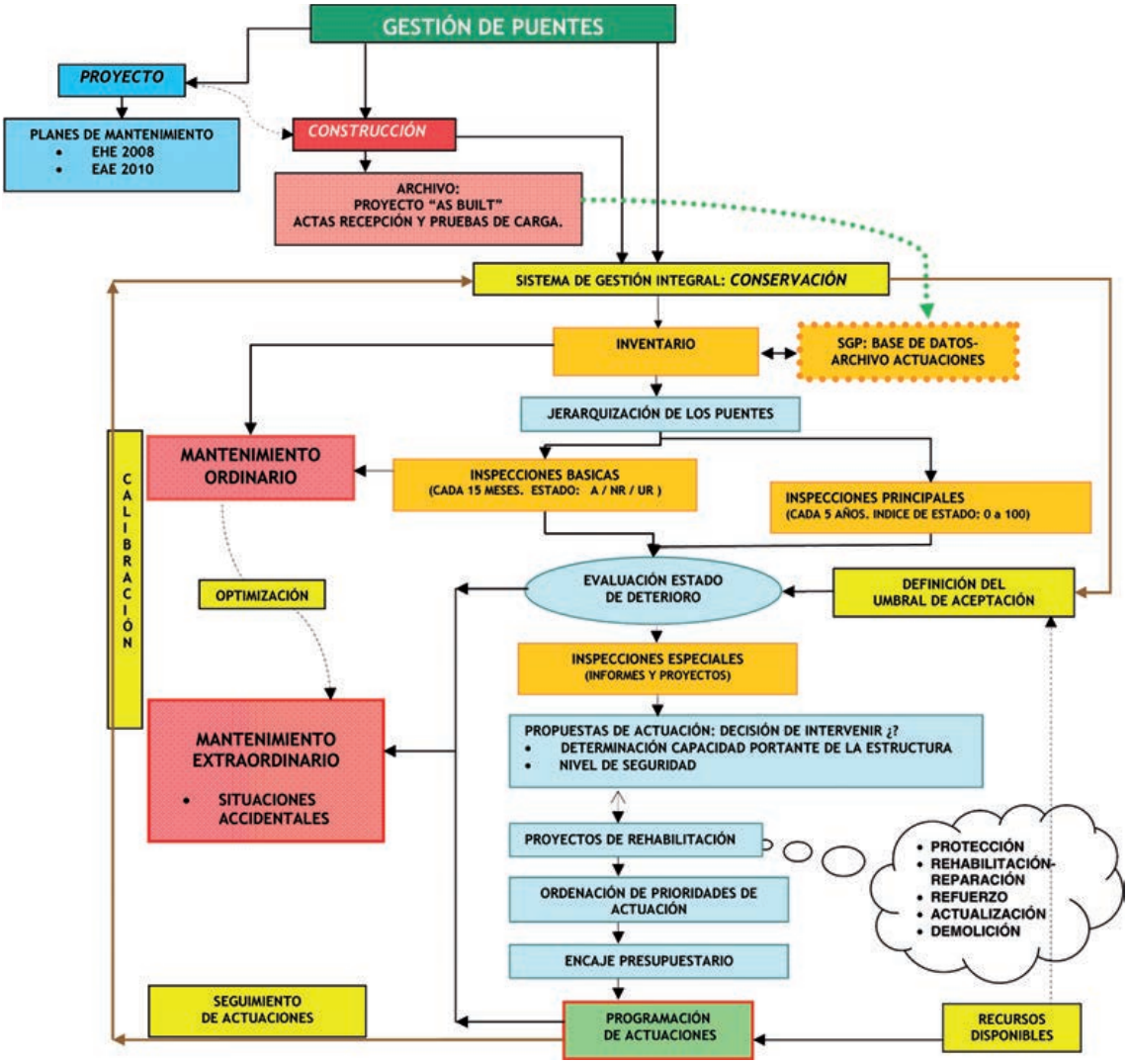


FIGURA 5. **ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE PUENTES**.

El Sistema de Gestión de Puentes cuenta con una serie de herramientas informáticas que permiten gestionar el inmenso volumen de datos que se genera en el conjunto de tareas indicadas en el esquema de funcionamiento anterior. Las herramientas son las siguientes:

- Aplicación informática general (**SGP**) de gestión de todo el conjunto de datos.
- Página web:
  - Contiene una sección donde se pueden consultar los principales datos (inventario y conservación) de los puentes. Dicha sección se actualiza de forma continua con los datos de las nuevas campañas que se van realizando.
  - Incluye un foro técnico para solventar dudas tanto metodológicas como informáticas.
  - Dispone de un apartado específico para realizar la entrega de las fichas resultantes de las Inspecciones Básicas en el mismo formato.
  - Contiene una sección específica en el que se pueden descargar el Programa Inspector de Básicas y los manuales de metodología de inspección y de usuario de dicho programa.
- Aplicación para la toma de datos de campo de las Inspecciones Básicas (Programa Inspector de Básicas).
- Aplicación para la toma de datos de campo en el Inventario y en las Inspecciones Principales (**Programa Inspector de Principales de Obras de Paso y de Cauces**).

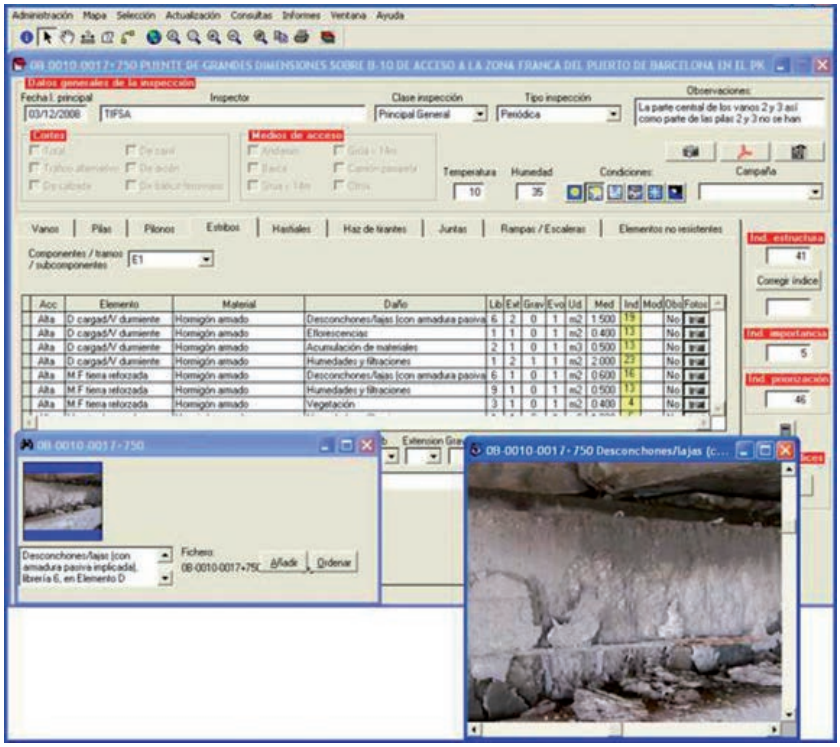


FIGURA 6. **VISUALIZACIÓN DE UNA DE LAS PANTALLAS DEL PROGRAMA SGP. «MÓDULO DE INSPECCIÓN PRINCIPAL: DETERIOROS EN LOS ESTRIBOS».**

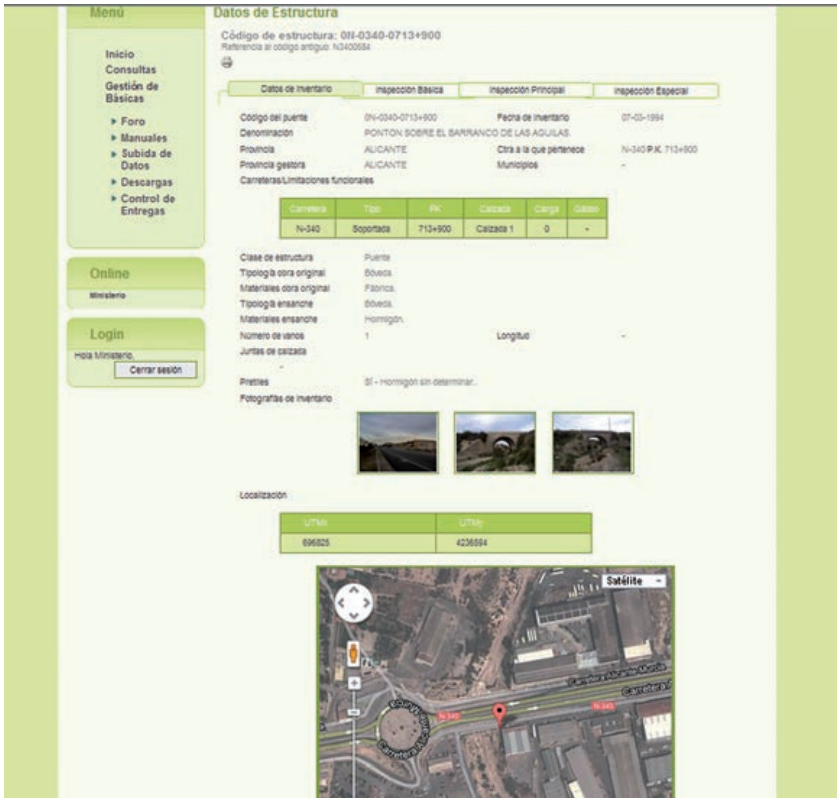


FIGURA 7. **PÁGINA WEB DE CONSULTAS. VISUALIZACIÓN DE DATOS DE INVENTARIO DE UN PUENTE.**

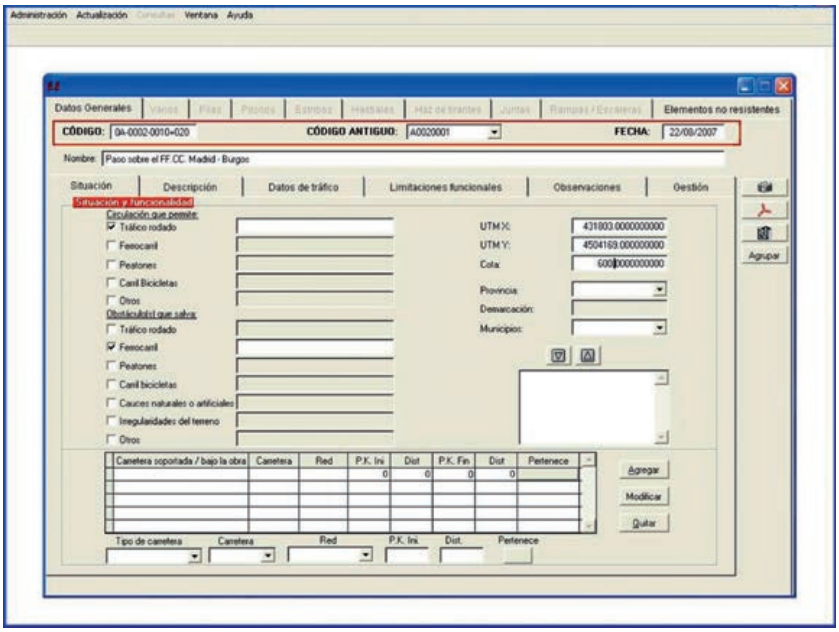


FIGURA 8. **VISUALIZACIÓN DE UNA DE LAS PANTALLAS DEL PROGRAMA DE TOMA DE DATOS PARA LAS INSPECCIONES BÁSICAS.**

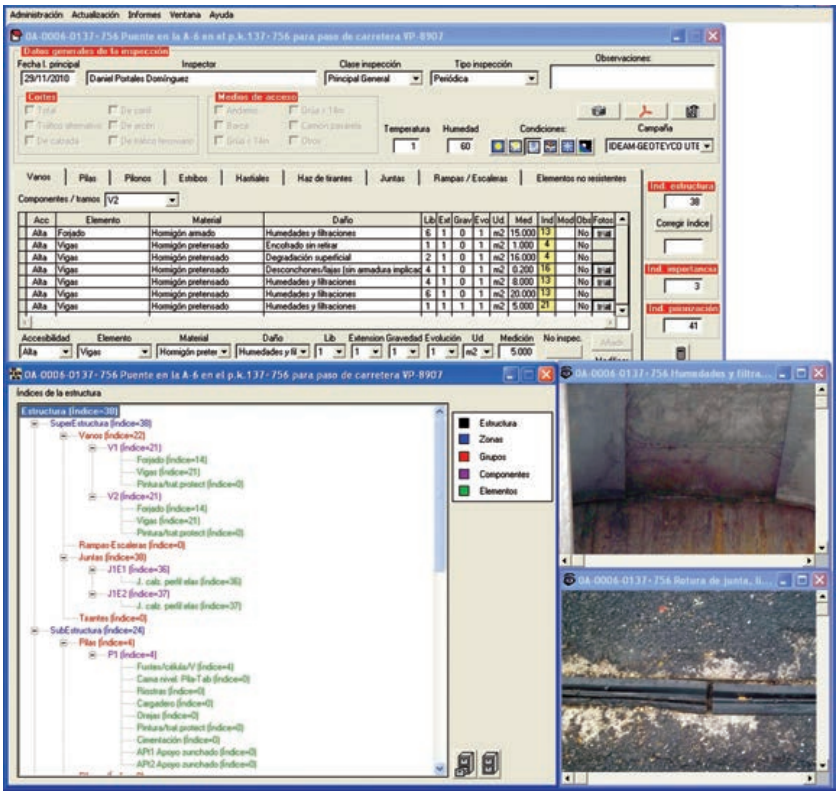


FIGURA 9. **VISUALIZACIÓN DE UNA DE LAS PANTALLAS DEL PROGRAMA INSPECTOR DE INSPECCIONES PRINCIPALES.**

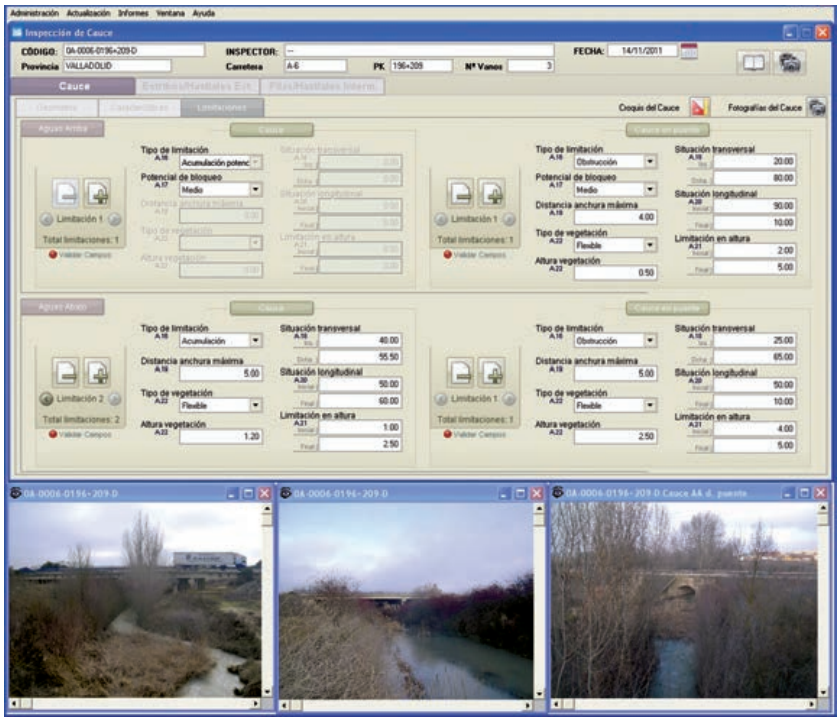


FIGURA 10. **VISUALIZACIÓN DE UNA DE LAS PANTALLAS DEL PROGRAMA INSPECTOR DE CAUCES.**

2.2. ÁMBITO HISTÓRICO Y NORMATIVO DE LOS PUENTES

2.2.1. ÁMBITO HISTÓRICO

En esta publicación no se podía dejar de lado una sencilla pero necesaria explicación del origen de los puentes existentes que configuran la red de carreteras de España. Sin alejarnos de los objetivos de la Guía, es importante remarcar que el inspector de puentes debe ser sensible y saber interpretar y enmarcar, de manera fundamental, la obra en su época y su situación actual. Posiblemente, estemos ya entrando en el campo de las inspecciones especiales, que persiguen, sin duda, distintos objetivos, pero el juicio del Inspector de puentes ha de forjarse y pulirse no sólo con la experiencia, sino con el conocimiento de la ingeniería más antigua, sin la cual no habríamos podido llegar a la actual.

Por este motivo, y sin abundar en la relación puente-cultura, extensamente tratada en acertadas publicaciones, cabe empezar por destacar la época romana. La composición más habitual es la de un puente de piedra con bóvedas semicirculares (de medio punto y a veces rebajada), con la rasante generalmente horizontal, con una anchura de calzada de seis y siete metros, ajustada a las calzadas romanas. Las pilas presentan a veces tajamares. En general su decoración suele ser escasa, destacando algunos elementos como las cornisas y las sobrias impostas.

Los puentes medievales, desde la época romana hasta el siglo XV aproximadamente, abarcan periodos tales como la Baja Edad Media, el inicio y la época de expansión del camino de Santiago en los siglos XII al XIV cerrando, finalmente, el periodo conocido como la Alta Edad Media. La financiación y la legislación hacen posible la construcción de puentes que conforman una extensa red de caminos públicos, cuyo coste era cargado a los pueblos y habitantes cercanos, beneficiados por las mejoras. Los puentes que podemos ver hoy día destacan por el dominio de la bóveda de sillería. Los tímpanos pueden estar aligerados mediante arquillos, u ocupados por la prolongación del tajamar. La rasante puede ser horizontal o tener curvatura (lomo de asno). Actualmente, la mayoría de los puentes medievales que se conservan tiene un uso peatonal que en numerosas ocasiones realza su valor monumental.

FIGURA 11. **PUENTE DE ALCÁNTARA SOBRE EL TAJO (CÁCERES).**

FIGURAS 12 Y 13. **A LA IZQUIERDA, PUENTE SOBRE EL TAJO, DE LA ÉPOCA DE CARLOS I, EN LA N-V. A LA DERECHA, PUENTE DE TORDESILLAS SOBRE EL DUERO EN LA ANTIGUA N-VI.**

Los puentes de los siglos XV al XVIII, en general, destacaron por su «belleza» singular, debido al renovado interés por la arquitectura y por la corriente humanista. Se aplicaron, en el apogeo de este periodo, criterios constructivos y decorativos. Se trata, en su mayoría, de bóvedas de sillería, no se abandona la tradición de realizar apartaderos en el tablero, que permitían el cruce y el tránsito, y permitió robustecer los tajamares y finalmente acabó por imponerse la rasante horizontal. En general abundaron también las obras de consolidación y reconstrucción de puentes preexistentes. Se continuó con la bóveda de cañón, aunque también proliferan las bóvedas escarzanas o carpanel de sillería. Se emplean también la imposta y las albardillas. Si bien abundan las fabricas de sillería, se construye también según la importancia de la obra con ladrillo o mampostería.

Ya en el siglo XIX, en España, se puede destacar que los puentes de fábrica o cantería son los más generalizados en la construcción de carreteras, hasta el último cuarto de siglo, mientras que en el reciente ferrocarril predominó la estructura metálica desde mediados de siglo, con materiales importados. Respecto a los puentes de piedra, sillar o sillarejo, intercalaban ladrillo. Técnicamente supusieron la generalización de las bóvedas elípticas, carpaneles o escarzanas (destacando grandes autores internacionales como Sejourné que supo aprovechar ya la utilización del mortero de cemento). Respecto a los puentes metálicos destacaron diversos tipos de celosías, Town, Howe, Pratt, Whipple y Warren, generalizándose posteriormente para los puentes ferroviarios la denominada

bowstring. Las vigas de alma llena se utilizaban a finales de este siglo en luces de 12 a 15 metros, aunque hay importantes excepciones en puentes carreteros como el puente sobre el «Eo» o el de «Navia», entre otros.

FIGURAS 14 Y 15. **PUENTES CON «APARTADEROS».**

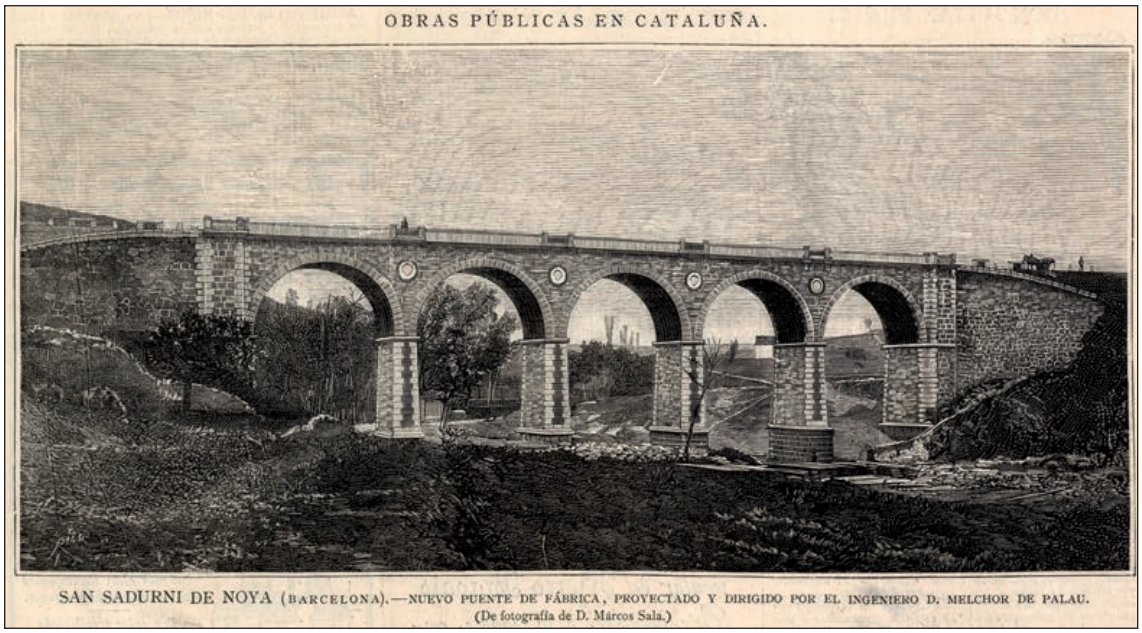


FIGURA 16. **PUENTE DE FÁBRICA DEL SIGLO XIX EN SAN SADURNÍ D'ANOIA.**

FIGURAS 17 Y 18. **PUENTE SOBRE EL EO EN LA N-640 (IZQUIERDA) Y PUENTE SOBRE EL RÍO NAVIA EN LA N-634 (DERECHA).**

Resulta ya casi imposible resumir el siglo XX y XXI en España. A principios del XX, en el primer cuarto, se empiezan a generalizar los puentes de hormigón armado, con la colección oficial de 1921 del profesor Zafra (compuesta por puentes losa, vigas de alma llena y vigas trianguladas de tramos rectos). El también profesor Ribera realizó en 1923 otra colección, en este caso de puentes arco con armadura rígida-autocimbra. En una segunda fase, ya hacia la mitad del siglo, destacaron las aportaciones de Carlos Fernández Casado (y de su colección de puentes de altura estricta) y de Eduardo Torroja.

FIGURA 19. **PUENTE DE ALTURA ESTRICTA DE LA COLECCIÓN DE CARLOS FERNÁNDEZ CASADO.**

A finales de 1950 se inicia en España la época de los puentes pretensados, desarrollándose con rapidez los tableros de vigas prefabricadas. Ya en la década de los 60 se generaliza este sistema y extiende a variedad de tipologías y procedimientos constructivos como el de voladizos sucesivos. En cuanto a los puentes metálicos son pocas las realizaciones en la primera mitad del siglo, coincidiendo con el desarrollo del hormigón. Sobre la variedad correspondiente a los puentes atirantados, en España se empiezan a construir en la década de los 70 y continúan vigentes hoy día como tipología. En el último cuarto del siglo XX renacen los puentes metálicos y mixtos (al margen de algunas realizaciones de Torroja en los años 40). Ya en el siglo XXI, se caracteriza por una apertura a todo tipo de soluciones, desde metálicos, mixtos, pretensados, soluciones prefabricadas, etc.

FIGURA 20. **VIADUCTO DE CONCHA DE ARTEDO EN LA CARRETERA N-632.**

FIGURA 21. **PUENTE SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ EN LA N-443, ANTES DE SER REHABILITADO.**

Si bien la tarea del inspector de puentes debe atender desde la objetividad al estado reciente de los mismos y a su nivel de funcionalidad para mantender el servicio que presta a los usuarios de una red de carreteras, **hemos de tener en cuenta que detrás de cada puente hay una historia y cada piedra constitutiva es un idioma, por lo que supone un importante reto interpretar su estado actual.**

De este modo, podemos citar algunos porcentajes que dan idea de la diversidad de materiales que constituyen los puentes de la Red de Carreteras del Estado, y que justifican el estudio de sus patologías. Hay que tener en cuenta que la Red del Estado comprende principalmente carreteras de alta capacidad, lo que explica el elevado número de estructuras de hormigón y la escasez de puentes de fábrica:

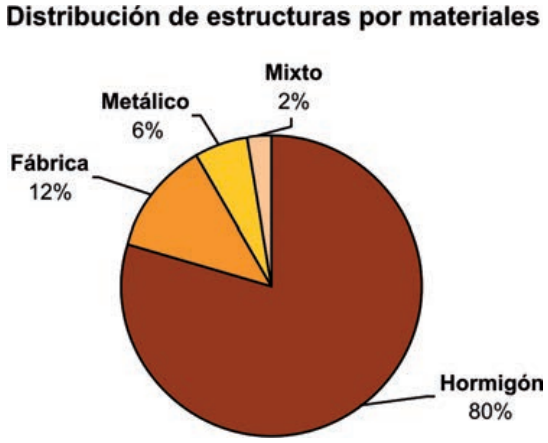


FIGURA 22. **ESTADÍSTICAS DE MATERIALES EN LOS PUENTES DE LA RED DE CARRETERAS DEL ESTADO.**

2.2.2. EVOLUCIÓN EN LA NORMATIVA DE ACCIONES EN EL PROYECTO DE PUENTES CARRETEROS

Las normativas de acciones, y análogamente otra serie de normas relacionadas, han ido evolucionando a lo largo de la historia incrementando las cargas y velocidades cada cierto tiempo respondiendo a los cambios y requerimientos de la explotación mientras los puentes existentes asisten a dichos cambios con expectación.

Se recoge a continuación un resumen cronológico de la aparición de las diferentes normativas de acciones relativas a los puentes carreteros que pretende facilitar un mejor entendimiento de los cambios ocurridos en las tipologías y exigencias constructivas de estas estructuras.

Es importante resaltar que en función del mejor conocimiento que se iba teniendo de las estructuras y de su comportamiento, las normas se han ido complicando y derivando en documentos más precisos y complejos.

Es también digno de resaltar el aumento notorio en cargas y coeficientes de impactos ocurrido a lo largo del S. XX, pudiendo establecerse como momentos clave la promulgación de las normas del año 1925 y 1956.

Un hecho también significativo es el cambio en el tratamiento de los trenes de carga verticales. En 1972 se pasa de los trenes reales, que trataban de reproducir las cargas reales (carros, apisonadoras, camiones, vehículos militares, etc.) a los trenes de carga normativos envolventes.

Antes de 1843 la tipología estructural más común, por no decir única, eran los puentes arco de fábrica (bóvedas), cuyo proyecto carecía de un análisis tal y como se concibe hoy en día (esfuerzos producidos por unas acciones versus resistencia de las diferentes secciones).

La metodología de proyecto de estas estructuras se establecía de la siguiente forma:

- Predimensionando las bóvedas según unas reglas empíricas o reglas de buena práctica
- Comprobación posterior de las bóvedas con las teorías clásicas existentes, basadas en la estática gráfica o en las nuevas teorías aparecidas en los siglos XVIII y XIX, basadas en la resistencia de materiales y elasticidad

Por tanto, no existían Instrucciones en las que se especificaran las acciones que debían soportar las estructuras.

R.O. de 25 de diciembre de 1843

La reina Isabel II aprobó el Pliego de Condiciones para la construcción del puente colgante de Mengíbar sobre el Guadalquivir, que contenía un capítulo de condiciones comunes para todos los puentes colgantes. La carga a soportar por los puentes era de 304 libras por vara cuadrada, equivalentes aproximadamente a 200 kg/m^2.

FIGURA 23. **IMAGEN DEL PUENTE COLGANTE DE MENGÍBAR, QUE FUE SUSTITUIDO POR EL ACTUAL DE HORMIGÓN EN 1931.**

R.O. de 16 de julio de 1878

Esta R.O. contemplaba la realización de dos pruebas de carga en todos los puentes de nueva ejecución. La primera de estas pruebas consistía en una carga en reposo de 300 kg/m^2, mientras que la segunda era una carga en movimiento de carros, bien de 9 t o de 12 t.

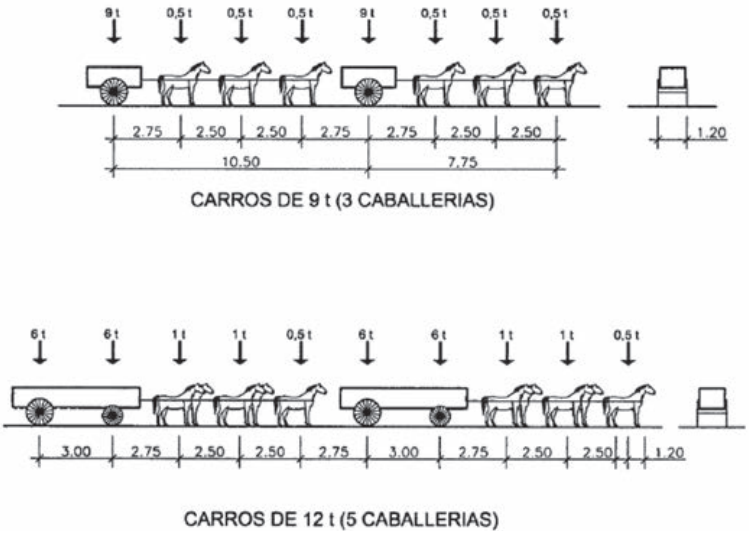


FIGURA 24. **FIGURA 1. CARROS DE LA R.O. DE 1878.**

R.O. de 25 de mayo de 1902

En los años que estuvo vigente la R.O. de 1878 se experimentó gran dificultad para realizar las pruebas de carga con los citados carros de 2 y 4 ruedas de pesos totales de 9 t y 12 t, respectivamente, por la práctica inexistencia de ellos en España.

Por ello se redactó una la R.O. de 1902 en la que las cargas a considerar en los puentes de carretera eran las siguientes:

- Carga estática de 400 kg/m^2 en toda la plataforma del puente.
- Carros de 2 ruedas de 6 t y 8 t de peso total.

R.O. de 24 de septiembre de 1925

Debido al rápido incremento de las velocidades de circulación y pesos de los vehículos se hizo necesario actualizar las cargas previstas en la R.O. de 1902. Las nuevas cargas a disponer son las siguientes, para puentes de luces menores de 30m:

- Sobrecarga uniforme de 450 kg/m^2 en las aceras y paseos del puente.
- Rodillos de 20 t de peso total, correspondiendo 8 t al eje delantero y 6 t a cada una de las ruedas traseras. El número de rodillos a disponer viene determinado por la anchura de la plataforma, siempre superior a 2 m e inferior a 8 m, de acuerdo con la siguiente tabla.

TABLA 1. **NÚMERO DE RODILLOS A DISPONER EN FUNCIÓN DE LA ANCHURA DEL TABLERO**

ANCHURA DEL TABLERO, B [M]	NÚMERO DE RODILLOS
2 < b < 4	1
4 < b < 6	2
6 < b < 8	3

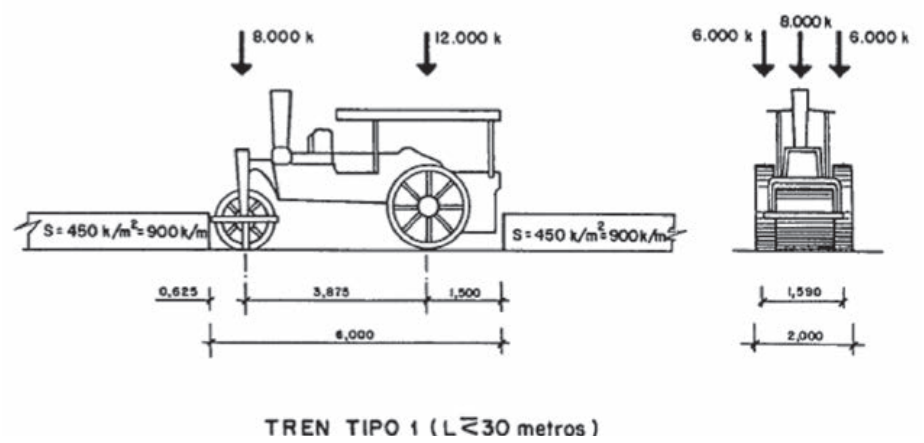


FIGURA 25. **RODILLO COMPRESOR PARA LUCES MENORES DE 30M SEGÚN LA R.O. DE 1925.**

O.M. de 17 de julio de 1956

Tras tener en cuenta las diferentes características del tránsito por carretera en el ecuador del siglo XX en relación con el primer cuarto de éste, se acometió la redacción de una O.M. que contemplase las nuevas intensidades, frecuencia de circulaciones y peso y velocidades de los vehículos y su influencia en el diseño de puentes.

Las cargas a tener en cuenta se resumen así:

- Sobrecarga uniforme de 450 kg/m^2 en las aceras y paseos del puente.
- Tren tipo 1: seis camiones de 6 m de longitud y peso total 20 t, separados en dos ejes de 8 t y 12 t, afectados por sus coeficientes de impacto, con una distancia entre camiones de 10 m.

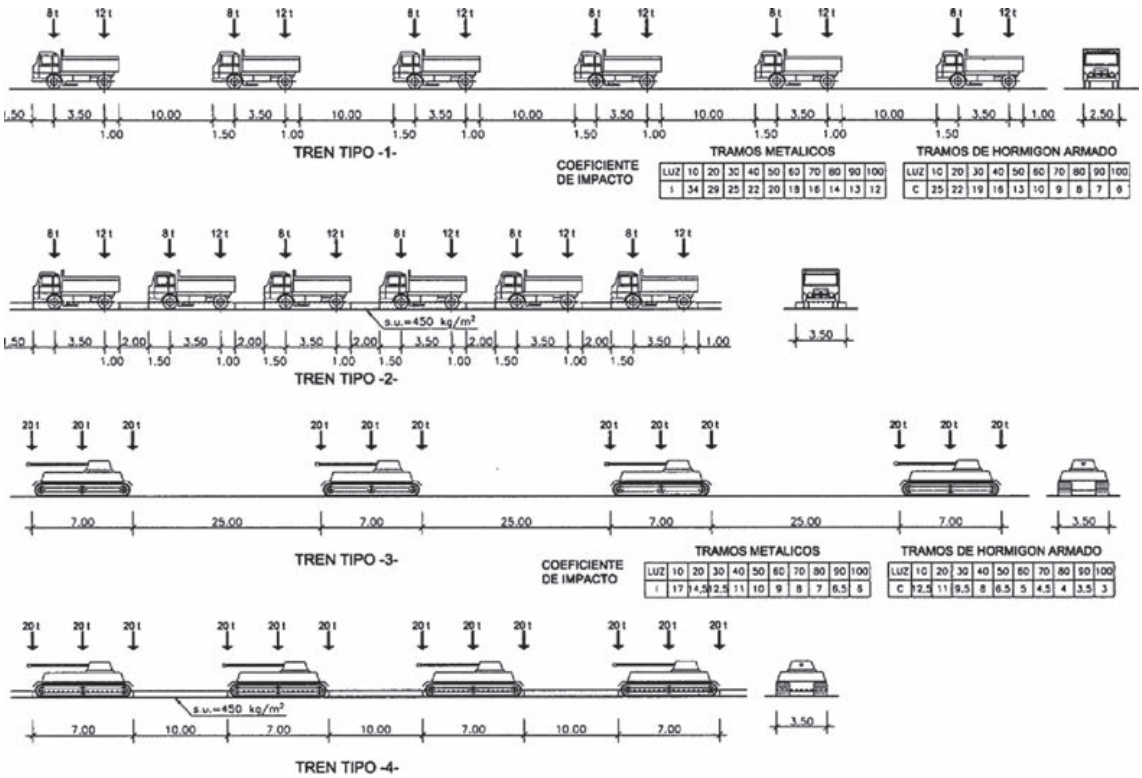


FIGURA 26. **TRENES DE CARGA SEGÚN LA O.M. DE 1956.**

- Tren tipo 2: seis camiones de 6 m de longitud y peso total 20 t, separados en dos ejes de 8 t y 12 t, sin ser afectados por sus coeficientes de impacto, con una distancia entre camiones de 2 m y una sobrecarga concomitante en el resto de la calzado no ocupada por los mismos de 450 kg/m^2.
- Tren tipo 3: único tren de cuatro carros de 7 m de longitud y peso total 60 t, separados en tres ejes de 20 t, afectados por sus coeficientes de impacto, con una distancia entre carros de 25 m.
- Tren tipo 4: único tren de cuatro carros de 7 m de longitud y peso total 60 t, separados en tres ejes de 20 t, estacionado sobre la estructura en su posición más desfavorable, sin ser afectados por sus coeficientes de impacto, con una distancia entre carros de 10 m y con una sobrecarga concomitante en el resto de la calzado no ocupada por los mimos de 450 kg/m^2.

O.M. de 28 de febrero de 1972

Esta O.M., que deroga la anterior de 1956, define los siguientes trenes de cargas:

- Sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2 extendida a toda la superficie de la calzada o a parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.
- Vehículo de 3 m de longitud y peso total 60 t, separados en seis ejes de 10 t con una distancia entre ejes de 1,50 m.

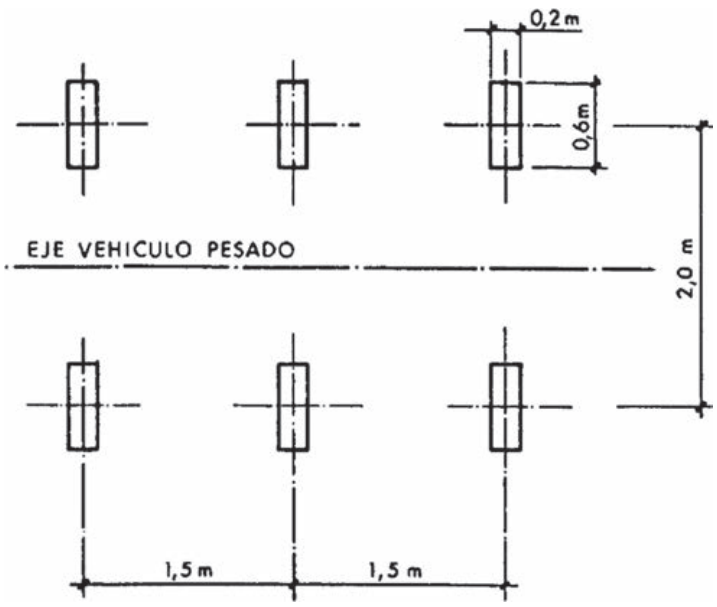


FIGURA 27. **TREN DE CARGA SEGÚN LA O.M. DE 1972.**

O.M. de 12 de febrero de 1998

La «Instrucción sobre las acciones a considerar en los puentes de carretera, IAP-98» permite aplicar las sobrecargas definidas en la de 1972 para anchuras de plataforma hasta 24 m, con la disposición de trenes de carga en paralelo.

Así, las sobrecargas definidas son también:

- Sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2 extendida a toda la superficie del tablero o a parte de él, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.
- Vehículo de 3 m de longitud y peso total 60 t, separados en seis ejes de 10 t con una distancia entre ejes de 1,50 m.

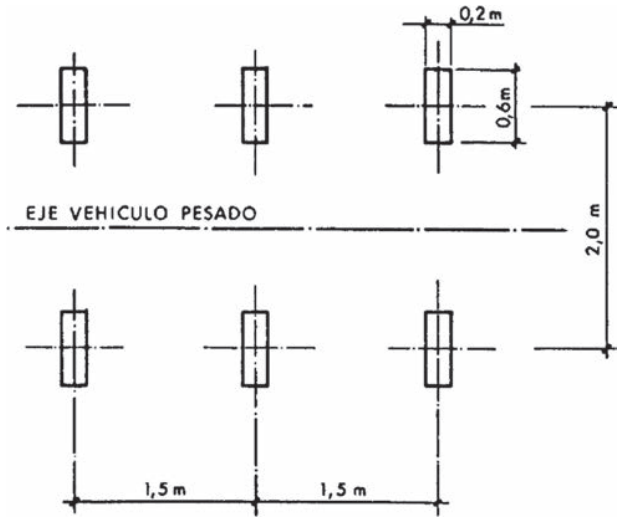


FIGURA 28. **TREN DE CARGA (VEHÍCULO PESADO) SEGÚN LA O.M. DE 1998.**

O.M. de 29 de septiembre de 2011

Esta instrucción es la que está actualmente en vigor para el dimensionamiento de puentes de carretera (Instrucción sobre las acciones a considerar en los puentes de carretera, IAP-11).

Propone dividir la plataforma (espacio en el que pueden circular vehículos sobre el puente) en carriles virtuales de anchura variable entre 2,70 y 3,00 m. Sobre estos carriles virtuales se aplican las siguientes sobrecargas verticales:

- Sobrecarga uniforme de 9 kN/m^2 extendida a toda la superficie del carril virtual 1.
- Sobrecarga uniforme de 2,50 kN/m^2 extendida a toda la superficie del resto de carriles virtuales y área remanente.
- Vehículo de dos ejes, de 300 kN cada uno, aplicado sobre el carril virtual 1 (600 kN de carga total). Las dimensiones son de 1,20 m de separación entre ejes, de 2,00 m de anchura cada uno de ellos.
- Vehículo de dos ejes, de 200 kN cada uno, aplicado sobre el carril virtual 2 (400 kN de carga total). Las dimensiones son de 1,20 m de separación entre ejes, de 2,00 m de anchura cada uno de ellos.
- Vehículo de dos ejes, de 100 kN cada uno, aplicado sobre el carril virtual 3 (200 kN de carga total). Las dimensiones son de 1,20 m de separación entre ejes, de 2,00 m de anchura cada uno de ellos.

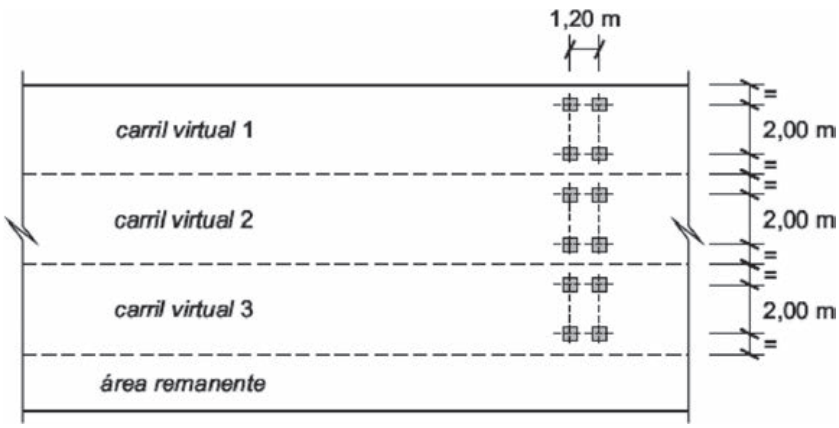


FIGURA 29. **TREN DE CARGA (VEHÍCULO PESADO) SEGÚN LA O.M. DE 2011.**

3 TIPOS DE INSPECCIÓN

Se entiende por inspección, dentro del ámbito de este documento, el conjunto de actuaciones técnicas realizadas conforme a un plan previo, que facilitan los datos necesarios para conocer en un instante dado el estado de conservación de un puente.

Los diferentes tipos de inspección que a continuación se especifican, se llevan a cabo en la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento en el marco del Sistema de Gestión implantado, de acuerdo a la definición que del mismo se realiza en [2].

La inspección no se limita sólo al puente propiamente dicho, sino que se encuadra en un conjunto más amplio: la infraestructura, pudiendo existir otras estructuras o elementos anejos (muros de contención, terraplenes y vías de acceso, cauces, etc.), cuyo estado de conservación puede tener una incidencia apreciable en su funcionalidad y durabilidad.

Se establecen distintos niveles de inspección que se diferencian en su intensidad, frecuencia, medios humanos y materiales empleados. Estas son: **Inspecciones Básicas (o rutinarias), Principales y Especiales.**

Como consecuencia de tales inspecciones se determinan las operaciones de mantenimiento o conservación cuando sean convenientes, o bien se asigna una marca de condición o estado de la estructura, o bien se adoptan las medidas de rehabilitación u otras actuaciones extraordinarias, todo ello coordinado a nivel de la Red de Carreteras del Estado y en función de las disponibilidades presupuestarias y directrices de gestión existentes.

3.1. INSPECCIÓN BÁSICA

Se entiende por Inspección Básica (también conocida como inspección rutinaria) una inspección visual desarrollada por **personal no especializado.** Este nivel de inspección constituye una sistemática útil para detectar deterioros de forma temprana y poder así prevenir que éstos degeneren en deterioros graves, así como para localizar daños que necesiten una reparación urgente.

Los resultados de una Inspección de este tipo se presentan en una serie de Fichas de Inspección Básica, semejantes a las incluidas en el Anejo I de esta Guía (ver [8]).

3.2. INSPECCIÓN PRINCIPAL

Se entiende por Inspección Principal una inspección visual minuciosa del estado de todos los elementos del puente, constituyendo una auténtica auscultación del mismo. A priori no requieren la utilización de medios extraordinarios. Deben ser realizadas por **personal especializado** bajo la supervisión de un ingeniero. Se recomienda que la primera inspección principal, denominada comúnmente *Inspección cero*, se realice poco antes de la puesta en servicio del puente, ya que servirá de referencia para determinar la evolución de los deterioros.

Este nivel de inspección es el objeto del presente documento, por lo que en este epígrafe no se insiste más en ella.

Un tipo particular de Inspección Principal es la denominada Inspección Detallada; en ambos tipos de inspección se obtiene el mismo tipo de datos que se describen en esta Guía y ambas son

de carácter visual (no se realizan ensayos, cálculos, estudios, etc.), siendo las principales diferencias entre ambas las siguientes:

1. En lugar de planificar grandes campañas de inspección, las Inspecciones Detalladas se deben aplicar a un conjunto relativamente pequeño de puentes con unas características particulares: estructuras de grandes dimensiones y con un elevado porcentaje de elementos sin inspeccionar tras una inspección sin medios de acceso especiales, estructuras con elementos singulares sin acceso visual directo (grandes cajones para realizar la inspección en el interior de los mismos, pilono de un puente atirantado), etc.
2. Requiere el uso de medios de acceso extraordinarios (pasarela de inspección de puentes, camión grúa con canastilla, barca, etc.) que garanticen la posibilidad de «inspección de todas las partes visibles».

FIGURAS 30 Y 31. **MEDIOS DE ACCESO EN UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (VÁLIDOS TAMBIÉN EN EL CASO DE UNA INSPECCIÓN ESPECIAL).**

A diferencia de las Inspecciones Especiales, en las inspecciones de detalle no se realizan ensayos ni mediciones complementarias, ni se realizan proyectos de reparación. El resultado de esta inspección es un informe de evaluación de la estructura, de carácter visual, y la marca de condición del puente.

Dentro de los medios auxiliares que facilitan la aproximación del personal inspector a las distintas partes de la estructura para realizar una Inspección detallada pueden incluirse los recogidos en la siguiente tabla[1]:

[1] Estos medios también pueden ser empleados en las Inspecciones Especiales.

TABLA 2. **MEDIOS AUXILIARES HABITUALES EN LAS INSPECCIONES DETALLADAS (VÁLIDOS TAMBIÉN EN EL CASO DE UNA INSPECCIÓN ESPECIAL)**

SISTEMA	MEDIOS AUXILIARES HABITUALES	LIMITACIONES
Operando debajo del puente	Plataformas elevadoras, grúas con canastilla	• Altura de pilas, accesibilidad y disponibilidad de uso de la zona bajo el puente (cursos de agua, vías de comunicación, etc.). • Condiciones atmosféricas (viento).
Operando sobre el tablero	Pasarelas, canastillas articuladas	• Dimensiones del tablero (anchura total y de aceras, cantos), existencia de elementos condicionantes sobre la plataforma (péndolas, tirantes, farolas, barreras antirruido), restricciones al tráfico sobre el puente. • Condiciones atmosféricas (viento).
Operando desde cualquier punto	Equipos de trabajo en altura	• Instalaciones eléctricas. • Condiciones atmosféricas (viento).
Operando desde el curso de agua	Barcas, pontonas, equipos de buceo[1]	• Velocidad del curso de agua, visibilidad del cimiento, turbiedad del agua.
Integrados en la estructura	Pasos de hombre (acceso a pilas huecas y vigas cajón), escaleras, anclajes para sujeción de andamios o plataformas	• Necesidad de previsión en proyecto, aplicables sólo a ciertas tipologías.

[1] En el capítulo 4 se indican recomendaciones particulares para este tipo de inspecciones.

Los recorridos en el interior de los tableros o pilas deben planificarse, por el tiempo que llevan y porque obligan a disponer de iluminación, en caso de que la existente no esté operativa.

FIGURAS 32 Y 33. **INTERIOR DEL ARCO DURANTE UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA.**

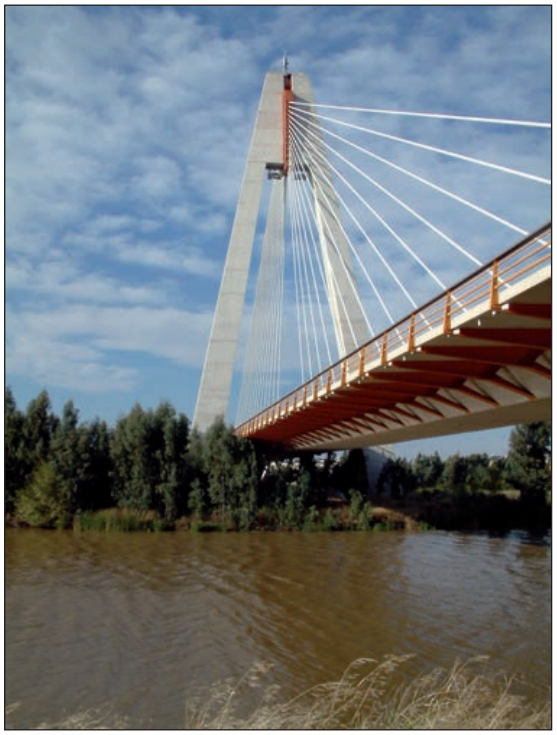
FIGURAS 34 Y 35. **INSPECCIÓN DEL INTERIOR DEL CAJÓN DE UN PUENTE MIXTO (IZQUIERDA) Y DE UN ARCO METÁLICO (DERECHA) EN EL MARCO DE UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA.**

FIGURAS 36 Y 37. **INSPECCIÓN SUBACUÁTICA EN UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA.**

FIGURAS 38 Y 39. **INSPECCIÓN CON EQUIPOS DE TRABAJO EN ALTURA EN EL MARCO DE UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA.**

FIGURAS 40 Y 41. **ESCALERAS DE PATES EN EL INTERIOR DE UNA PILA HUECA VISITABLE.**

FIGURAS 42 Y 43. **INTERIOR ILUMINADO DEL CAJÓN DEL TABLERO DE UN PUENTE ARCO.**



FIGURAS 44 Y 45. **ASCENSOR EXTERIOR DE ACCESO A LA CORONACIÓN DE UN PILONO.**

3.3. INSPECCIÓN ESPECIAL

Las Inspecciones Especiales, a diferencia del resto, no se realizan sistemáticamente o con carácter periódico, sino que surgen, generalmente, como consecuencia de los daños detectados en una Inspección Principal o, excepcionalmente, como consecuencia de una situación singular (como por ejemplo impactos de vehículos, daños por riadas o cualquier otro desastre natural, etc.). Necesariamente implican la presencia de técnicos y equipos especiales.

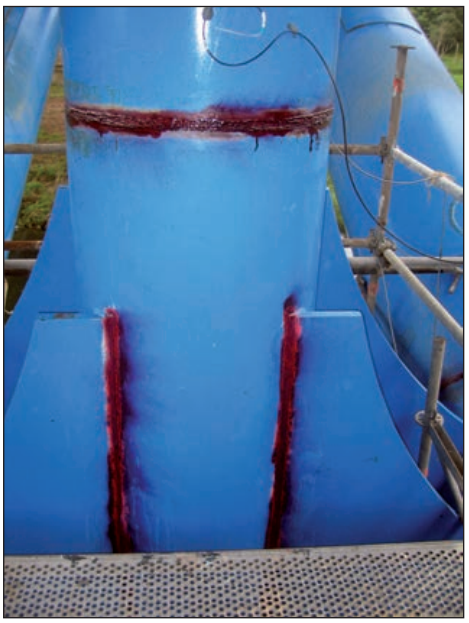
En la Inspección Especial, además de la realización de un examen visual, se necesitan ensayos de caracterización y mediciones complementarias. Este nivel de reconocimiento requiere un plan previo a la inspección, detallando y valorando los aspectos a estudiar, así como las técnicas y medios a emplear. **En general, las actuaciones a realizar** en las obras de paso como consecuencia de los resultados obtenidos en la inspección **requieren la redacción de un informe de caracterización y evaluación de daños o un proyecto de reparación.**

FIGURAS 46 Y 47. **OPERACIONES DIVERSAS QUE PUEDEN ESTAR INCLUIDAS EN UNA INSPECCIÓN ESPECIAL**

Algunos ejemplos de ensayos específicos son:

- Análisis geotécnico del terreno con la extracción de muestras.
- Evaluación de la resistencia del hormigón mediante la extracción de probetas testigo.
- Ensayos esclerométricos.
- Mapas de sales.
- Ensayos de ultrasonidos.
- Evaluación de las características del acero mediante ensayos de tracción.
- Determinación de la situación de las barras de armado mediante equipos electromagnéticos (pachómetro).
- Medidas de potencial eléctrico para determinar el estado de corrosión de las armaduras.
- Análisis químico del hormigón para detectar posibles causas de ataques sobre la pasta de cemento o los áridos.
- Contenido de iones cloro u otros en el hormigón que hayan podido favorecer la corrosión de las armaduras.

- Determinación de la profundidad de carbonatación.
- Análisis de soldaduras mediante líquidos penetrantes o gammagrafía.
- Etcétera.



FIGURAS 48 Y 49. **PUENTE EN LA A-8 (IZQUIERDA) Y ENSAYO DE LÍQUIDOS PENETRANTES EN LAS SOLDADURAS DE UN MONTANTE VERTICAL (DERECHA)**

La campaña de ensayos debe ser programada con detalle, en función de los resultados de la inspección realizada. A tal objeto debería ser redactado previamente un programa de ensayos, estableciendo los parámetros que deben ser determinados, los tipos de ensayo a realizar, su frecuencia y la norma aplicable para su realización.

FIGURA 50. **PARAMENTO DE HORMIGÓN PARCIALMENTE CHORREADO (PARTE SUPERIOR DEL HASTIAL Y DINTEL). SE PUEDEN APRECIAR LAS GRIETAS QUE ERAN INVISIBLES ANTES DEL TRATAMIENTO DE LIMPIEZA.**

Resulta difícil establecer a priori las intensidades de ensayo que deben adoptarse, ya que depende de la configuración del puente, de los datos conocidos sobre la ejecución y el control y de los daños que se detecten. Tomando en consideración tales aspectos, así como la representatividad de cada uno de los ensayos, debe establecerse el número de ensayos que deben realizarse para la determinación de los parámetros base que condicionan el análisis para el diagnóstico y la evaluación. Existe bibliografía especializada que ayuda en el diseño de las campañas para el estudio de las estructuras.

Es necesario indicar que, en todos los niveles de inspección, dado su carácter eminentemente visual, hay deterioros que sólo afloran en el momento de la reparación, cuando se procede a una limpieza específica de los paramentos. Incluso en las Inspecciones Especiales, aunque se puede disponer de medios muy variados, no suele ser habitual recurrir a este tipo de limpiezas previas.

4 INSPECCIÓN PRINCIPAL

4.1. DEFINICIÓN

El objeto de realizar una Inspección Principal[1] es la obtención de datos sobre los deterioros existentes en los diferentes elementos que constituyen el puente, de forma *sistemática y ordenada*.

Se trata de una observación detallada de *todos* los elementos visibles del puente, que no precisen la utilización de medios especiales auxiliares (andamios, grúas, barcas,...). Se utilizarán elementos auxiliares sencillos: escalera de mano, martillos, plomadas, cintas métricas, aparatos ópticos (lupas, prismáticos, cámaras fotográficas)[2].

El objetivo de una Inspección Principal es evaluar cualitativa y cuantitativamente los deterioros observados, para determinar el estado de conservación del puente.

Una Inspección Principal debe tener las siguientes características:

- *Objetiva* → debe ser independiente del inspector que la realice.
- *Homogénea* → la toma de datos debe ser uniforme.
- *Comparable* → debe permitir la ordenación de prioridades.
- *Fiable* → debe permitir la detección de todos los deterioros.

Previamente a la realización de la inspección propiamente dicha, debe llevarse a cabo una planificación de la misma que debe al menos comprender:

- Recogida de la documentación existente sobre el puente acerca de su inventario y de actuaciones sobre el puente posteriores a su construcción (inspecciones precedentes, operaciones de mantenimiento, reparaciones).

  La recopilación de documentación relativa al proyecto (de construcción, reformado, de liquidación, etc.) suele reservarse para las Inspecciones Especiales.

- Estudio de la documentación conseguida y preparación de las Fichas de Inspección. Estas fichas, tal y como se verá más adelante, son fichas específicas diferentes para los distintos tipos de elementos existentes en el puente. Se recomienda su preparación previa a los trabajos de campo, para formar en cada caso el conjunto completo de las fichas de inspección de un puente.

- Análisis y preparación de los medios necesarios para poder inspeccionar todos los elementos del puente. Aunque ya se ha comentado que en las Inspecciones Principales no se emplean medios auxiliares especiales, sí es necesario emplear en muchos casos pequeños medios de acceso como una escalera de mano, para poder acceder a los apoyos, o un arnés que permita el descenso seguro por un terraplén.

En la Guía de 1988 *Inspecciones Principales de puentes de Carreteras* [2], se recomendaba que el intervalo medio entre dos inspecciones principales fuera de cinco años, pudiendo ser menor en

[1] Este comentario también abarca las *inspecciones cero* de referencia, así como a las inspecciones de cauce.

[2] Así como para los Firmes, la determinación del estado objetivo de conservación se realiza a través de parámetros tipo Deflexión, CRT, IRI, etc., que son obtenidos mediante sofisticados equipos de alto rendimiento, complementados por campañas visuales, para los puentes la obtención del estado de conservación se basa fundamentalmente en las inspecciones visuales.

función de la posible existencia de anomalías detectadas en inspecciones precedentes y de lo especificado en el Sistema de Gestión en cuanto a las frecuencias de inspección. Además de [2], la experiencia internacional avala esta periodicidad tipo, teniendo en cuenta la velocidad en la evolución de los deterioros.

La periodicidad vendrá indicada en el *Plan de mantenimiento del puente,* documento que será cada vez más común para cada puente, según se exige en [10 y 45] para estructuras de nueva construcción.

Dicha Guía [2] recomendaba también realizar nivelaciones en cada inspección principal para determinar los movimientos del tablero del puente y compararlos con los de las inspecciones precedentes, teniendo en cuenta los posibles efectos climáticos. Para ello habría que prever la instalación, en el puente y fuera de él, de puntos de referencia o marcas indestructibles a las que referirse en sucesivas nivelaciones. También se recomendaba la realización de mediciones para comprobar las características geométricas del puente, posibles desplomes de pilas, distancias entre paramentos frontales de estribos, etc., si bien estas tareas quedan englobadas actualmente dentro de las denominadas Inspecciones Especiales.

Como ya se ha comentado, las Inspecciones Principales se engloban dentro del Sistema de Gestión de obras de paso que tiene implantado la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento y, mediante una aplicación informática, es capaz de almacenar toda la información generada en las Inspecciones Principales que se realizan sobre las estructuras. Gracias a esta información se puede conocer con la periodicidad deseada su estado de conservación.

Los datos recogidos en la aplicación son los siguientes:

1. Información general relativa a la inspección efectuada (estructura inspeccionada, fecha en la que se realiza la inspección, personal que la realiza, cortes y medios de acceso utilizados en la inspección, condiciones climatológicas en las que se ha realizado la inspección, incidencias acaecidas durante la misma y comentarios del inspector, etc.).
2. Fotografías generales de la inspección[3]. Desde el punto de vista del mantenimiento, deben aportarse fotos de ambos alzados, de la entrada al puente por la plataforma desde ambos extremos y una vista del intradós.
3. Información del estado de conservación de los distintos elementos de la estructura determinado por la inspección. En cada ficha se recogen los elementos más característicos que corresponden a la tipología y parte del puente de que se trate (tableros, pilas, estribos, etc.), indicándose para cada uno de ellos los daños apreciados y la medición de los mismos. Estos daños dependen no sólo del elemento de que se trate, sino del material con el que esté construido.
4. Fotografías ilustrativas de los deterioros, especialmente de los más relevantes. Estas fotografías deberán tomarse desde la distancia adecuada para dejar constancia de la escala del deterioro en relación al elemento donde éste se manifiesta. En los casos en los que esto no sea posible se aconseja tomar dos fotografías, una que muestre la escala y otra de detalle del deterioro.
5. Fichas de resultados de la inspección, que quedan incluidas en la base de datos, de manera que el acceso a las mismas se realiza de manera rápida y sencilla. La impresión de las mismas se realiza automáticamente empleando programas comerciales (Word de Microsoft o Acrobat Reader), a los que se exporta un informe con las fichas, ya preparado para su visualización.

La entrada de la información se realiza mediante selección entre opciones predefinidas, en función del elemento y material del mismo. Los daños posibles sobre cada elemento y material se encuentran recogidos en diferentes librerías de la base de datos.

[3] Antiguamente se realizaba un croquis de la estructura, pero esta *costumbre* se ha abandonado por diversas razones (falta de precisión del croquis, escasa información en comparación con el esfuerzo que ello suponía, etc.), sustituyéndose esta información por fotografías.

4.2. CUANTIFICACIÓN DEL ESTADO DE CONSERVACIÓN: ÍNDICES DE ESTADO O CONDICIÓN

Para cada uno de los daños que existan en un determinado elemento se recogen en campo tres índices (índices de extensión, gravedad y evolución) que valoran el daño desde diferentes puntos de vista. Estos parámetros se describen en el apartado 4.5.3. de la presente Guía. El Sistema de Gestión, a partir de estos datos tomados en campo y por medio de algoritmos integrados en él, obtiene en primer lugar para cada daño un **Índice del Deterioro** que tiene en cuenta:

- Intensidad del tipo de daño en los elementos observados *(gravedad del daño).*
- Extensión y evolución del tipo de daño en los elementos observados *(extensión y evolución del daño).*
- La clase de daño y su efecto en la seguridad y durabilidad del elemento afectado *(tipo de daño).*
- La importancia del elemento dañado en la seguridad y durabilidad de la estructura completa *(tipo de elemento).*

El Índice del Deterioro obtenido toma un valor entre 0 y 100. Se puede dividir en cinco intervalos cuyos significados se indican a continuación:

- *Índice entre 0 y 20:* Deterioro sin consecuencias importantes «a priori».
- *Índice entre 21 y 40:* Deterioro que puede tener una evolución patológica o reducir las condiciones de servicio o de durabilidad del elemento si no se repara en el tiempo adecuado.
- *Índice entre 41 y 60:* Deterioro que indica una patología que supone una reducción de las condiciones de servicio o de la durabilidad del elemento.
- *Índice entre 61 y 80:* Deterioro que se puede traducir en una modificación del comportamiento resistente o funcional.
- *Índice entre 81 y 100:* Deterioro que compromete la seguridad del elemento.

Una vez obtenidos todos los índices de los deterioros existentes en una estructura, el objetivo consiste en poder valorar el estado de conservación de dicha estructura. Así, el denominado **Índice de Estado o Condición de la Estructura** tiene en cuenta el conjunto de los índices de deterioro que tiene la estructura y la distribución de los daños en la misma.

A partir de esta valoración, se obtendrá una relación ordenada de las estructuras inspeccionadas que permitirá priorizar las actuaciones según la urgencia y gravedad de los deterioros observados.

Igualmente el Índice de Estado de la Estructura se puede dividir en cinco intervalos:

- *Índice entre 0 y 20:* Estructura sin patologías evidentes o con deterioros sin consecuencias relevantes para la durabilidad, condiciones de servicio o seguridad de la estructura.
- *Índice entre 21 y 40:* Estructura con deterioros que pueden tener una evolución patológica que afecte a la durabilidad o a las condiciones de servicio de la estructura. Es conveniente seguir su evolución temporal para su determinación objetiva.
- *Índice entre 41 y 60:* Estructura con deterioros que evidencian una patología que puede suponer una reducción de las condiciones de servicio o de la durabilidad de la estructura. Será necesario seguir la evolución de la patología en las posteriores inspecciones. Puede requerir una actuación a medio plazo para mejorar la durabilidad de la estructura.
- *Índice entre 61 y 80:* Estructura con deterioros o patologías que se pueden traducir en una modificación del comportamiento resistente o una reducción importante de los niveles de servicio. Requiere una actuación a corto-medio plazo. En función de la naturaleza del daño puede requerir una inspección especial.
- *Índice entre 81 y 100:* Estructura con deterioros o patologías que comprometen la seguridad del elemento/estructura. Requiere una inspección especial y una actuación urgente. En algunos casos puede ser necesario una limitación del uso.

Además de estos índices se obtienen otros índices intermedios entre el índice de deterioro y el índice de la estructura, determinando así los índices de todas las partes en las que se puede subdividir una estructura, desde el nivel más básico (**Índice del elemento**), ascendiendo jerárquicamente (**Índice de los componentes** [vanos, pilas, etc.], **Índice de las zonas** [superestructura, subestructura y elementos no resistentes]) hasta llegar a nivel de la estructura. Estos índices intermedios permiten *localizar rápidamente* el elemento o elementos causantes de un determinado Índice de la Estructura.

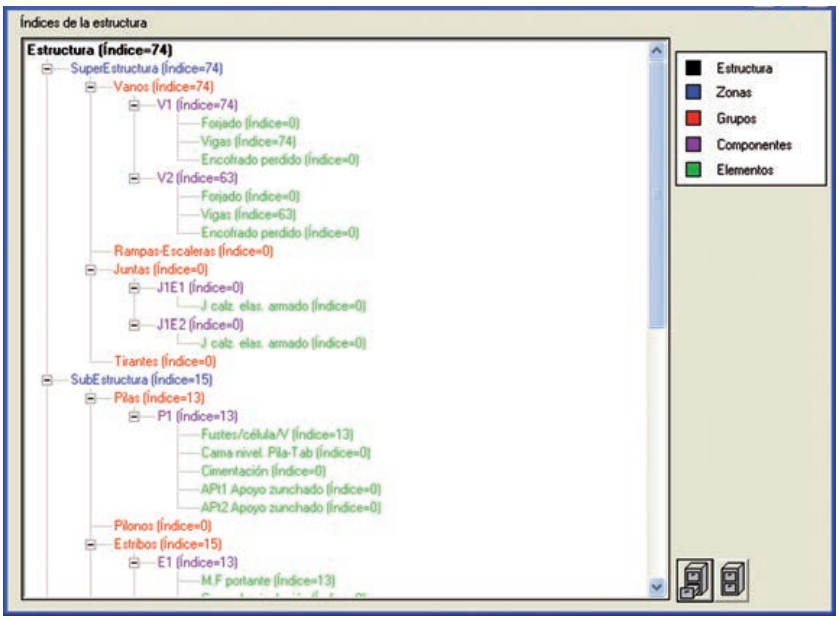


FIGURA 51. **ÁRBOL DE ÍNDICES DEL SGP. PUEDE OBSERVASE QUE LA ZONA MÁS AFECTADA ES LA SUPERESTRUCTURA, DENTRO DE ÉSTA LOS VANOS, Y EN CONCRETO LAS VIGAS DE VANO N.º 1.**

Con la ayuda de estos índices, el gestor puede establecer los criterios sobre los siguientes aspectos:

- Necesidad o no de intervención, indicando la urgencia o el plazo en que debe ser realizada en función de la evolución previsible de los daños.
- Necesidad de realización de estudios especiales, indicando el posible alcance de los mismos, ya que a veces es preciso complementar los pasos anteriores mediante ensayos destinados a conocer el estado actual de la obra.
- Programar actuaciones a medio plazo, y en otros niveles de gestión conocer, mediante la asignación de soluciones tipo valoradas, una estimación del presupuesto necesario para actualizar y mejorar el parque de puentes gestionado.

Por otra parte, **la trascendencia de este tipo de inspecciones va más allá de esta cuantificación**, en la medida que el inspector debe tener margen suficiente para advertir problemas o imponderables difíciles de cuantificar, como puede ser el grado de «actualización» de la estructura a las normas vigentes, por poner un ejemplo. Esto debe tenerse en cuenta como «observaciones» o «consideraciones» del inspector.

Además, la comunicación y la coordinación con el responsable de la campaña o con el director del contrato correspondiente son importantes para verificar la envergadura de los problemas en los primeros momentos y poder actuar en consecuencia, algo que resulta muy importante para dar confianza a los inspectores de campo y hacerles ver la trascendencia de sus resultados. De esta manera resulta más fácil calibrar los trabajos realizados por distintos inspectores también. Por este motivo suele ser deseable realizar alguna jornada de dudas o de interpretación de resultados, con todos los inspectores de campo, en una misma campaña.

Finalmente se aportan en el Anejo III distintos ejemplos de inspecciones principales realizadas en puentes de hormigón, mixtos o de fábrica donde pueden apreciarse los distintos daños localizados así como los índices resultantes para la estructura. Por otra parte, en el Anejo IV se aportan ejemplos de inspección de cauces.

4.3. MEDIOS NECESARIOS PARA LA INSPECCIÓN PRINCIPAL

A) Medios personales

El equipo humano que realiza una campaña de Inspecciones Principales (habitualmente cada inspector evalúa el estado de unas 100 a 200 estructuras) deberá estar compuesto, al menos, por:

- Un Ingeniero Superior experto en estructuras, que coordine los trabajos y asuma la dirección técnica de los mismos. Es necesario que posea una experiencia mínima de 10 años en patología, inspección y reparación de estructuras (saber ver, poder ver, saber lo que se quiere ver).
- Uno o varios Equipos de Inspección. Cada Equipo de Inspección estará integrado por:
  - Un Ingeniero con amplia experiencia en el campo de las estructuras y que haya superado las pruebas de aptitud del Curso de Especialización para la Formación de Inspectores.
  - Un técnico de apoyo logístico.

B) Medios materiales

El material para realizar las inspecciones será:

- Para el personal (equipos de seguridad y salud):
  - Chaleco o abrigo reflectante.
  - Casco.
  - Botas de agua.
  - Botas de seguridad.
  - Arnés de protección anticaídas.
  - Ropa de lluvia.
  - Gorra.
- Medios auxiliares:
  - Cuaderno de anotaciones y fichas de campo (ordenador portátil o Tablet PC opcional).
  - Cámara fotográfica.
  - Tizas de colores.
  - Prismáticos.
  - Distanciómetro/cinta métrica.
  - Fisurómetro óptico.
  - Lupas micrométricas.
  - Plomadas.
  - Cuerdas.
  - Termohigrómetro.
  - Escalera de mano con alcance de 5 m.
  - Linterna o sistemas complementarios de iluminación.

FIGURAS 52 Y 53. **INSPECTOR SUJETANDO UN TABLET PC PARA INTRODUCCIÓN DE DATOS EN CAMPO (IZQUIERDA) Y VEHÍCULO ESTACIONADO FUERA DE LA CARRETERA DURANTE LA INSPECCIÓN (DERECHA).**

  - Martillo.
  - Conos de balizamiento.
  - Triángulos de señalización.
  - Cadenas.
  - Botiquín.
  - Teléfono móvil.
- Documentación necesaria:
  - En campañas a nivel provincial es recomendable solicitar un permiso a la DGT para estacionar en arcenes.
  - Nota visible en el vehículo para los agentes de seguridad.
  - Documentación relativa a la inspección:
    - Listado de identificación de los puentes a inspeccionar.
    - Fichas y croquis de inventario y resultados de la anterior Inspección Principal.
    - Guía para la realización de Inspecciones Principales.
    - Fichas tipo necesarias para la evaluación de elementos (*Fichas de datos generales, Fichas de evaluación de elementos, Ficha de observaciones, Fichas de fotografías).*

4.4. ALCANCE DE LA INSPECCIÓN. ELEMENTOS A INSPECCIONAR

Siguiendo una estrategia que permita actuar preventivamente, en la inspección de una estructura se busca la máxima información posible a través de un examen ocular que, con un poco de experiencia, puede ser muy útil al dar una información muy completa sobre las causas que han motivado los daños, así como de la urgencia de una posible intervención.

Esta inspección debe realizarse elemento por elemento y no sólo de los principales sino también de los secundarios, observando tipos de daños tales como fisuras, disgregaciones, roturas de hormigón, deformaciones, etc. y la evolución de los mismos en el tiempo. En esta fase las imágenes gráficas (fundamentalmente fotografías, aunque también croquis de detalle de daños concretos) se presenta como una ayuda valiosa al permitir registrar las lesiones que presenta para su posterior análisis.

Con los datos recogidos en la inspección y los que puede aportar la documentación existente, si se puede disponer de ella, se puede realizar un primer análisis para determinar el origen de los daños y su posible magnitud. Lo más habitual, sin embargo, es que no se disponga más que de los

datos provenientes de la inspección principal (visual), por lo que el análisis mencionado queda más limitado[4].

En [2] ya se definían cuatro zonas de la estructura a efectos de la realización de una Inspección Principal, que se resumen a continuación:

- *Cimentaciones:* en la mayor parte de los casos no serán accesibles, lo que hace que los posibles fallos que en ellas se produzcan sólo puedan ser detectados indirectamente a través de signos externos visibles en el resto de elementos del puente, en forma de movimientos excesivos, deformaciones, fisuración, etc. Por ello se deben vigilar atentamente las características geométricas y patológicas en subestructura y superestructura.
- *Subestructura,* que comprende:
  - Estribos (incluyendo terraplenes, muros laterales, aletas, muros de acompañamiento, etc.).
  - Pilas.
  - Aparatos de apoyo, cuyo estado general y situación de deformación proporcionan una importante indicación sobre el funcionamiento global de la estructura.
- *Superestructura,* que comprende:
  - Elementos portantes principales (vigas principales, arcos, interior y exterior de un cajón, etc.).
  - Elementos portantes secundarios (vigas secundarias, riostras, diafragmas, etc.).
  - Losa de compresión del tablero.

Es fundamental observar cuidadosamente los posibles desplazamientos verticales y horizontales de estos elementos, así como sus variaciones respecto de las inspecciones precedentes.

- *Equipamientos,* que incluyen:
  - Juntas.
  - Sistemas de contención.
  - Impermeabilización del tablero.
  - Pavimento.
  - Sistema de drenaje.
  - Aceras y canalizaciones.
  - Sistemas de iluminación.
  - Sistemas de protección de subestructura, superestructura y terraplenes.
  - Señalización horizontal y vertical.
  - Zonas de aproximación o zonas de transición.
  - Otros.
- **Se ha añadido actualmente una quinta zona de inspección, el *cauce,* dada la importancia de la interacción cauce-puente en el comportamiento global de la misma.**

En cada una de estas categorías principales y en los elementos de los que constan se pueden producir defectos muy variados: resistentes, durables, funcionales y de seguridad vial.

[4] Aunque es muy importante conocer el proyecto, la fecha de construcción de la estructura, el constructor, resultados del control de calidad, reparaciones a que ha estado sometida, etc., toda esta información suele buscarse sólo durante la realización de una Inspección Especial.

4.5 METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN

La Inspección Principal de una campaña (que agrupa un conjunto amplio de obras de paso) consta de las siguientes fases:

- Localización de los puentes del itinerario, empleando las bases de datos de la DGC del Ministerio de Fomento[5].
- Estacionamiento del vehículo: siempre fuera de calzada y arcén (si no se dispone de permiso expreso de tráfico). En el caso de no ser posible, señalizar el estacionamiento correctamente.
- Evaluación de riesgos.
- Recorrido somero por el puente y su entorno al objeto de tener una visión de conjunto.
- Desarrollo de la inspección de manera sistemática.

En cada Inspección Principal el equipo encargado de realizarla recogerá los siguientes datos:

- **Datos generales de la inspección.**
- **Deterioros observados.**
- **Observaciones.**
- **Fotografías.**

4.5.1. Desarrollo de la inspección

La Inspección Principal es una verdadera auscultación visual de todos los elementos visibles del puente, que debe realizarse de forma sistemática para que no se produzcan errores ni omisiones. Se seguirán las siguientes fases de forma consecutiva:

a) Inspección perimetral inferior de los paramentos verticales de estribos y de las caras laterales del tablero.

b) Inspección en «zig-zag», desde abajo del tablero.

c) Inspección perimetral de la zona superior del tablero y equipamientos.

Inspección perimetral inferior

Consiste en la inspección de la cimentación, aletas, estribos, terraplenes y caras laterales del tablero.

Como ya se ha comentado, la inaccesibilidad del cimiento hace que los posibles fallos que en él se produzcan sólo puedan ser detectados indirectamente si se traducen en signos externos visibles en la superestructura o en forma de movimientos excesivos, fisuraciones, etc. Por ello se debe hacer referencia en la inspección al aspecto exterior de la subestructura y superestructura en relación con la cimentación.

Se realizará una inspección detallada de los siguientes elementos, y siempre, en el orden marcado:

- Aleta/muro lateral derecho de E1 y su terraplén.
- Muro de frente del estribo E1 y zona de apoyos.
- Aleta/muro lateral izquierdo de E1 y su terraplén.
- Cara lateral del tablero entre Aleta/muro lateral izquierdo de E1 y Aleta/muro lateral izquierdo de E2.

[5] En principio con los códigos asignados a las estructuras es suficiente para comprobar la pertenencia de una estructura a una carretera. Para resolver dudas más específicas de existencia o pertenencia de una estructura suele ser necesario contactar con las Unidades de Carreteras del Ministerio de Fomento y, a través de éstas, con los Sectores de Conservación.

- Aleta/muro lateral izquierdo de E2 y su terraplén.
- Muro de frente de estribo E2 y zona de apoyos.
- Aleta/muro lateral derecho de E2 y su terraplén.
- Cara lateral del tablero entre Aleta/muro lateral derecho de E2 y Aleta/muro lateral derecho de E1.

Esta primera etapa consiste en una inspección a lo largo del contorno de la estructura, realizada «debajo» del tablero.

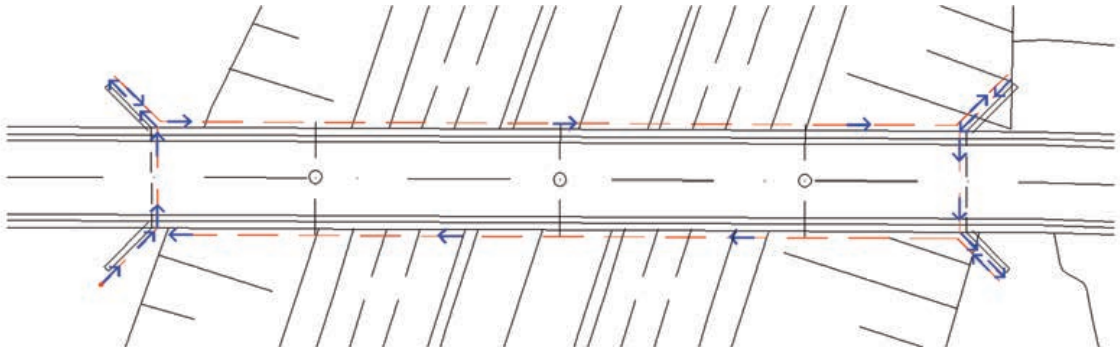


FIGURA 54. **INSPECCIÓN PERIMETRAL INFERIOR.**

Esta inspección debe ser realizada con detalle, es decir, a escasa distancia del elemento que se esté estudiando, y no se debe pasar al elemento siguiente sin haber completado totalmente el actual.

A medida que se vaya realizando la inspección se debe ir apuntando en las fichas de inspección todos los deterioros, importantes o no, que se observen.

Inspección en «zig-zag» inferior

Finalizada la etapa anterior se realizará la inspección de las pilas y de la cara inferior del tablero en el siguiente orden:

- Tablero entre el estribo E1 y la pila P1.
- Pila P1 y su zona de apoyos.
- Vano del tablero entre la pila P1 y pila P2.
- Pila P2 y su zona de apoyo.
- (...).

Se prosigue de esta forma hasta finalizar en el vano del tablero entre la pila P_n y el estribo E2.

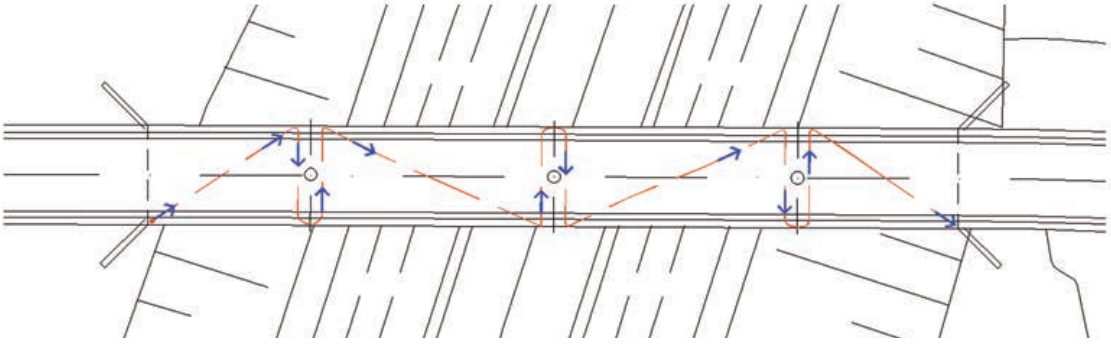


FIGURA 55. **INSPECCIÓN EN «ZIG-ZAG» INFERIOR.**

Los comentarios hechos en los dos últimos párrafos del punto anterior son válidos en éste.

En el caso de grandes puentes o viaductos, esta inspección se realizará con la ayuda de medios auxiliares.

Inspección de la cara superior del tablero y equipamientos

Se trata de observar el estado del pavimento, juntas, sistema de drenaje, barreras, barandillas, dispositivos de seguridad, aceras, canalizaciones, señalización, iluminación y losas de transición.

Acabada la inspección desde la zona inferior del tablero se ascenderá a éste y se realizará una observación perimetral del mismo, comenzando en la esquina superior de la Aleta E1 Derecha y siguiendo este recorrido:

- Aleta/muro lateral derecho de E1.
- Acera derecha (observando también la zona de pavimento adyacente y las juntas en pilas).
- Aleta/muro lateral derecho de E2.
- Junta E2.
- Aleta/muro lateral izquierdo de E2.
- Acera izquierda (observando también la zona de pavimento adyacente y las juntas en pilas).
- Aleta/muro lateral izquierdo de E1.
- Junta E1.
- Aleta/muro lateral derecho de E1.

Se realizarán las anotaciones necesarias como se ha indicado en los puntos anteriores.

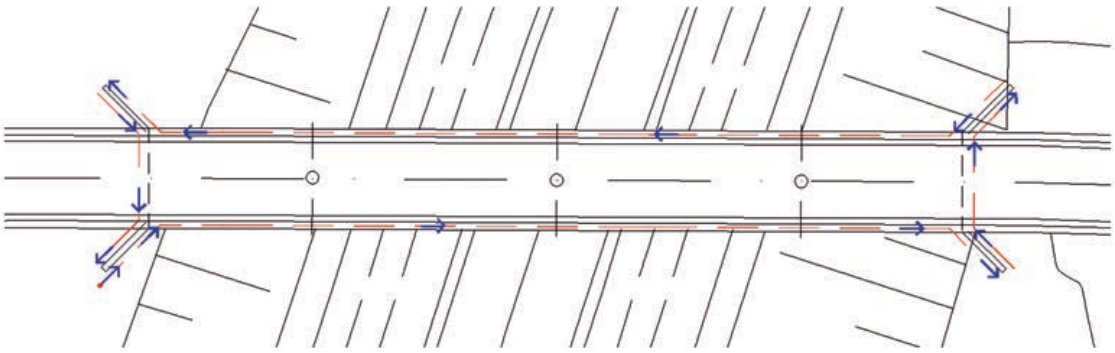


FIGURA 56. **INSPECCIÓN DE LA CARA SUPERIOR DEL TABLERO Y EQUIPAMIENTOS.**

Existirán casos en los que la inspección no podrá desarrollarse según el esquema propuesto, debido a la existencia de obstáculos como son ríos u otras irregularidades del terreno o por la tipología de la estructura a inspeccionar, en este caso se adaptará la metodología anterior a la realidad existente.

4.5.2. Datos generales de la Inspección Principal

Se recogen en este apartado los datos generales relativos a la inspección propiamente dicha y al inspector, que deben ser cumplimentados por este último.

A continuación se presenta el aspecto de la ficha donde se recogen estos datos.

CÓDIGO:		
DENOMINACIÓN:		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICIONALES DE LA INSPECCIÓN		OBSERVACIONES
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN		
INSPECTOR		
HUSO GEOGRÁFICO		
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERATURA		
HUMEDAD		
CONDICIONES ATMOSFÉRICAS		
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACION		
INDICE ESTIMADO		
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO		
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N) MOTIVO		

FIGURA 57. **DATOS GENERALES EN UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL.**

Datos a rellenar al principio de la inspección

- **Código:** código de la estructura a inspeccionar.
- **Denominación:** nombre de la estructura a inspeccionar.
- **Fecha de inspección:** dd-mm-aaaa en que se realiza la inspección.
- **Inspector:** nombre de la persona que realiza la inspección.
- **Huso geográfico:** huso geográfico en el que se encuentra la estructura[6].
- **Datos ambientales:** temperatura, humedad, condiciones atmosféricas del día en que se realiza la inspección.

Datos a rellenar una vez finalizada la inspección (en amarillo en la figura anterior)

- **Índice estimado:** una vez registrados los deterioros del puente **se deberá estimar un índice según el estado en el que se encuentre la estructura, como comprobación adicional al índice que dará el Sistema de Gestión.** Este índice varía entre 0-100, de acuerdo con el criterio explicado en el capítulo 4.2.
- **Inspección especial S/N. Motivo:** señalar si se recomienda realizar una Inspección Especial, y el motivo por el que se recomienda (el deterioro causante de dicha recomendación).
- **Inspección principal detallada S/N:** señalar si se recomienda realizar una Inspección Principal Detallada, debido a la necesidad de utilizar medios auxiliares específicos para poder realizar la inspección.

4.5.3. REGISTRO DE LOS DETERIOROS OBSERVADOS EN EL PUENTE

Se puede llevar a campo la última inspección de la estructura, existente en el SGP, pero sólo se utilizará para solucionar dudas durante la inspección, no debiendo usarse como base para realizar una nueva inspección, de forma que ésta no esté condicionada. Además, los deterioros pueden haber evolucionado y sus características ser completamente distintas en la nueva inspección.

En cada inspección se debe llevar un juego de plantillas de inspección en blanco (o un archivo sin datos, en caso de emplear un Tablet PC o similar en campo):

[6] En la Red de Carreteras del Estado se emplean tres husos geográficos (ver [38]).

- 1 ficha para deterioros en los vanos.
- 1 ficha para deterioros en las pilas.
- 1 ficha para deterioros en los estribos.
- 1 ficha para deterioros en los elementos complementarios.
- 1 ficha para observaciones.
- 2 fichas para fotografías.

A continuación se muestra el aspecto de una de las fichas (deterioros en los vanos) y se explican los datos a rellenar:

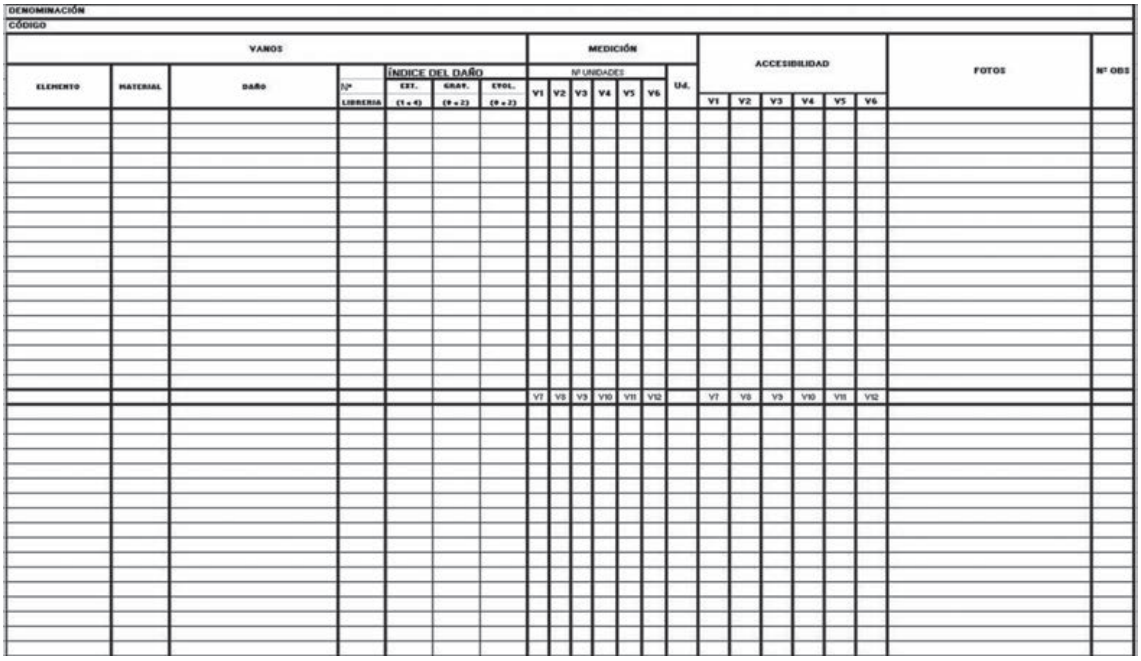


FIGURA 58. **FICHA DE REGISTRO DE DETERIOROS EN UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL.**

- **Elemento:** denominación del elemento donde se registra el deterioro.
- **Material:** material del elemento en el que se registra el deterioro.
- **Daño:** deterioro observado en ese elemento. Se deben consultar las *Librerías de deterioros* y el *Catálogo de deterioros.*

  Cuando se utilice la librería de *deterioros por elemento* sólo será necesario rellenar la columna **ELEMENTO** de las plantillas de inspección.

  Cuando se utilice la librería de *deterioros por material* se deben rellenar las columnas **ELEMENTO** y **MATERIAL** de las plantillas de inspección.
- **N.º de librería:** código numérico para definir la causa probable del daño registrado. Consultar *Librerías de deterioros* SGP (DGC del Ministerio de Fomento).
- **Índice del daño:** se evaluará el deterioro asignándole los siguientes índices:

TABLA 3. **VALORES POSIBLES PARA INDICAR LA EXTENSIÓN DE UN DETERIORO**

EXTENSIÓN	
CALIFICACIÓN	**DESCRIPCIÓN**
1	Afección menor del 25%
2	Afección 25%-50%
3	Afección 50%-75%
4	Afección mayor 75%

TABLA 4. **VALORES POSIBLES PARA INDICAR LA GRAVEDAD DE UN DETERIORO**

GRAVEDAD	
CALIFICACIÓN	**DESCRIPCIÓN**
0	Daño de intensidad baja/poca posibilidad de dejar de ejercer su función.
1	Daño de intensidad media/media posibilidad de dejar de ejercer su función.
2	Daño de intensidad elevada/alta posibilidad de dejar de cumplir su función.

TABLA 5. **VALORES POSIBLES PARA INDICAR LA EVOLUCIÓN DE UN DETERIORO**

EVOLUCIÓN	
CALIFICACIÓN	**DESCRIPCIÓN**
0	Velocidad lenta y ambiente no agresivo
1	Velocidad baja y ambiente agresivo Velocidad alta y ambiente no agresivo
2	Velocidad rápida y ambiente agresivo

La asignación de estos índices a cada deterioro se asignará en base a los *Manuales de Criterios Generales*[7].

- **Medición**: medición del daño y unidades correspondientes.
- **Accesibilidad**: los criterios para asignar la accesibilidad a cada deterioro son los siguientes:

TABLA 6. **VALORES POSIBLES PARA INDICAR LA ACCESIBILIDAD DE UN ELEMENTO**

CRITERIOS DE ACCESIBILIDAD	
Alta	• Reparaciones fácilmente accesibles para el equipo o maquinaria que tenga que realizarlos: pequeños andamios, cesta con camión-grúa a menos de 15 m de alcance. • No es necesario realizar cortes de tráfico para la realización de estas obras, o el corte de los mismos tiene poca importancia. • No hay servicios afectados.
Media	• Se necesita utilizar andamios de considerable altura. • Se precisan cimbras de pequeño volumen para el soporte de los elementos. • Se precisa recurrir a grúas de más de 15 m de alcance.

[7] Estos Manuales se presentan en los cursos de formación de inspectores que imparte la DGC, una vez se inician los contratos de inspección

CRITERIOS DE ACCESIBILIDAD	
Media	• Se necesita realizar caminos de acceso o plataformas de pequeña magnitud para llegar a la base del elemento. • Se requieren cortes de tráfico parciales en vías de importante densidad. • Es necesario retirar otros elementos que luego pueden ser reutilizados. • Se requieren medidas especiales para protección de las personas. • Los servicios afectados no implican obras importantes para su reposición (conducciones bajo aceras, cables adosados al tablero...).
Baja	• Se requieren andamios especiales, cimbras exentas o de gran volumen. • Se debe usar grúas de más de 60 m de alcance. • Se necesita realizar una obra auxiliar o camino para desviar el tráfico. • Se afecta al tráfico ferroviario. • La obra se realizará bajo agua profunda, con buzos u otros medios especiales. • Se requiere realizar penínsulas artificiales, recintos con tablestacas o plataformas especialmente importantes. • Se necesita demoler o retirar otros elementos que luego deben ser repuestos. • Son precisas obras auxiliares para protección temporal en cauces o pueden verse afectados servicios de importancia: conducciones o alcantarillado importante, líneas AT, catenarias de FFCC.

- **Fotos:** en esta casilla se debe apuntar el código de la foto que se corresponde con cada uno de los deterioros. En la plantilla correspondiente de fotografías cada foto se numera y se realiza una pequeña descripción.

  En campo se realizarán las siguientes fotografías:

  – Como mínimo una por daño (de gravedad calificada como 1 o 2, según la tabla 4), siempre que éste quede bien reflejado en la fotografía.

  – Dos fotografías como mínimo para aquellos casos en los que se necesite una fotografía de detalle y otra que sitúe el daño en cuanto a escala o a situación (suele ser el caso de las fisuras, desconchones...).

  – Cuatro fotografías generales de la estructura: dos de los alzados, una de la vista superior (plataforma) y otra de la vista inferior.

A continuación se muestra el aspecto de la plantilla tipo para registrar las fotografías; se debe anotar el código que registre la cámara y una descripción o título para la fotografía.

DENOMINACIÓN: FECHA:

CÓDIGO

Nº FOTO	FOTOGRAFÍAS
01	Desconchón en el centro de la viga 1 del vano 2.

FIGURA 59. **FICHA DE REGISTRO DE FOTOGRAFÍAS EN UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL.**

- **N.º observación:** se anotará el número de observación que remitirá a la plantilla de observaciones, donde se debe indicar todo aquello que se considere relevante para completar los trabajos de inspección de la estructura.

A continuación se muestra el aspecto de la plantilla de observaciones:

DENOMINACIÓN		
CÓDIGO		
Nº OBS	OBSERVACIONES	CROQUIS
1	Las fisuras detectadas en la viga 1 del vano 3 solo aparecen en el centro del vano.	

FIGURA 60. **FICHA DE REGISTRO DE OBSERVACIONES EN UNA INSPECCIÓN PRINCIPAL.**

4.5.4. INSPECCIÓN DEL CAUCE

En cuanto a la **Inspección del cauce**, como una **parte específica de la Inspección Principal del puente**, se realizará, como criterio general, en todos aquellos puentes con una luz mínima de 6 m. Lo que se pretende es evaluar la vulnerabilidad del puente frente a la acción fluvial, con especial atención a la socavación, para lo que se deben examinar cuidadosamente los siguientes puntos (en el Anejo V de este documento se comentan de forma pormenorizada los parámetros que deben anotarse en una inspección del cauce):

A) Curso de agua:

- Anotar el ancho mínimo del cauce principal, la longitud neta del puente, los ángulos de ataque por la corriente a pilas y estribos, en aguas bajas y en aguas altas, así como el efecto de contracción que la infraestructura a la que pertenece el puente tiene sobre el cauce que pasa bajo la obra.
- Anotar la naturaleza del fondo y las anomalías en su topografía, así como las fosas de socavación existentes en el lecho del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente.
- Anotar la existencia de afluentes, confluencias o drenajes, indicando la distancia al puente a la que se encuentran.
- Describir la existencia, posición y tipo de todo aquel elemento que, de alguna forma, suponga una limitación dentro de la sección transversal libre del cauce. Debe también valorarse la potencialidad del puente de ser bloqueado por objetos o materiales arrastrados/arrastrables por el cauce.
- Anotar el tipo de cauce: torrencial, múltiple trenzado o ramificado, único rectilíneo, único meándrico o sinuoso, revestido o encauzado y canalizado.

B) Márgenes del cauce:

- Anotar las señales de ataque y deterioro de los márgenes del cauce en el entorno del puente debido al efecto de la erosión. En las márgenes aguas abajo debe indicarse también la erosión por expansión; ésta se produce cuando el cauce se ensancha rápidamente una vez superado el puente.
- Anotar los signos que indiquen posibilidad de deslizamiento en las proximidades de los estribos.
- Definir el material y el tipo de cobertura del terreno en las márgenes del cauce.

C) Protecciones del cauce:

- Definir el tipo de protección de las márgenes y lecho del cauce, aguas arriba y aguas abajo de la estructura.
- Establecer de una forma cualitativa el estado de las protecciones existentes, tanto las del lecho como las de las márgenes.
- Anotar la longitud de la protección, medida desde el puente hacia aguas arriba o aguas abajo.

D) Subestructura:

- Establecer la posición de los elementos principales de pilas y estribos con respecto al cauce.
- Tipología, geometría y material constituyente de pilas y estribos.
- Medir el ángulo con que incide el flujo en avenida, sobre el elemento principal de pilas y estribos.
- Reflejar el estado de pilas y estribos o de sus elementos, no en lo que se refiere a la socavación, sino a su estado resistente o durable. Un muro frontal de mampostería con pérdida de piezas y lavado de juntas estará peor preparado para resistir frente a la socavación que si el paramento se encuentra en buenas condiciones.
- Medir la altura máxima que ha podido alcanzar el agua junto a las pilas y estribos en una avenida.
- Definir el tipo de protección de los elementos principales de pilas y estribos, así como su estado de conservación.
- Anotar la amplitud de la acumulación de objetos, materiales y vegetación (flotantes y arrastrados por el fondo), normalmente en la parte frontal de la pila (si el flujo no es esviado) y frontal-lateral de la misma (si el flujo es esviado respecto a la pila), en relación con la anchura propia de la pila.

E) Cimiento y terreno de cimentación:

- Tipo de cimentación de pilas y estribos.
- Clasificar el material que conforma el lecho junto a la subestructura y que por la acción erosiva del agua puede ser desplazado, produciendo la socavación de pilas o estribos.
- Recoger las condiciones de socavación en cada pila y estribo, y estimar la profundidad máxima de socavación.

Como ya se ha indicado, la descripción detallada de todos estos parámetros, así como la metodología de inspección del cauce se recogen en el Anejo V *(Datos fundamentales en la inspección de cauces)*.

En esta inspección se toman los datos necesarios para poder cuantificar posteriormente la vulnerabilidad del puente frente a las avenidas fluviales. Esta estimación se basa en la información recopilada y se sustenta en los principales factores geomorfológicos e hidráulico-sedimentológicos de interés en relación a la interacción cauce-puente en avenida, considerada desde un punto de vista integral. Además de los factores anteriores, obviamente se consideran también los estructurales (tipo de cimentación, tipo de pila, material constitutivo, etc.).

La interacción cauce-puente en avenida trasciende o va más allá de la socavación de pilas y estribos[8], si bien es cierto que ésta es la causa principal del colapso de puentes sobre cauces. En este último sentido, conviene también destacar que, con los datos recopilados en las Fichas de Inspección Fluvial o de Cauce, se tiene información suficiente para poder aplicar, junto con los datos y resultados hidráulicos necesarios, algunos de los métodos más conocidos y extendidos para el cálculo de la máxima profundidad de erosión local o socavación potencial. Este es el caso por ejemplo, de la Ecuación de la Colorado State University (Richardson et al., 1990; [42]) para el cálculo de la socavación en pilas de puente, aplicable tanto en condiciones de lecho vivo como de aguas claras[9]:

[8] La interacción cauce-puente en avenida supone una serie de problemas inherentes a los puentes fluviales, entre los que se puede citar los asociados a: una capacidad hidráulica insuficiente de la sección de paso, las acciones hidrodinámicas del flujo sobre la estructura (incluyendo la posibilidad de impacto de objetos/materiales arrastrados por la avenida), la erosión general, la erosión por contracción y finalmente sí, la socavación de pilas y estribos.

[9] La socavación en aguas claras, tiene lugar cuando las condiciones del flujo aguas arriba de la estructura considerada, son tales que la tensión tangencial que se ejerce sobre el lecho del cauce es inferior al valor crítico correspondiente al inicio del movimiento de las partículas que lo forman. No existe por tanto, erosión general. Mientras, la socavación en lecho vivo, tiene lugar en el caso contrario, es decir, cuando el flujo natural aguas arriba de la estructura considerada, transporta caudal sólido. En este caso, la tensión tangencial en el lecho tiene un valor superior al crítico. Sí existe erosión general.

$$\frac{y_{se}}{y_0} = 2{,}0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{b}{y_0}\right)^{0{,}65} \cdot F_0^{0{,}43}$$

donde:

y_{se} = máxima profundidad de erosión local (socavación).

y_0 = calado del flujo de aproximación.

F_0 = número de Froude del flujo de aproximación.

b = ancho de la pila.

K_1 = factor corrector o coeficiente de forma de la pila.

K_2 = factor corrector por orientación de la pila.

K_3 = factor corrector por condición (formas) del lecho.

K_4 = factor corrector por efecto de «armado» del lecho.

Aunque son cuatro los factores correctores de la ecuación, la influencia de los dos últimos, sobre todo del K_4, es claramente inferior a la del resto.

Para el Método de Raudkivi [41] de cálculo de la socavación en pilas de puente, tanto en la situación de erosión en aguas claras como en condiciones de lecho vivo:

$$\frac{y_{se}}{y_0} = \chi \cdot K_\sigma \cdot K_s \cdot K_\alpha \cdot K_{si} \cdot K_d$$

los valores de los coeficientes relativos a la forma de la pila (K_s), a su orientación (K_α) y el valor del que representa la influencia relativa del tamaño de la pila (K_{si}), pueden también obtenerse a partir de la información de inspección. Los coeficientes K_σ y K_d representan respectivamente, la influencia de la granulometría del lecho (función de la desviación estándar de la distribución de tamaños del sedimento) y del calado. En este método, el parámetro χ indica el valor relativo de la socavación en el caso patrón de pila cilíndrica. El resto de variables y parámetros tienen el mismo significado físico que en la ecuación anterior.

De manera semejante, en el caso de los métodos de cálculo más extendidos para la obtención de la máxima profundidad de socavación en estribos (Froelich, 1988 [39]; Laursen, 1980 [40]), el valor de los parámetros y coeficientes intervinientes, y que dependen de la penetración en el cauce, del tipo, de la forma y de la orientación del estribo, pueden obtenerse directamente de la información contenida en las Fichas de Inspección Fluvial-cauce.

4.5.5. PARTICULARIDADES DE LAS INSPECCIONES SUBACUÁTICAS

Se vuelve a recordar lo indicado en la Introducción del documento y en el epígrafe 3.2, sobre las campañas de Inspección Principal para conjuntos de puentes concretos (de una cierta envergadura o con un elevado porcentaje de elementos no vistos sin medios) con uso de medios de acceso tales como escaleras, andamiajes, pasarelas, equipos de trabajo en altura o subacuáticos, etc. En estas campañas de las denominadas Inspecciones Principales Detalladas, se obtendrá el mismo nivel de datos que en las campañas sin uso de medios especiales de acceso y por ello deben tratarse también en este documento.

En este apartado se tratan de forma específica las inspecciones subacuáticas, indicando las particularidades a tener en cuenta en las mismas, aunque en puentes sobre cauce pueden plantearse dos casos diferentes:

- El caso de ausencia de agua o cimientos fácilmente accesibles, que no conllevan el empleo de equipos de inspección subacuática, y
- el caso de cauces que por el caudal de agua que llevan obligan a realizar una inspección subacuática para poder acceder a las cimentaciones.

Inspección con ausencia de agua o corriente somera

En este primer subapartado se incluyen los cimientos fácilmente accesibles, bien sea por tratarse de cauces donde no existe agua o ésta no afecte a aquéllos, o dicha afección sea de muy leve profundidad (periodos de estiaje, etc.), de forma que el cauce se pueda vadear fácilmente y poder así realizar una observación directa de los cimientos.

FIGURAS 61 Y 62. **INSPECCIÓN PRINCIPAL CON CORRIENTES SOMERAS.**

Inspección subacuática

Como ya se ha comentado, se trata en este subapartado la inspección de cimientos o subestructura del puente bajo el agua con un calado tal que impide la simple inspección visual descrita en el párrafo anterior.

Este tipo de inspección es una tarea generalmente delicada debido a las dificultades de acceso que impiden su observación directa. Las inspecciones deben realizarse con una particular desconfianza, considerando que el estado aparentemente normal de la obra puede ocultar ciertos fallos (por ejemplo, en el caso de cimentaciones rodeadas de defensas de escollera, si se duda de la existencia de pilotes o no se conoce el tipo de cimiento).

Las inspecciones bajo el agua deben ser realizadas por un equipo de buceadores con conocimientos sobre cimientos de puentes y, en la medida en que sea posible, en un periodo de aguas bajas. Se recomienda no disociar la inspección de los cimientos bajo el agua de la del resto del puente por numerosas razones, ya que la conveniencia de estas inspecciones se debe a que:

- Los deterioros en la estructura son a veces imputables a anomalías en su cimiento, y la existencia de estas anomalías a veces puede detectarse a través de los daños que aparecen en la estructura (caso de movimiento de apoyos).
- La topografía del lecho del curso de agua y las condiciones de flujo de la corriente pueden ser un índice de anomalías en el cimiento.
- La estabilidad de cierto tipo de cimientos evoluciona desfavorablemente con las condiciones hidráulicas.

Es preciso por ello que los equipos encargados de la vigilancia del cimiento tengan conocimiento, antes de realizar su trabajo, de los informes de las inspecciones realizadas para el resto de la obra y viceversa.

Las inspecciones bajo el agua se efectúan normalmente en el marco de una Inspección Especial, aunque sería recomendable realizarlas cada cinco años e incluso con una frecuencia más elevada en obras que necesiten una vigilancia especial, por ejemplo en los siguientes casos:

- Cimientos muy expuestos a la acción del agua (velocidad elevada de la corriente, acarreos importantes, etc.).

- Si se ha constatado una evolución rápida (natural o debida a intervenciones humanas) de las condiciones hidráulicas del curso del agua.
- Cuando se realizan trabajos, en la zona de influencia de la obra, que hacen temer una evolución desfavorable para la estabilidad de los apoyos.

La inspección subacuática debe tener como objetivo fundamental el reconocimiento de la parte sumergida de la subestructura del puente. Para ello, es una buena práctica que se realice la inspección de manera ordenada, al igual que se acomete la inspección visual de una estructura, comenzando por el estribo o pila de menor numeración y avanzando en el sentido creciente de numeración de elementos.

Hay que resaltar la importancia de determinar la accesibilidad de los equipos de inspección subacuática durante las inspecciones previas a la estructura. Estos equipos de inspección subacuática suelen transportar sus medios (barca tipo zodiac, botellas y demás material) en una furgoneta grande, capaz de moverse por caminos de tierra, pero sin grandes pendientes ni terrenos embarrados.

En la inspección de cada elemento de la subestructura se debe tomar una serie de datos:

- **Estado de los paramentos:** coqueras, armaduras vistas, desagregaciones, pérdida de piezas, etc.
- **Socavaciones bajo el elemento:** es necesario determinar no sólo en qué longitud del paramento el lecho no tiene contacto con la cara inferior de la zapata/encepado, sino la profundidad de esta socavación.
- **Profundidad del lecho alrededor del elemento** (batimetría perimetral). Para esto los buzos suelen llevar una mira que pueden emplear si la profundidad no es muy grande. Es recomendable también que tomen una referencia del nivel del agua en el momento de realizar la inspección, con respecto a algún elemento inamovible del puente.
- **Estado del lecho en las proximidades del elemento,** determinando el tipo de material y su consistencia.

FIGURA 63. **MEDIDA DE LA DISTANCIA DE LA LÁMINA DE AGUA A LA COTA SUPERIOR DE LA SUBESTRUCTURA DURANTE UNA INSPECCIÓN.**

Es aconsejable realizar un pequeño croquis de cada elemento, que posteriormente permita describir el estado del mismo y la situación de los deterioros o profundidades de socavación apreciadas.

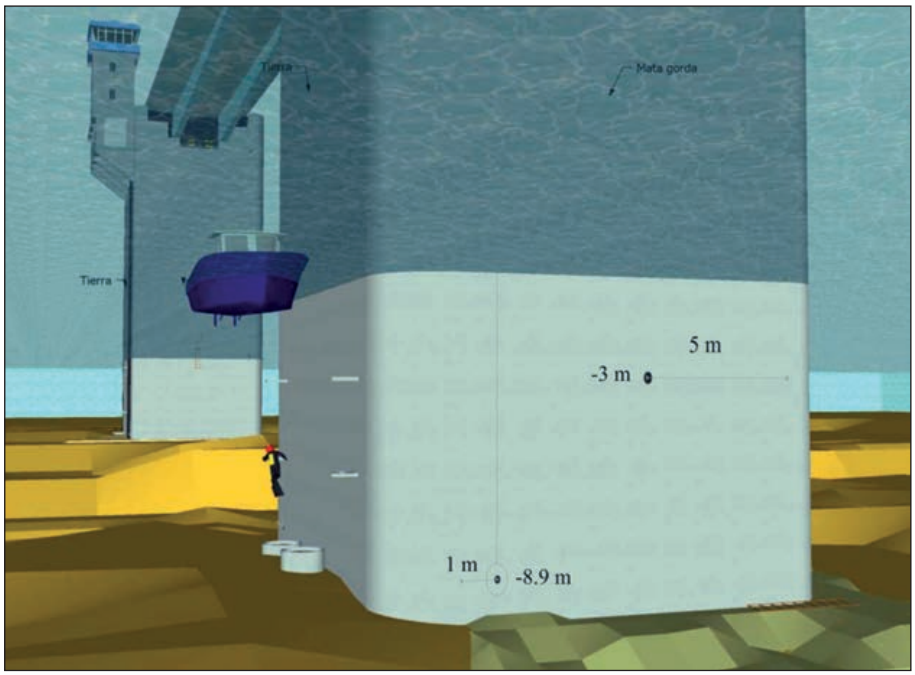


FIGURA 64. **CROQUIS DE UNA INSPECCIÓN SUBACUÁTICA.**

Si el agua del río no viene demasiado turbia, es posible y recomendable grabar un vídeo de los paramentos del elemento, o tomar fotografías, o incluso ver las imágenes en directo a través de monitor de TV desde la propia barca o desde la orilla.

FIGURA 65. **REALIZACIÓN DE BATIMETRÍA DEL FONDO DURANTE UNA INSPECCIÓN SUBACUÁTICA.**

Además de realizar los trabajos de inspección visual de los elementos, hay que aprovechar los medios de los que se dispone para obtener más información:

- **Muestras del material** del lecho del río. Para ello, además de contar lo que han visto o grabar imágenes, pueden subir una pequeña muestra en una bolsa, que si bien no es sufi-

ciente para realizar ensayos de laboratorio, sirve para confirmar el tamaño medio de las partículas.

- **Batimetría del cauce** en el caso de que interese realizar los cálculos hidráulicos de los que se deduzcan parámetros tales como velocidades y calados del agua bajo el puente, en distintos puntos del mismo, coincidentes con las pilas y los estribos.

En cuanto al resto de la inspección del cauce se deberán completar los mismos puntos que ya se han descrito para el caso de cauces de aguas someras.

Todo lo dicho en los epígrafes anteriores en cuanto a la inspección específica del conjunto puente/cauce sigue siendo válido para el caso de existencia de flujo de agua en el momento de la inspección, incluso si no se lleva a cabo la inspección subacuática.

En este caso, habrá ciertos datos del lecho del cauce que no puedan ser observados directamente, debido fundamentalmente a la turbiedad del agua. Para eso se define de forma específica en las fichas de toma de datos propuestas en el *Anejo V (Datos fundamentales en las inspecciones de cauces),* una opción denominada # *No observable* que prevé esta indefinición, anotando la causa de la misma.

4.5.6. TRABAJO EN GABINETE[10]

Si los datos en campo se anotan manualmente (papel), en gabinete se deben realizar los siguientes trabajos posteriores a la inspección:

- Introducción de los datos recogidos en campo en el Programa Inspector (ver *Manual del Programa Inspector*[11]).

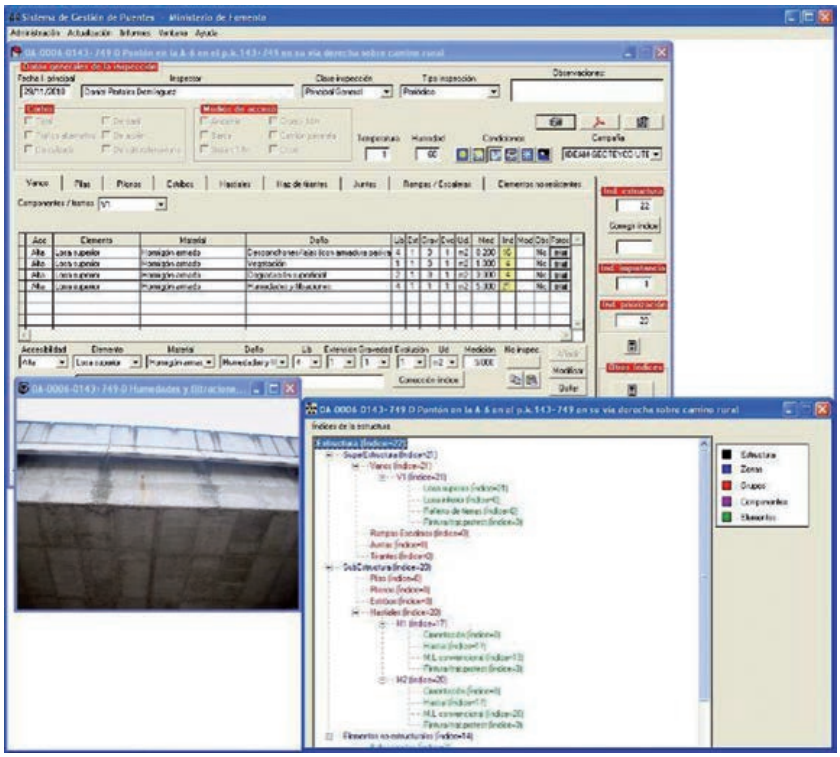


FIGURA 66. **PANTALLA DEL PROGRAMA DE INTRODUCCIÓN DE DATOS DE UNA INSPECCIÓN.**

[10] Si en campo se emplea un equipo informático tipo Tablet PC para la toma de datos, el trabajo descrito en este epígrafe quedará realizado en el mismo lugar en que se realice la inspección.

[11] Este Manual se presenta en los cursos de formación de inspectores que realiza la DGC del Ministerio de Fomento antes de empezar cada campaña.

- Se deben renombrar las fotografías según la siguiente nomenclatura:

  Código-VV-X-Y-ZZZ.JPG

  donde:

  Código: código del puente.

  VV: puede ser:

  IV, para fotos de inventario.

  IP, para fotos de Inspección Principal.

  IPC, para fotos de Inspección Principal de Cauces.

  X: es un número de un solo dígito que representa el número de la campaña de inspección.

  Y: es un número de un solo dígito; es el número de orden de la visita a campo dentro de una misma campaña de inspección (para aquellos a los que por falta de medios, por ejemplo, tengamos que regresar una segunda vez)

  ZZZ: número de foto. No tiene por qué empezar por 001 en cada estructura, sino que puede corresponderse con el número correlativo con el que se van guardando las fotografías en la tarjeta de la cámara.

- Para cada obra de paso, se deben guardar en una carpeta con el nombre del código del puente:
  - el archivo de la inspección.
  - todas las fotos de la inspección renombradas de la forma anterior.

4.5.7. Formación de inspectores

Dado el gran número de puentes existentes en la Red de Carreteras del Estado, una buena gestión es imposible sin un control de los recursos humanos que participan en las tareas de inspección. Sin embargo, cuantos más recursos estén involucrados en las inspecciones de puentes, mayor es la diversidad de datos resultante, principalmente debido a la diferente experiencia de cada inspector. Una buena formación para inspeccionar es tan esencial como los procedimientos empleados en esta tarea.

El carácter visual de este tipo de inspecciones propicia cierta subjetividad en el trabajo, que conviene limitar y acotar. Así, la formación de los inspectores resulta fundamental para lograr forjar criterios homogéneos.

La inspección de puentes debería ser realizada por inspectores de mucha experiencia, capaces de juzgar las consecuencias y los riesgos de los deterioros en el comportamiento estructural, durable y funcional de los elementos del puente. Sin embargo, existen grandes limitaciones que se imponen cada vez más en el proceso de inspección de puentes; por ejemplo, la frecuencia de las inspecciones, los presupuestos destinados a las inspecciones, la gestión de los recursos, etc.

Teniendo en cuenta la importancia de los datos de inspección de puentes, y la complejidad asociada a las evaluaciones del estado de conservación a partir de dichos datos, existe un consenso generalizado de que el inspector que realiza la inspección ha de estar cualificado para ello, con unos conocimientos de partida generales (cálculos de comprobación y evaluación de estructuras existentes, materiales y sus patologías, geotecnia, hidrología e hidráulica, historia de la ingeniería especialmente aplicada a puentes, así como un cierto conocimiento de las normas usadas en distintas épocas con las que se proyectaron numerosas obras actualmente en servicio, etc.) y particulares de las inspecciones de puentes. En este último caso, se considera un requisito necesario un curso teórico y práctico, incluyendo un repaso de los principales deterioros que se pueden encontrar en los puentes y su origen, junto con el análisis estructural de los elementos del puente.

FIGURA 67. **FORMACIÓN DE INSPECTORES. PRÁCTICAS EN CAMPO.**

La capacitación para la parte teórica suele aprobarse mediante un examen al finalizar el curso de formación; la capacitación para la parte práctica se puede garantizar también mediante un examen al finalizar el curso, pero también mediante la realización y validación de una cantidad determinada de inspecciones realizadas en diferentes tipos de puentes.

El requisito básico para los inspectores de puentes es tener un título académico de ingeniero especializado en estructuras. Se puede exigir una experiencia previa en campos relacionados (inspección, construcción, diseño), con el fin de garantizar una mayor cualificación para inspeccionar grandes puentes y de estructura compleja (como puentes atirantados, puentes de celosía y puentes arco), **pero es necesario que los inspectores pasen un proceso de capacitación específico.**

El profesorado de estos cursos de formación está compuesto por técnicos de la Dirección General de Carreteras, en este caso, apoyados por consultores externos, para complementar en algunos casos ciertos temas especializados.

Los cursos son presenciales con apoyo de documentación visual y escrita. Un soporte de papel, sobre todo en un tamaño condensado y práctico para las operaciones de campo, constituye una herramienta muy apreciada por los inspectores.

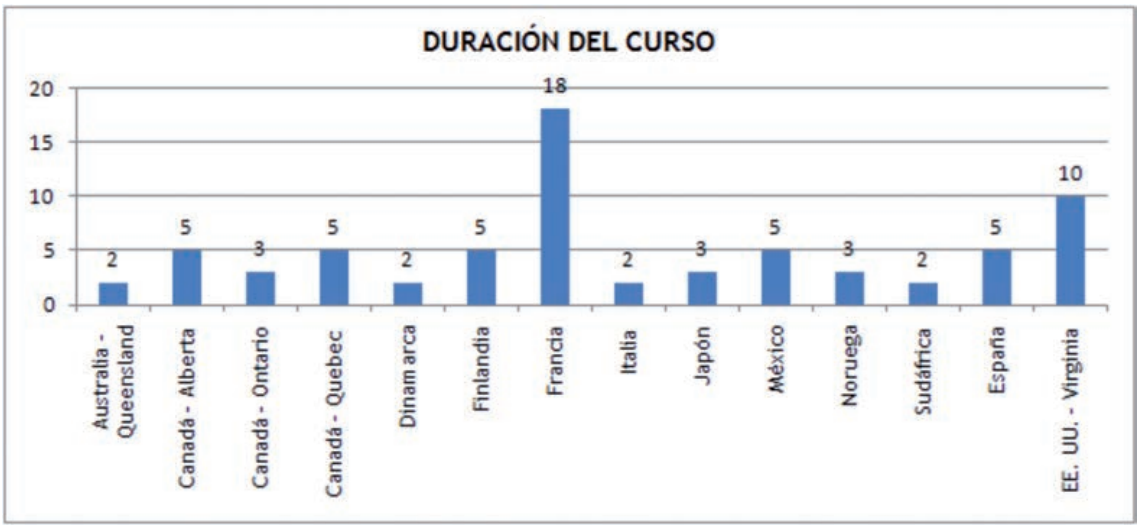


FIGURA 68. **DURACIÓN, EN DÍAS, DE DIVERSOS CURSOS «OFICIALES» A NIVEL INTERNACIONAL PARA LA FORMACIÓN DE INSPECTORES.**

La duración aproximada del curso teórico práctico es de 5 días (dos días dedicados a la parte teórica, dos días a la parte práctica y uno al examen), aunque actualmente se está tendiendo a ampliar la duración hasta las dos semanas. De la parte teórica y práctica, un 80% del tiempo se dedica a las inspecciones de la estructura y el resto a la inspección del cauce.

Se considera importante la formación continua, donde las incertidumbres y las dudas encontradas por los inspectores pueden ser contrastadas por personal experimentado. Esta formación continua se lleva a cabo mediante:

- **Jornadas de dudas presenciales**. Durante el desarrollo de las campañas de inventario e inspección principal se llevan a cabo, en coordinación con los equipos de inspección, jornadas específicas de dudas que permiten resolver para un grupo completo de inspectores las dudas más frecuentes que se les plantean en el desarrollo de su trabajo.
- **Foro de consultas vía web**. A través de este servicio, los inspectores de las campañas de inspecciones pueden plantear las dudas que les surgen en el desarrollo de su labor, quedando una colección de preguntas frecuentes con las correspondientes respuestas a su disposición.

Contenido del curso

Se realiza una introducción al curso, en la que se hace una descripción del esquema general de la Gestión de Puentes, para que se puedan contextualizar las inspecciones y el por qué de su realización. Además, se dan unas lecciones relativas al inventario de un puente, es decir, a cómo se nombran y describen los diferentes elementos que componen cada tipo de puente, puesto que en determinados casos los inspectores pueden tener que crear o dar de alta un puente que no ha sido integrado previamente en el Sistema de Gestión de Puentes.

Una vez claros estos conceptos previos, se procede a la formación específica de la inspección. Esta comienza con una explicación de los procedimientos de inspección, indicando cuál es la información de partida, la forma de recoger y entregar la información y se da una formación práctica de aspectos relacionados con la prevención de riesgos (normas generales de seguridad, incluyendo leyes y reglamentos; procedimientos de seguridad durante las inspecciones del puente; medidas para proteger al inspector; utilización de equipo de seguridad básico).

El grueso de la formación se dedica a la descripción de los principales defectos que se pueden observar en los materiales utilizados en la construcción de los puentes (hormigón, acero, madera, etc.) así como las causas de su existencia en determinados elementos, tratando de explicar su impacto potencial en la capacidad estructural y la estabilidad del puente, o su incidencia en el comportamiento durable o funcional. Los aspectos estructurales que se proporcionan en el curso son muy básicos, con el fin de que el inspector sea capaz de juzgar las consecuencias de los defectos observados.

Finalmente se dedica un tiempo a la introducción de datos de la inspección en la aplicación informática.

Además de todo lo indicado anteriormente, la Dirección General de Carreteras realiza otro tipo de tareas dedicadas a la formación de los inspectores:

- **Jornadas Técnicas** sobre inspecciones, a nivel de personal COEX (para las inspecciones básicas) o a nivel más especializado sobre inspecciones principales o especiales.
- **Asistencia a Comités internacionales,** que permiten verificar y mejorar la gestión que se lleva a cabo en España, así como aprender e intercambiar conocimientos sobre nuevas técnicas de inspección, ensayos o metodologías específicas que hoy en día avanzan a gran velocidad en distintos países.
- **Artículos y publicaciones,** realizadas por encomiables profesionales, algunos incluso jubilados, que se afanan por divulgar sus conocimientos intentando que no caigan en el olvido, y que sientan las bases por escrito para estudios posteriores, y ayudan a comprender también situaciones actuales: rescatando normas antiguas, investigando tratados y documentación existente, o dando su valiosa opinión sobre las actuaciones más recientes. Estos testimonios escritos, amén de los verbales, son de gran importancia, por lo que la labor de las distintas asociaciones, comités y grupos de trabajo se considera muy importante.

HORARIO	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes
09:00 - 10:00	Presentación Conceptos generales	Patología de puentes I	Realización de Inspecciones Principales de Cauces	Ejercicio práctico en campo de Inventario e Inspección de puentes	Examen práctico en campo de Inventario e Inspección de puentes
10:00 - 11:00	Criterios generales de trabajo	Patología de puentes II			Examen práctico en campo de Inspección de cauces
11:00 - 11:30					
11:30 - 13:00	Inventario I	Inspección I	Ejercicio práctico de Inspección de cauces en campo	Ejercicio práctico en campo de Inventario e Inspección de puentes	Examen práctico en oficina de Inventario e Inspección de puentes
13:00 - 14:00	Inventario II	Inspección II			Examen práctico en oficina de Inspección de cauces
14:00 - 15:30					Cierre del Curso
15:30 - 17:30	Ejercicio práctico de Inventario en oficina	Ejercicio práctico de Inspección en oficina	Conceptos de interacción cauce/puente	Ejercicios prácticos en campo de Inventario e Inspección de puentes	
17:30 - 19:00	Programa Inspector I	Programa Inspector II	Ejercicio práctico de Inspección de cauce en oficina		

FIGURA 69. **PROGRAMA DEL CURSO DE FORMACIÓN DE INSPECTORES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS DEL MINISTERIO DE FOMENTO.**

Existe una línea de trabajo, aun sin desarrollar, destinada a realizar inspecciones en altura o subacuáticas por técnicos-inspectores, y no únicamente auxiliares, cuya formación específica resulta fundamental para poder realizar los trabajos con el máximo nivel de calidad.

4.5.8. CONTROL DE CALIDAD

Un procedimiento de control del nivel de calidad de las inspecciones, de una forma u otra, forma parte del sistema de inspecciones de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Este procedimiento de supervisión permite asegurar que el personal que realiza inspecciones de los puentes tiene los conocimientos necesarios para llevar a cabo dichas inspecciones y comprobar si los inspectores entregan una información fiable, coherente y homogénea.

La supervisión se realiza normalmente mediante unas auditorías o inspecciones de contraste, en el que un cierto número de inspecciones se vuelven a realizar por parte de técnicos expertos, que al final de las mismas emiten un informe de conclusiones. Estas pueden ser de carácter general (errores sistemáticos en un conjunto representativo de inspecciones) o particular (normalmente errores en la interpretación de un deterioro), que se transmiten a los inspectores para que corrijan los resultados de las inspecciones ya realizadas y eviten caer en los errores sistemáticos en futuras inspecciones.

Estas campañas de contraste de inspecciones tienen que ser realizadas con mayor intensidad al comienzo de las campañas de inspección, para conseguir que los fallos comunes afecten al menor número de inspecciones o para descalificar a un inspector que cometa errores de importancia.

En la siguiente imagen (figura 71) se puede apreciar, como conclusión al término de una campaña de contraste de las inspecciones de cauce, cuáles son **los parámetros a tomar en campo en los que mayor número de errores se cometen y por tanto hay que prestar especial atención** (tanto en la formación previa de los inspectores como éstos en sus inspecciones posteriores).

Además de estas campañas de contraste, se realiza un permanente control de los resultados entregados, revisando las inspecciones que peor índice de estado muestren, estudiando los deterioros que se presentan con mayor frecuencia, analizando los deterioros que pueden representar los principales problemas, etc.

CONTRASTE DE DEFINICIÓN Y EVALUACIÓN DE DETERIOROS		
¿Se ha asignado el Material de cada elemento deteriorado correctamente?:		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
¿Se ha asignado el Tipo y la Causa de los deterioros de acuerdo con el "Catálogo de Deterioros"?		SI ☐ Algún error ☑ No ☐
¿Coinciden sustancialmente los **deterioros importantes** (Índice ≥ 60), detectados por el inspector, con los de la supervisión?		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
¿Coinciden sustancialmente (error < 30%, con respecto a la supervisión) las **mediciones** de los deterioros importantes (Índice ≥ 60), detectados por el inspector, con los de la supervisión?		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
¿Coinciden sustancialmente (error < 30%, con respecto a la supervisión) las **mediciones** de los deterioros poco importantes (Índice <30), pero de gran extensión (≥ 2), detectada por el inspector, con los de la supervisión?		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
¿Existen fotografías general de la estructura?		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
¿Existen fotografías de todos los deterioros importantes (Índice > 60)?		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
Observaciones: Las fisuras detectadas en la bóveda son debidas a la aparición de rótulas.		

CONTRASTE DE ACTUACIONES COMPLEMENTARIAS		
Concepto	Conformidad	
Recomendación de Inspección Especial		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
Recomendación de Inspección Detallada		SI ☑ Algún error ☐ No ☐
Observaciones:		

CONCLUSIONES DE LA SUPERVISIÓN		
Conclusiones: El inspector ha errado en la elección de la causa para alguno de los deterioros existentes		
Resultado del Contraste:		SI ☐ Algún error ☑ No ☐

FIGURA 70. **FICHA DE CONTRASTE DE INSPECCIÓN PRINCIPAL. SE REALIZA PARA CADA UNA DE LAS INSPECCIONES SUPERVISADA.**

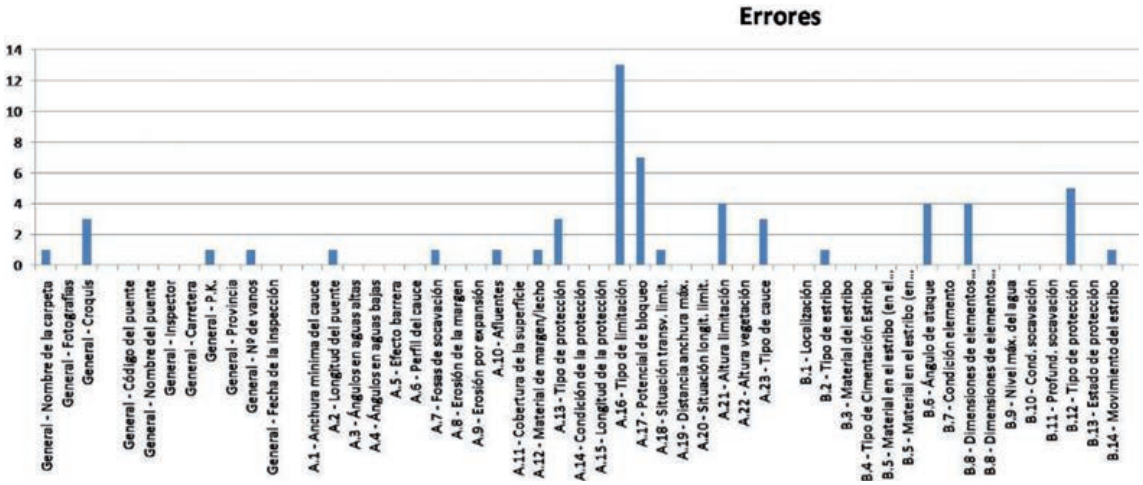


FIGURA 71. **NÚMERO DE ERRORES APRECIADOS EN LAS FICHAS DE ENTREGA DE DATOS.**

5.1. ASPECTOS RELATIVOS AL PROYECTO

La concepción y definición de la estructura que establece el ingeniero durante la fase de proyecto constituye el marco que condiciona el adecuado comportamiento desde una óptica meramente resistente y el entorno en el que se desarrollarán, en su caso, los posibles ataques y fallos relacionados con la durabilidad de la estructura, y también con el buen mantenimiento e inspección.

Por ello, la fase de concepción de la estructura cobra también una relevancia especial de cara a la consecución de una vida útil aceptable. Un buen diseño, especialmente en los detalles, puede optimizar el mantenimiento de un puente.

Estos aspectos no son contemplados generalmente en los tratados más tradicionales de durabilidad, pero gozan de una particular importancia por ser los que originan o colaboran en la existencia de las condiciones agresivas. Se mueven, por lo tanto, en un estadio previo más general que el de los procesos específicos de degradación, y condicionan de forma determinante a éstos. **Su estudio cobra un interés especial en tanto que la intervención del ingeniero durante esta fase es de primordial trascendencia a la hora de establecer los futuros condicionantes en los que se desarrollan los procesos concretos de deterioro.**

La consideración de estos aspectos es compleja, y obliga, en ocasiones, a la adopción de soluciones que, si bien no son las más económicas a corto plazo (desde el punto de vista del coste de inversión), si se tiene en cuenta la inversión total en la vida útil de la estructura, terminan siendo soluciones más eficientes.

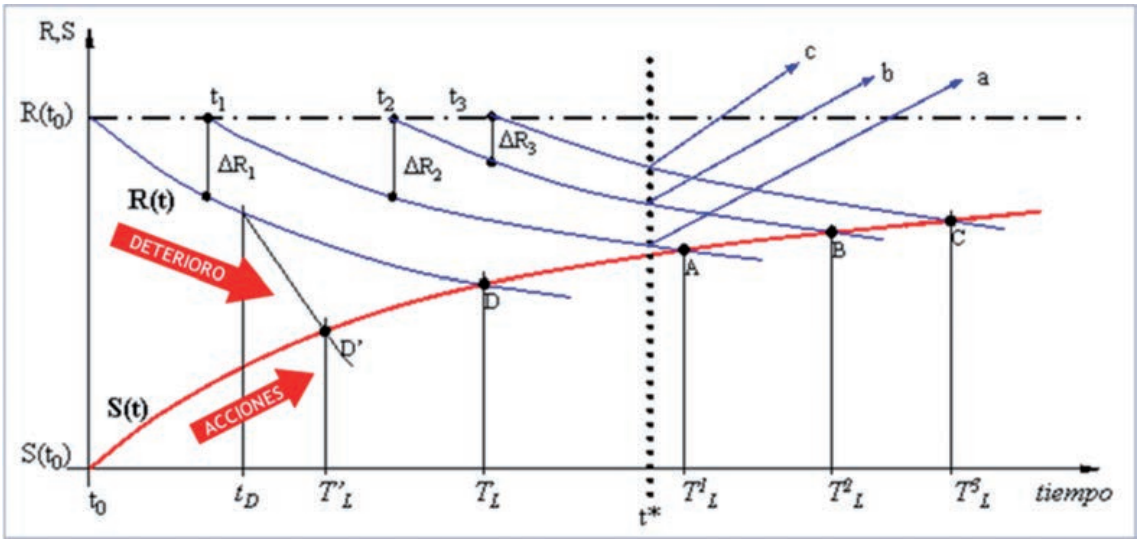


FIGURA 72. **VIDA ÚTIL DE UNA ESTRUCTURA. LAS LÍNEAS AZULES REPRESENTAN EL ÍNDICE DE PRESTACIÓN (EHE-08) Y LA LÍNEA ROJA, LAS SOLICITACIONES. LOS INCREMENTOS ΔR_N SE CORRESPONDEN CON INTERVENCIONES EN LAS ESTRUCTURAS.**

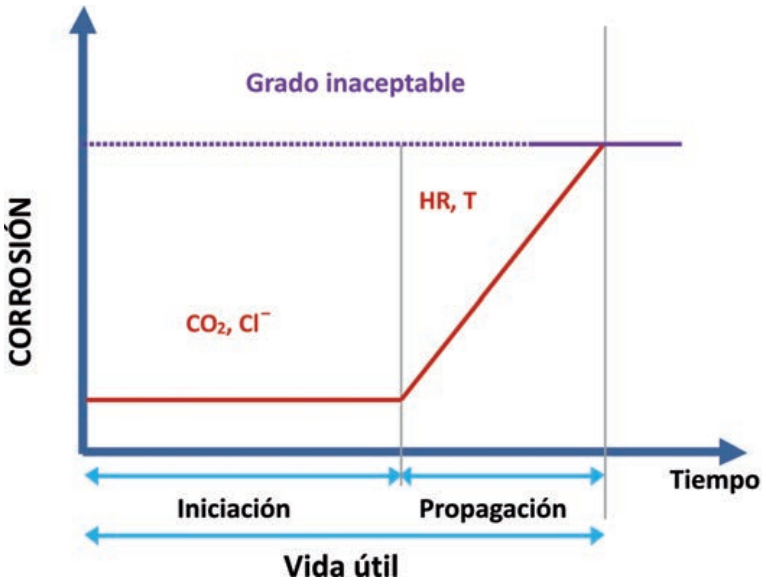


FIGURA 73. **MODELO SIMPLIFICADO DESCRITO POR TUUTTI PARA LA CORROSIÓN DE ARMADURAS. Consta de dos etapas: la primera, correspondiente al proceso de iniciación en el cual el agresivo penetra desde el exterior atravesando el recubrimiento de hormigón; y la segunda relativa al periodo de propagación, cuando la armadura se despasiva, desarrollándose el proceso de corrosión.**

A lo anterior hay que añadir la dificultad de sistematizar, de forma objetiva, la influencia de los diversos aspectos implicados. En este sentido, cabe destacar la repercusión que sobre la durabilidad del puente puede tener:

- La *tipología estructural,* en cuanto al carácter isostático o hiperestático de una solución, dimensiones de los elementos principales, etc.
- La *sección transversal,* que condiciona aspectos como la superficie exterior en contacto con la atmósfera, la capacidad de retención de agua, la disposición de armaduras activas, etc.
- El *proceso constructivo,* que obliga a diseños específicos y puede llegar a condicionar el dimensionamiento de una estructura.

5.1.1. Aspectos asociados a la tipología estructural

La influencia que la tipología estructural de un puente puede tener sobre su comportamiento a lo largo del tiempo parece bastante clara, influyendo sobre diversos aspectos relacionados con la durabilidad, entre los que cabe citar:

- La evacuación del agua fuera de la estructura.
- El número, tipología y disposición de juntas.
- El número, tipología y disposición de apoyos.
- La superficie total expuesta a un ambiente agresivo.
- La existencia de zonas de pequeño espesor fuertemente solicitadas.
- Los detalles constructivos, especialmente en las zonas de concentración de tensiones en el caso de los puentes de hormigón y en el caso de las estructuras metálicas, en los detalles de las uniones y la tipología de los mismos.

La enumeración de los casos posibles en la influencia de estos factores sobre la durabilidad de la estructura es una tarea complicada, por lo que a continuación se comentan algunos de los que se consideran más relevantes.

5.1.1.1. Influencia del esquema de comportamiento resistente de la estructura

El esquema del comportamiento resistente del puente ante determinadas solicitaciones, puede reflejarse en la fisuración y, por lo tanto, en su durabilidad.

Este es el caso por ejemplo de las acciones de origen térmico o reológico del puente y que, en el caso de existir un esquema estructural hiperestático, es susceptible de provocar la aparición de tensiones, que de no haber sido contempladas en el proyecto, pueden conllevar la formación de fisuras en el tablero. Las estructuras isostáticas tienen, por el contrario, una adaptabilidad mucho mayor frente a este tipo de mecanismos.

En ocasiones, el carácter hiperestático se traduce en la incorporación de elementos estructurales cuyo grado de exposición a los agentes agresivos es mucho mayor que el del resto del puente. Un ejemplo se tiene en el caso de puentes pórtico, cuyas pilas se conectan mediante tirantes enterrados, cuyo grado de exposición puede ser muy elevado, especialmente si el terreno presenta además características agresivas específicas.

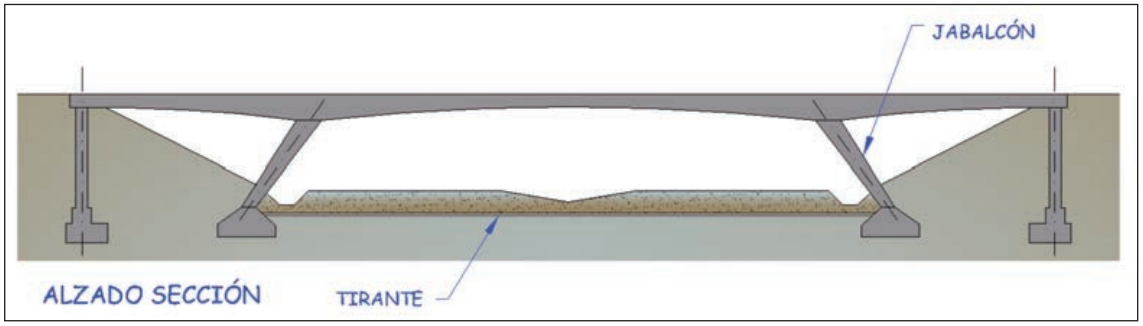


FIGURA 74. **PUENTE PÓRTICO CON PILAS CONECTADAS MEDIANTE TIRANTE ENTERRADO.**

En el caso de soluciones isostáticas, el empleo de apoyos a media madera para reducir luces tiene consecuencias importantes de cara al mantenimiento, por lo que es recomendable que su uso se limite a casos muy específicos (por ser puntos de entrada de agua y, en caso de deterioro de los apoyos, su sustitución es muy complicada).

Otro caso particular a citar es el comportamiento frente a descensos diferenciales de apoyos provocados por asientos en las zapatas, ya que depende del esquema estructural adoptado para el puente. En el caso de estructuras hiperestáticas puede dar lugar a fisuraciones.

En cambio, las estructuras hiperestáticas presentan, por regla general, la posibilidad de redistribución de esfuerzos, lo que las hace mucho más seguras en términos generales frente a los posibles deterioros del puente, así como debido a ciertas acciones indirectas, como pueden ser los propios asientos diferenciales.

5.1.1.2. Influencia de la definición geométrica en planta y alzado

La definición geométrica que se adopta al proyectar un puente implica una serie de condicionantes que pueden repercutir también en su durabilidad. Como ejemplos pueden citarse los siguientes:

- La definición del alzado condiciona perfiles longitudinales y gálibos, factores éstos estrechamente relacionados con algunos aspectos básicos de la durabilidad, como puede ser la evacuación del agua de lluvia desde el tablero, **mal comportamiento de las juntas de calzada,** etc.
- Los gálibos suponen una restricción geométrica que condiciona, en ocasiones, el tráfico de algunos vehículos con dimensiones especiales, y puede dar origen a veces a impactos sobre la estructura. Este problema puede agravarse cuando las operaciones de mantenimiento de la vía inferior incluyen el recrecido del firme, ya que incrementa la probabilidad de impactos sobre el tablero.

FIGURA 75. **ESTRUCTURA CON PROBLEMAS DE GÁLIBO.**

- El alzado condiciona la altura de las pilas y estribos, lo que supone un importante condicionante para las labores de inspección y mantenimiento durante su vida de servicio. Por lo tanto debería considerarse esta circunstancia durante el proyecto, al objeto de disponer de los adecuados sistemas (plataformas, estribos visitables, etc.) que faciliten estas operaciones si se considera necesario.
- La definición en planta condiciona el comportamiento estructural frente a fenómenos tales como temperatura, retracción y fluencia. De gran importancia en estos casos es la disposición adecuada de apoyos de forma que sean compatibles con la deformación del tablero, y que no introduzcan esfuerzos indeseables en las pilas.
- Cabe destacar que en un puente de planta curva, los esfuerzos provocados como consecuencia de una deformación unitaria a lo largo del tablero se traducen en un movimiento global de éste de forma que la dirección de las variaciones de longitud de la superestructura se corresponden con las direcciones de los radios que parten del punto del tablero que se encuentre fijo (generalmente, sobre un estribo). La coacción, en su caso, de estos movimientos para mantener la alineación en planta del tablero, implica la aparición de fuerzas transversales que se transmiten mediante los aparatos de apoyo hacia la cabeza de las pilas, introduciendo esfuerzos en éstas que pueden ser considerables, por lo que han de considerarse en el proyecto.
- En el caso de puentes que presentan esviajes acusados pueden aparecer también fisuraciones específicas (por ejemplo, como consecuencia de efectos térmicos).

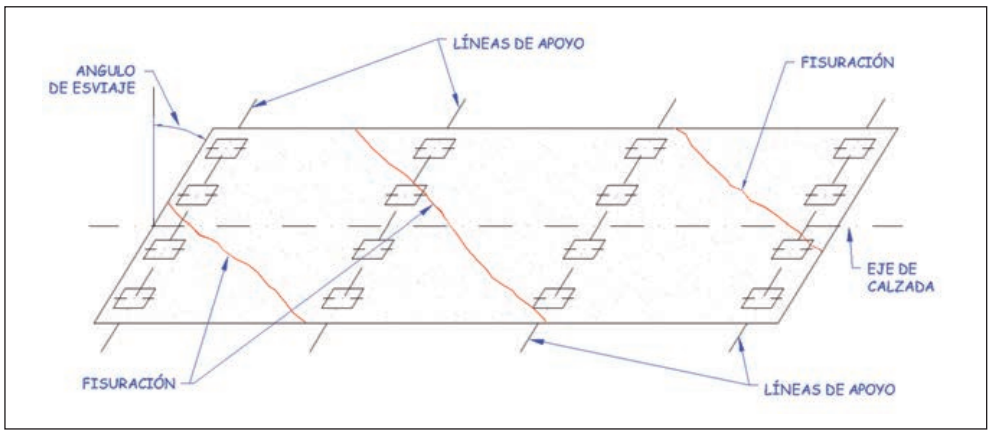


FIGURA 76. **ESQUEMA DE FISURACIÓN DE LOS PUENTES ESVIADOS.**

5.1.1.3. Influencia del sistema y disposición de juntas y apoyos

La tipología estructural adoptada para un puente determinado condiciona el esquema de disposición de aparatos de apoyo y de juntas. La degradación que, con el paso del tiempo, presentan estos elementos constituye uno de los problemas más habituales que surgen en los puentes durante su vida de servicio.

Debe tenderse en consecuencia a reducir el número de juntas, hasta el número mínimo necesario, pero exigiendo una garantía elevada de durabilidad, deformación y estanqueidad, ya que constituyen puntos fundamentales de cara a la durabilidad del puente. Señalar también la importancia de mantener la calidad de la junta en la acera.

En cuanto a los apoyos, **debe seguirse el criterio de diseñar el sistema más sencillo** y con un sistema capaz de hacer posible su mantenimiento y sustitución, **o simplemente eliminar apoyos** intermedios mediante el empotramiento del tablero en la subestructura.

En este sentido, se hace una mención especial a los apoyos «a media madera», que constituyen un tipo de solución estructural que presenta una alta susceptibilidad frente a los problemas de durabilidad del puente, con una alta probabilidad de sufrir fisuraciones. Además, se añade la circunstancia de la elevada complejidad y coste (por no decir práctica imposibilidad) de sustitución de los aparatos de apoyo cuando éstos presentan deterioros.

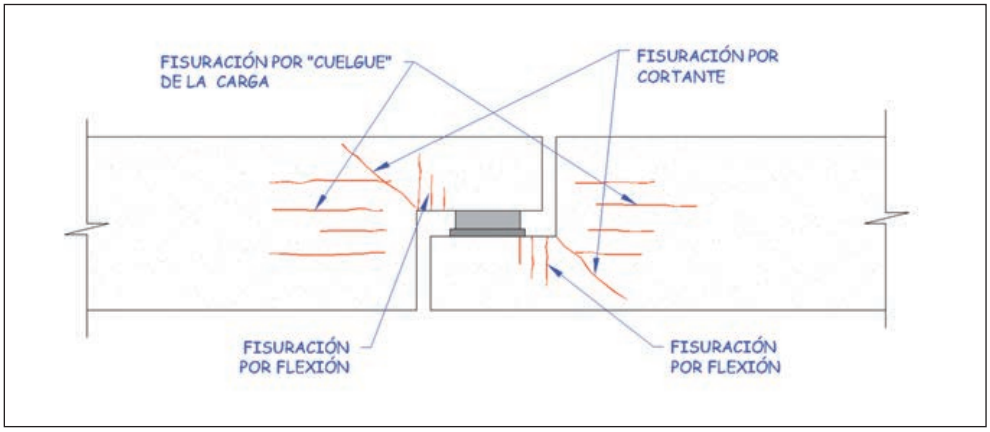


FIGURA 77. **ESQUEMAS DE FISURACIÓN EN UN APOYO A MEDIA MADERA.**

5.1.2. ASPECTOS ASOCIADOS A LA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal que presentan los puentes constituye también un factor importante que, al margen del comportamiento meramente resistente, incide lógicamente en la evacuación de agua y en la probabilidad de aparición de algunos fenómenos de degradación del material.

Los factores que determinan el grado de influencia se pueden resumir en los siguientes:

- La superficie exterior en contacto con la atmósfera.
- La capacidad de retención de agua, ya que cualquier sección con formas cerradas y huecos en su interior conlleva la posibilidad de que pueda almacenar agua (caso de cajones cerrados con acuerdos en alzado cóncavos y falta de sumideros).
- Los cambios de plano que conlleven disminuciones bruscas de la velocidad del agua que discurre por la superficie, aumentando por lo tanto la probabilidad de que el agua se estanque y colabore en procesos de deterioro.
- La existencia de zonas con espesores pequeños y altas concentraciones de armadura que dificulten la ejecución y aumenten la probabilidad de existencias de coqueras.
- La disposición de armaduras activas confinadas en zonas de pequeño espesor conlleva la aplicación de un esfuerzo considerable sobre una superficie limitada que, además, se ve

disminuida como consecuencia del área que ocupan las vainas. Por lo tanto, el hormigón se ve sometido a un estado tensional muy elevado que puede originar fisuraciones que, si bien pueden no tener una trascendencia resistente, sí la tienen en cuanto a la durabilidad.

- Los efectos locales deben considerarse de forma adecuada para evitar posibles fisuraciones indeseables. El efecto más típico es el que, como consecuencia del pretensado, pueden provocar los empujes al vacío o las fuerzas de desvío diferenciales. También hay que tener en consideración en los puentes construidos por fases los efectos de las redistribuciones de esfuerzos y la zona de introducción de cargas puntuales, como representan los anclajes activos de continuidad.

A raíz de este planteamiento, puede efectuarse un análisis de algunas de las características que tienen las diferentes tipologías de sección transversal en relación con el posible comportamiento durable de la estructura.

Todo lo anterior indica que se deben tener en cuenta muchos factores en el diseño y concepción de una estructura:

- Comportamiento resistente.
- Nivel de seguridad.
- Durabilidad.
- Facilidad en el mantenimiento.
- Estética.
- Factores medioambientales.

5.1.3. Aspectos asociados a la edad del puente

La época en que fue proyectado y construido el puente tiene importancia principalmente por dos razones:

a) **La Normativa** con que fue proyectada (Instrucción de acciones) es decisiva en cuanto al dimensionamiento de la estructura, puesto que estas acciones teóricas han sufrido una gran variación a lo largo del tiempo.

Es importante tener un cierto conocimiento de la evolución de la Normativa en España, para poder interpretar el alcance que ciertos daños pueden tener sobre unos y otros puentes (por ejemplo, los puentes proyectados a partir de 1956, cuando se empieza a aplicar el carro de 600 kN, tienen una robustez mucho mayor que los anteriores).

En el epígrafe 2.2.1 de esta Guía se describe de forma sucinta la evolución de la normativa de acciones de los puentes carreteros en España.

b) **Los materiales** con que fue construido el puente tenían otros condicionantes (disponibilidad, recursos económicos, aparición de nuevos materiales, etc.). En este sentido, se pueden citar por ejemplo los diferentes tipos de metal (fundición, hierro forjado, acero), características de los hormigones (granulometría, tipo de áridos, contenidos de cemento, control de ciertos agresivos como cloruros, sulfatos, etc.) o la mezcla entre diferentes materiales para aprovechar las mejores cualidades de cada uno.

A grandes rasgos, se puede identificar la época constructiva de un puente en función de sus materiales, según se indica en la siguiente tabla.

TABLA 7. **ÉPOCA CONSTRUCTIVA EN FUNCIÓN DEL MATERIAL**

MATERIAL	ÉPOCA
Fábrica (sillería, mampostería, ladrillo)	Hasta 1920
Fábrica (hormigón en masa)	1850-1950
Hormigón armado	Desde 1910 hasta la actualidad
Hormigón pretensado	Desde 1960 hasta la actualidad
Hierro	Siglos XVIII-XIX
Fundición	Siglo XIX
Acero	Siglo XX hasta la actualidad
Madera	Siglo XIX (tipologías antiguas) Desde 1990 (tipologías modernas)

FIGURA 78. **PUENTE ARCO DE MADERA (SIGLO XXI).**

FIGURA 79. **PUENTE DE PIEDRA EN CANGAS DE ONÍS (SIGLO XIII).**

FIGURA 80. **PUENTE DE REQUEJO, DE ACERO (PRINCIPIOS SIGLO XX).**

FIGURA 81. **PUENTE DE LA UNIÓN SOBRE EL RÍO EBRO, DE HORMIGÓN PRETENSADO (1980).**

5.2. MECANISMOS DE DETERIORO

5.2.1. ESQUEMA GENERAL DE LOS MECANISMOS DE DETERIORO

En este apartado se resumen los distintos mecanismos de deterioro que se pueden presentar; para ello se ha de tener en cuenta que existen mecanismos que afectan al elemento, independientemente del material que lo constituya, y otros mecanismos directamente relacionados con la durabilidad de cada material.

Muchos de estos mecanismos, relacionados con la durabilidad del material[12], son los mismos independientemente del elemento que se trate, por lo que en el presente documento se describirán una vez aunque sean de aplicación general.

[12] La durabilidad puede definirse como la capacidad de un material para resistir, hasta cierto nivel, los esfuerzos, acciones y procesos a que está sujeto en condiciones de servicio, tales como la meteorización, la acción química y el desgaste. Esta definición de la durabilidad es adoptada para la redacción de los distintos reglamentos, en los que se especifican distintas dosificaciones o requerimientos en la composición de los materiales que garantizan la resistencia de los mismos a la acción destructora del medio ambiente a que estará expuesto. Para ello determinan razones agua/cemento máximas en peso para los hormigones, o características determinadas de composición de los aceros a emplear, según el tipo de estructura y la condición de exposición.

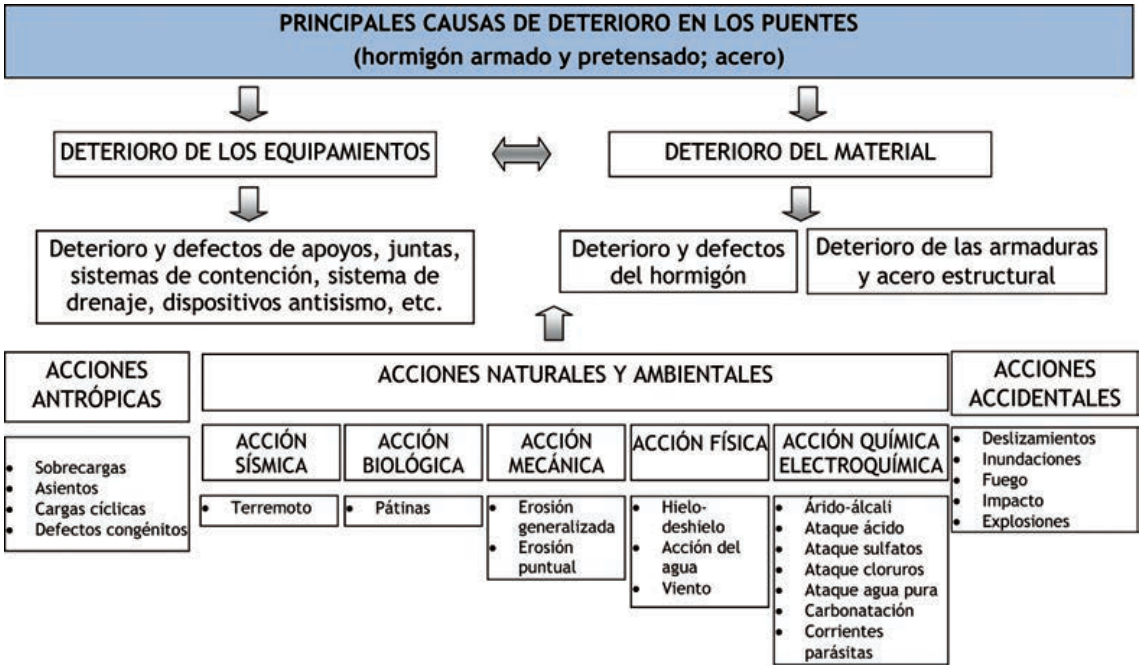


FIGURA 82. **RELACIONES CAUSA – EFECTO ENTRE LAS ACCIONES Y LOS MECANISMOS DE DETERIORO (Fuente: AIPCR; TC-C.4.4; «Road bridges and related structures»).**

Los procesos de alteración de los materiales son generalmente progresivos y lentos, pero cuando se sobrepasan determinados valores umbral, se puede producir una interacción con los deterioros por comportamiento resistente, de forma que el fenómeno de degradación se realimenta y acelera.

Entre los factores que influyen en estos procesos de alteración se pueden citar los siguientes: ***Accidentales*** (abrasión, erosión, impactos, explosiones y otros); ***Físicos*** (hielo-deshielo, sales fundentes, fuego y otros); ***Químicos*** (reacción árido-álcali, ataques por ácidos, ataque por sulfatos, ataque por aguas puras, iones amonio, magnesio y otros); ***Biológicos*** (contaminantes, acción de organismos vivos y otros); ***Corrosión*** (carbonatación, picaduras por presencia de cloruros, corrientes parásitas, contacto entre elementos no protegidos, presencia de agua de lluvia y otros); *Específicamente para el hormigón, procesos propios de las primeras horas después de su* ***puesta en obra*** (asentamiento plástico, retracción plástica, afogarado, fluencia, gradiente térmico en piezas durante el proceso de fraguado y otros); *Daños producidos en el* ***proceso constructivo***, especialmente en el caso de los puentes de hormigón con un proceso constructivo evolutivo, así como en el caso de los puentes mixtos construidos por fases; ***Estructurales*** (sobre-solicitaciones, asientos diferenciales, fenómenos de fatiga (cargas cíclicas), efectos dinámicos, concentración de tensiones y otros). Estos efectos estructurales interaccionan con todos los anteriores, acelerándose el proceso global de deterioro.

5.2.2. VULNERABILIDAD FRENTE A SISMO

Como caso particular y por la importancia que revisten sus consecuencias, en este epígrafe se trata la vulnerabilidad de las estructuras frente a la acción del sismo. Se comentan aspectos muy básicos de la afección del sismo en España, para que exista un conocimiento mínimo sobre este tema y se conozcan las zonas que presentan mayor riesgo sísmico en nuestro país y los diferentes dispositivos que pueden disponerse para evitar los efectos del sismo.

Los principales efectos de los terremotos en los puentes provienen del movimiento vibratorio que el terreno de apoyo transmite a la estructura a través de su cimentación. Los terremotos pueden dar lugar también a otros efectos, como desplazamientos permanentes entre los diferentes apoyos causados por licuación, movimientos de ladera, subsidencia, rupturas del terreno por fallas activas, colapso en cavidades, densificación, etc., que podrían suponer importantes daños en la estructura.

La Norma actual NCSP-07 ([12]) establece unos criterios con el objetivo de lograr que los puentes situados en zona sísmica cumplan dos clases de requisitos:

a) Que el puente soporte el sismo último de cálculo, que es el que resulta de multiplicar la acción del sismo básico (sismo de baja probabilidad de ocurrencia, que corresponde a un periodo de retorno de 500 años) por el factor de importancia γ_I (este factor vale 1,0 para puentes de importancia normal o 1,3 para puentes de importancia especial, siendo la importancia función de los daños que pueda ocasionar su destrucción) sin que se produzca colapso, local o global.

   Es decir, después de que ocurra un evento sísmico de estas características, el puente debe mantener su configuración y una capacidad resistente residual suficiente para permitir el tráfico de emergencia, aunque los daños producidos lleguen a ser importantes en determinadas partes de la estructura.

b) Que la acción sísmica denominada sismo frecuente de cálculo, que es el que resulta de multiplicar la acción del sismo frecuente (sismo de alta probabilidad de ocurrencia, que corresponde a un periodo de retorno de 100 años) por el factor de importancia γ_I, cause únicamente daños menores y no sea necesario acometer reparaciones inmediatas ni restringir el tráfico sobre el puente después de un terremoto de esas características.

En general, las estructuras con tablero continuo funcionan, en condiciones de solicitación sísmica, mejor que los puentes con muchas juntas.

Para absorber los efectos del sismo, es recomendable diseñar los puentes de forma que tengan un comportamiento dúctil, es decir, que se permita la formación de rótulas plásticas, siendo los elementos más adecuados para ello las pilas. Sólo con carácter excepcional se admite la formación de rótulas plásticas en los tableros. En algunos casos, puede plantearse la conveniencia de sustituir un comportamiento dúctil basado en el desarrollo de rótulas plásticas por el aislamiento del tablero o la utilización de elementos amortiguadores especiales.

Peligrosidad sísmica por zonas

No será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento a_b cumpla: $a_b < 0{,}04g$, donde g es la aceleración de la gravedad. Tampoco será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones en que la aceleración sísmica horizontal de cálculo a_c cumpla: $a_c < 0{,}04g$.

En la Figura 83 se muestra un mapa en el que se resumen gráficamente las zonas con mayor peligrosidad sísmica de España, aunque también hay una lista de municipios de España en el Anejo 1 de [12] en el que se indica para cada uno de ellos esta peligrosidad. Los Inspectores deben tener en cuenta este mapa para prestar una atención especial a los daños que puedan derivarse de un efecto sísmico en los puentes ubicados en las zonas de mayor peligrosidad (sureste de España, norte de Cataluña e interior de Galicia).

Dispositivos antisismo

Los dispositivos más frecuentes para reducir los efectos de un sismo son los siguientes:

A) *Dispositivos de conexión rígida*

Se trata de dispositivos que permiten la conexión de diferentes partes de la estructura (esencialmente las pilas o el estribo y el tablero) bajo la acción sísmica. Estos elementos se caracterizan frecuentemente por tener que soportar fuerzas relativamente importantes de conexión. Básicamente se pueden dividir en:

a) *Sistemas de conexión permanente*

Los sistemas de conexión permanente proporcionan una vinculación fija en una o dos direcciones entre el tablero y la subestructura. En principio, su diseño debe ser tal que

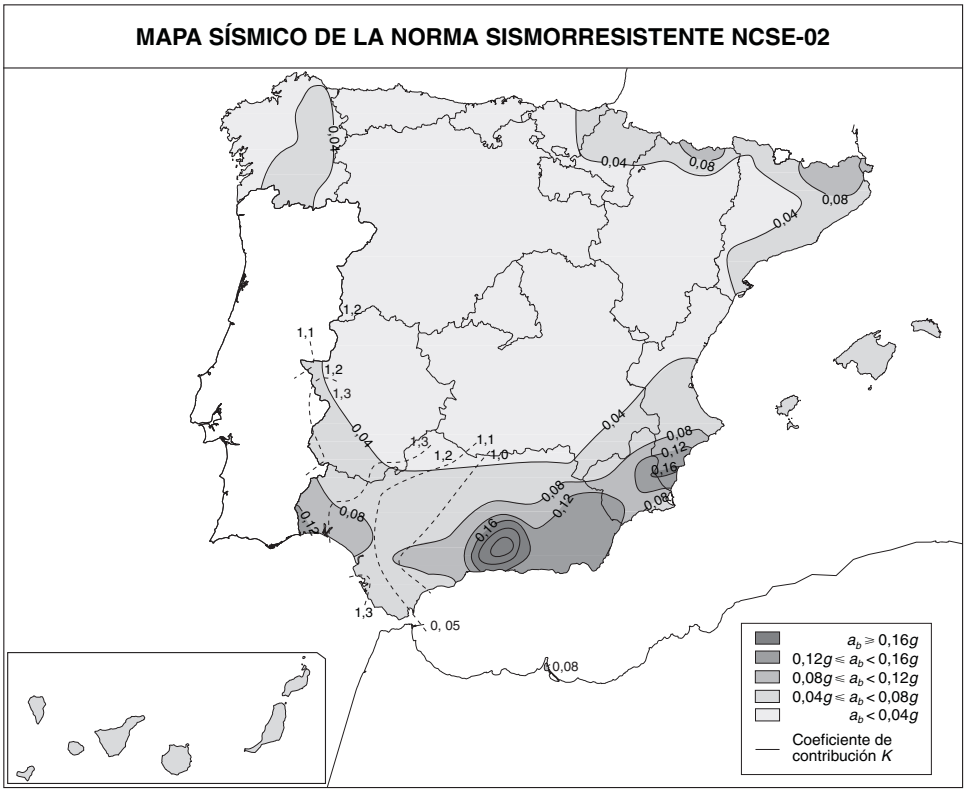


FIGURA 83. **MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA (SEGÚN NCSE-02) (Fuente: NCSP-07).**

FIGURA 84. **TOPES LATERALES EN VIGAS**

los giros y los movimientos verticales no generen momentos flectores o esfuerzos axiles secundarios sobre el sistema. Se denominan:

i. Sistemas de conexión móviles si permiten el movimiento en una dirección, y

ii. sistemas de conexión fijos si lo restringen en las dos direcciones.

Un sistema clásico de conexión permanente son los apoyos POT fijos, aunque existen otros sistemas clásicos mediante topes sísmicos, tetones embebidos en la estructura o pasadores de barras.

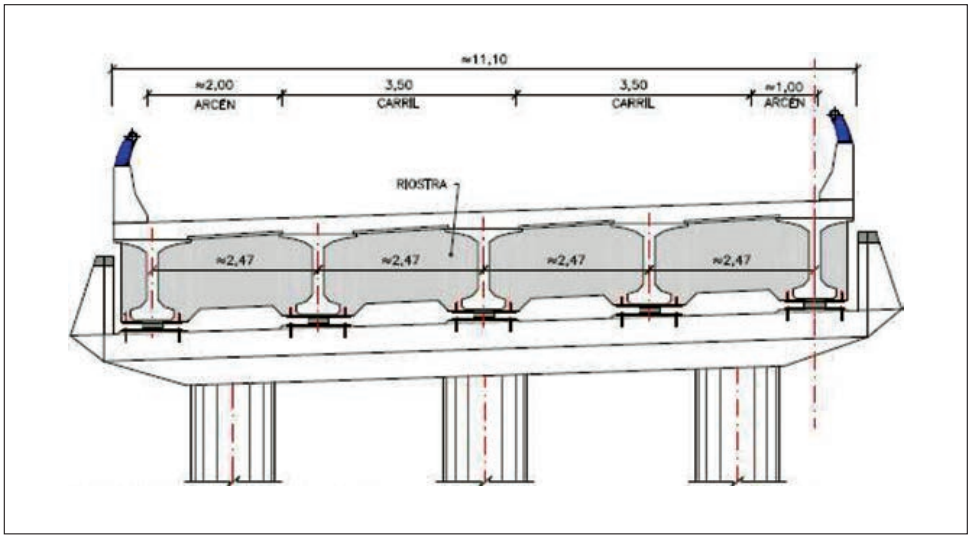


FIGURA 85. **RIOSTRA ENTRE VIGAS EN APOYOS (Fuente: Actuaciones de mejora de la respuesta sísmica de puentes existentes; L. Matute; Seminarios Torroja; Madrid, 2011).**

FIGURA 86. **FOTOGRAFÍA DE APOYO ELASTOMÉRICO ANCLADO EN VIADUCTO.**

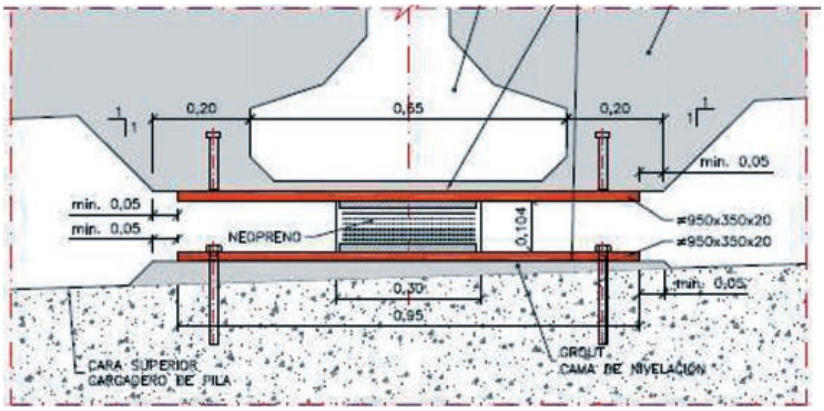


FIGURA 87. **PLANO DE DETALLE (Fuente: Actuaciones de mejora de la respuesta sísmica de puentes existentes; L. Matute; Seminarios Torroja; Madrid, 2011).**

b) *Fusibles*

Los fusibles (Fuse Restraint FRs) o elementos de sacrificio consisten en dispositivos que impiden el desplazamiento relativo (estructura-subestructura) hasta cierto nivel de carga, sin embargo, superado ese nivel de carga la estructura es libre de moverse en esta dirección.

Los fusibles pueden ser mecánicos (MFR) o hidráulicos (HFR) dependiendo de si la fuerza de conexión es transmitida por un elemento mecánico o por una válvula que se abre a cierta presión límite.

Este tipo de dispositivos se suelen emplear para diferenciar el comportamiento en servicio del comportamiento en sismo de la estructura en su conjunto (por ejemplo, bloqueo de la fuerza longitudinal de frenado y viento, hasta un cierto valor y libertad de movimiento para el desplazamiento sísmico que generar un valor superior de la fuerza).

c) *Dispositivos de conexión temporal dinámica (STU)*

Los denominados Shock Transmisión Units (STU) son dispositivos cuya reacción axil frente a una fuerza depende de la velocidad con que ésta se aplica. Su principio de funcionamiento consiste en que la fuerza aplicada transmite la presión a un fluido viscoso que es forzado a atravesar un pequeño orificio generando un comportamiento muy rígido cuando la fuerza es dinámica y despreciable cuando las fuerzas se aplican con poca velocidad. En principio los dispositivos deben ser tales que puedan transmitir esta capacidad de reacción frente a las cargas dinámicas, tanto en condiciones de tracción como de compresión.

FIGURAS 88 Y 89. **DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA**
(Fuente: Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes; ACHE-ATC; 2011).

d) *Dispositivos dependientes del desplazamiento*

En general se pueden clasificar como dispositivos lineales y no lineales.

i. *Dispositivos lineales.* Se trata de elementos cuya respuesta frente a los desplazamientos impuestos es lineal o prácticamente lineal. Por lo general estarán compuestos, bien de neopreno, o bien de acero y funcionan prácticamente como muelles en situación sísmica. En ocasiones se trata de elementos cerrados con un fluido viscoso en su interior, de modo que la relación entre el pistón y la cámara sea mayor, manteniendo el fluido de su interior por encima de su límite de viscosidad y, por tanto, en rango elástico.

ii. *Dispositivos no lineales.* En el caso de que las condiciones especificadas anteriormente para el dispositivo no se cumplan, se debería de considerar el mismo como de comportamiento no lineal.

En este apartado se podrían encuadrar aparatos de apoyo como los apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento, cuya rigidez horizontal no sólo es más baja que la de un aparato elastomérico normal, sino que además varía en función de la deformación tangencial del apoyo (γ).

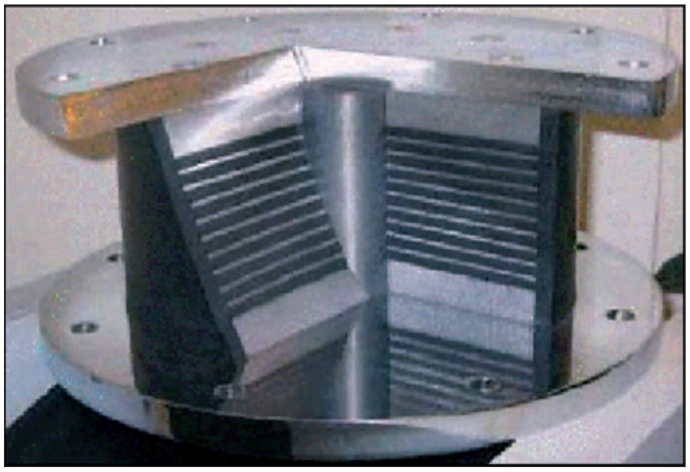


FIGURA 90. **DISPOSITIVO NO LINEAL: NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO (Fuente: Actuaciones de mejora de la respuesta sísmica de puentes existentes; L. Matute; Seminarios Torroja; Madrid, 2011).**

e) *Dispositivos dependientes de la velocidad*

En este grupo se pueden distinguir:

i. *Amortiguadores viscosos.* La fuerza longitudinal depende únicamente de la velocidad impuesta al mecanismo. Están formados por un pistón que fuerza a pasar un fluido viscoso a través de orificios o válvulas internas.

FIGURA 91. **DISPOSITIVO DEPENDIENTE DE LA VELOCIDAD (Fuente: Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes; ACHE-ATC; 2011).**

ii. *Muelles-amortiguadores viscosos.* La fuerza que proporcionan depende, además de la velocidad impuesta, del desplazamiento. En estos casos, el fluido interior es más compresible, generando una componente elástica sobre el desplazamiento del pistón.

f) Dispositivos amortiguadores elastoplásticos

Los amortiguadores elastoplásticos disipan la energía aprovechando las propiedades de flexión elastoplástica del acero. Su forma optimizada (en arco de círculo o en E) permite la difusión de la plastificación en todo el volumen del amortiguador y evita la concentración de la deformación en un único punto. Neutraliza los efectos de cambios de forma y de segundo orden que a menudo causa la concentración de deformación y tensiones, así como la asimetría de ciclos de histéresis frente a grandes movimientos. Como consecuencia asegura una mejor eficacia en la disipación de la energía.

De forma simplificada constituye un pórtico con las bases articuladas, estando las bases laterales y la base central conectadas a parte de la estructura que pueden experimentar movimientos diferentes.

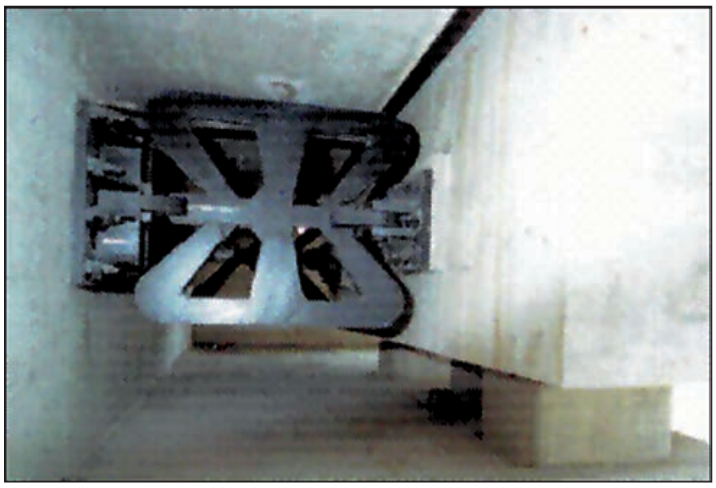


FIGURA 92. **DISPOSITIVO AMORTIGUADOR ELASTOPLÁSTICO DE RETENIDA DE ESTRIBO**
(Fuente: Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes; ACHE-ATC; 2011).

5.3. DETERIOROS RELACIONADOS CON LAS ZONAS DE INSPECCIÓN (ELEMENTOS)

A continuación se comentan los deterioros o los procesos de deterioro relacionados con el elemento o la zona de inspección (ver [2]) en que se presentan.

5.3.1. DETERIOROS EN EL CIMIENTO

Uno de los problemas esenciales relacionados con las patologías que afectan a las cimentaciones es la dificultad que plantea su inspección visual, ya que éstas arrancan habitualmente a cierta profundidad, y están, o bien situadas bajo el agua, o bien aparecen ocultas o enterradas por tierras o sedimentos. La inspección en estas circunstancias impide frecuentemente tener un conocimiento suficiente del estado real de las cimentaciones, incluso empleando equipos subacuáticos.

Si la inspección se realiza en épocas de estiaje, será más fácil detectar los eventuales problemas de degradación de la cimentación, e incluso los problemas generados por el deterioro del conjunto suelo-cimiento. En otras circunstancias puede ser necesario recurrir al empleo de maquinaria de sondeos o a técnicas especiales de inspección, que incrementan notablemente el coste.

La mayor parte de las anomalías relativas al cimiento del puente se manifiesta en movimientos y agrietamientos que afectan a la subestructura y superestructura. Por tanto, en la práctica, la forma habitual de detección de problemas de mal comportamiento de las cimentaciones son los síntomas patológicos que se manifiestan en otros elementos del puente más accesibles. Esta forma de detección de problemas en las cimentaciones conlleva riesgos, ya que puede darse el caso de que la situación de una cimentación en estado precario no se refleje en síntomas exteriores lo suficientemente claros, incluso al ojo de los inspectores más expertos.

En cuanto a las tipologías de las cimentaciones pueden distinguirse las siguientes:

- Superficiales o directas, realizadas mediante zapatas.
- Semiprofundas, resueltas con pozos de cimentación de profundidad relativamente moderada.
- Profundas, realizadas mediante pilotes y encepados.

Deberá quedar constancia, si ello es posible, del tipo de cimiento de que se trate. Esto podrá realizarse si existen datos documentales o si puede conseguirse mediante observación directa (zapatas o pilotes descubiertos, etc.).

Los daños que tienen su origen en la cimentación pueden producirse por varias causas: un deficiente funcionamiento del elemento de cimentación, la degradación del propio material constitutivo del cimiento (se comenta en el epígrafe 5.4) o por un deficiente comportamiento del conjunto cimiento-suelo ante las acciones a las que se ve sometido. Algunos de los deterioros más frecuentes son:

- *Arrastre y pérdida de elementos de protección,* es decir, el deterioro de las protecciones de escollera o de otro tipo debido a la acción directa del agua. La experiencia demuestra que la geometría de la escollera, dispuesta como protección alrededor de los apoyos, evoluciona en el tiempo cualquiera que sea el tamaño de los bloques, incluso si su peso es suficiente para que no sean arrastrados por la corriente. Además, es necesario situar tamaños y pesos de manera adecuada a la cota correspondiente a la impuesta por la socavación general para que estos elementos sean efectivos.
- Otras anomalías en las cimentaciones que pueden provocar su asiento y que no tienen su origen en la degradación del material, como pueden ser impactos de un agente externo o dislocaciones de la mampostería provocadas por el crecimiento de raíces de árboles y el lavado de llagas por la corriente continua o frecuente del agua, pudiendo llegar a producir la abrasión del material, incluso a la pérdida de algunos sillares o mampuestos.

FIGURA 93. **PÉRDIDA DE SILLARES EN PIE DE PILA.**

- La acción de las corrientes de agua sobre las cimentaciones puede llegar a provocar graves situaciones de inestabilidad de la estructura, como consecuencia de la formación de cavidades y la descompresión del terreno en el entorno de las bases de apoyo, fenómeno conocido como *socavación*.

FIGURA 94. **SOCAVACIÓN EN PILA.**

Esta acción puede suceder en el cauce de agua, exista o no el puente (erosión general del lecho), por efecto del mismo a nivel general (socavación por contracción) o localmente sobre algunos elementos de la subestructura de la obra de paso (socavación local). Frecuentemente estas acciones coexisten:

a) *Acción sobre el conjunto del cauce.*

La erosión general de los cauces ocurre independientemente de la existencia del puente, y puede desarrollarse tanto en largos como en cortos periodos de tiempo. Las socavaciones a corto plazo se desarrollan durante una única avenida (o varias en poco tiempo). La socavación a largo plazo, que se desarrolla durante años, provoca la degradación y erosión progresivas del lecho y márgenes del cauce.

TABLA 8. **CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN A LARGO PLAZO**

INTERVENCIONES HUMANAS	Alteraciones del cauce (dragado, canalización, etc.)
	Extracciones de áridos
	Construcción de presas o embalses
	Utilización de la tierra (urbanización, deforestación, agricultura)
CAUSAS NATURALES	Cambios en el trazado del cauce
	Actividad tectónica/volcánica
	Fuego
	Cambio climático

b) *Acción debida a la existencia de la obra.*

La socavación por contracción se produce como consecuencia del aumento de la velocidad del flujo a su paso bajo el puente, si éste le condiciona de tal forma que su anchura libre (distancia entre estribos descontando la anchura efectiva o de sombra de las pilas) es inferior a la anchura libre del cauce principal en aguas altas.

c) *Acción localizada en los elementos de la subestructura.*

La socavación localizada es directamente atribuible a la existencia de las pilas y los estribos del puente, que provocan una contracción de la lámina de agua y la correspondiente concentración de caudal. Esto produce la formación de torbellinos de eje horizontal que se desarrollan en forma de tirabuzón alrededor de las pilas. Los materiales del lecho son arrancados del borde de aguas arriba por la componente vertical del flujo, elevados e impulsados por la corriente. Se forma una hoya de forma cónica en el caso de suelos sin cohesión, cuyo punto más profundo se encuentra en el borde de aguas arriba de la pila.

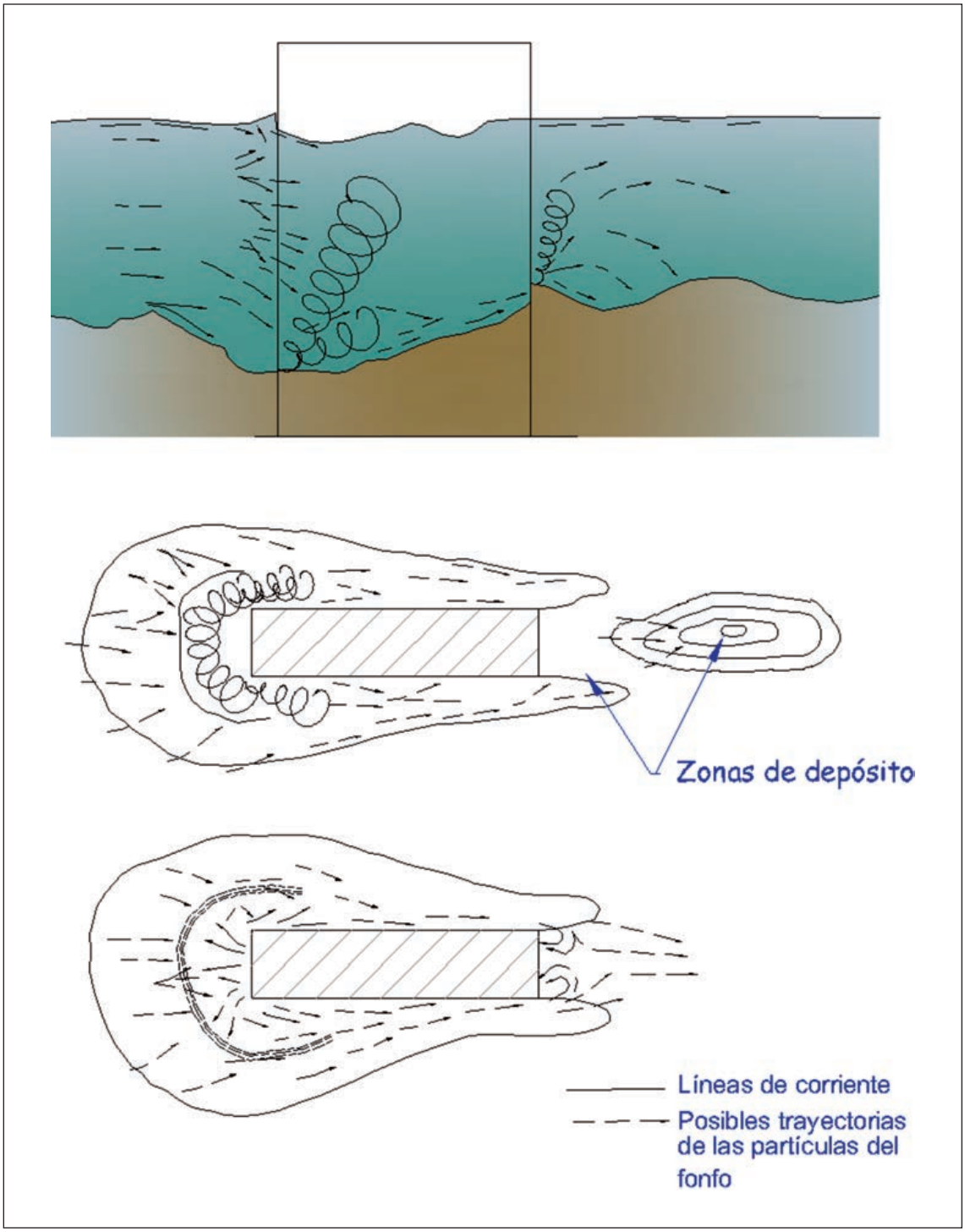


FIGURA 95. **MECANISMOS DE SOCAVACIÓN LOCALIZADA.**

La acción erosiva de las aguas se ve considerablemente agravada por la obstrucción parcial del cauce como consecuencia de la acumulación y retención de cuerpos flotantes en la vertical de la obra.

La socavación localizada bajo las pilas y estribos se produce por su interferencia con el flujo, y se caracteriza por la formación de cavidades bajo ellos, lo cual es la causa del hundimiento de muchas pilas y de la ruina de muchas obras. Las cavidades son, a veces, detectables desde el exterior, aunque sea parcialmente, o mediante inspección subacuática. Sin embargo, en otras ocasiones las oquedades quedan completamente ocultas a la vista por la escollera o incluso por los suelos flojos depositados durante la fase de remisión de las crecidas.

Dada la potencial gravedad de esta patología, se debe considerar «a priori» como precaria la estabilidad de un apoyo bajo el cual existan cavidades, especialmente si su cimentación es superficial o semiprofunda.

A continuación se exponen los efectos de la socavación local en las diferentes tipologías de cimentaciones y en los distintos componentes de las mismas.

Cimentaciones superficiales

En este caso la existencia de cavidades o la descompresión de los suelos por socavaciones reduce directamente la capacidad portante de los suelos de las cimentaciones y producen un aumento de los movimientos de la pila (asientos y giros) debido a la disminución de la superficie de apoyo, así como a la propia pérdida del mismo.

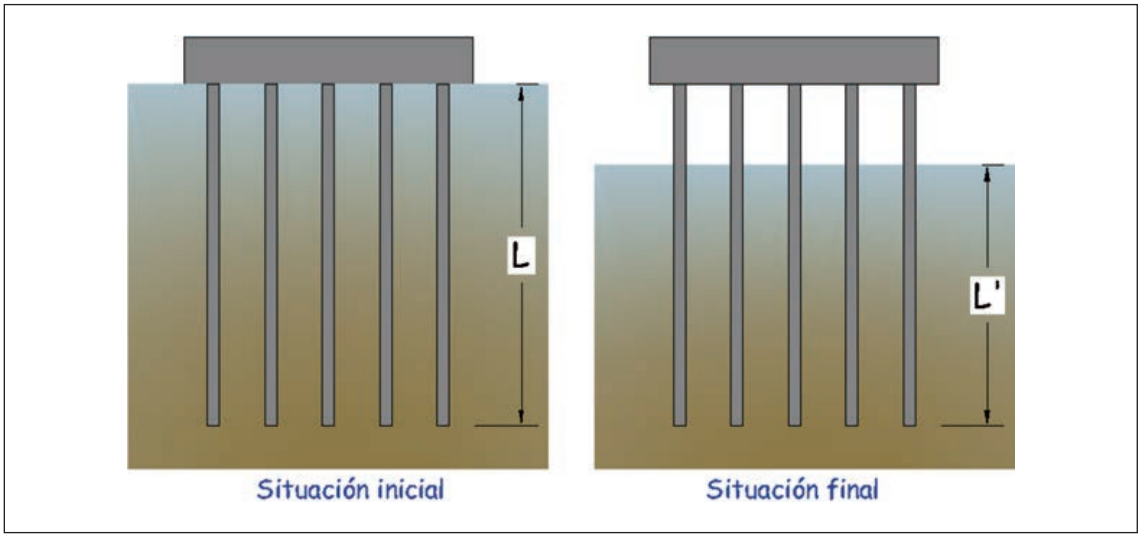
FIGURAS 96 Y 97. **SOCAVACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

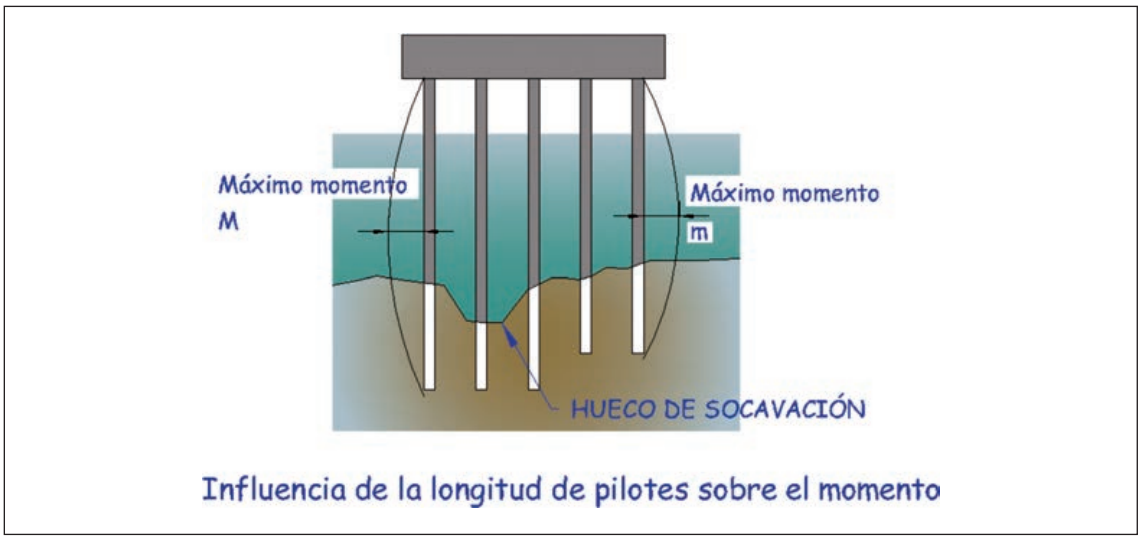
En los casos de apoyos cimentados sobre roca blanda, la erosión puede afectar a una gran parte de la superficie de apoyo antes de que se detecten desórdenes importantes en la superestructura.

Cimentaciones profundas

Cuando se producen socavaciones en esta tipología se incrementan considerablemente los momentos flectores en los pilotes, al aumentar su longitud libre y disminuir la propia resistencia lateral del terreno por quedar menor longitud de pilote enterrada.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que para los cimientos antiguos con pilotes de madera, las puntas de dichos pilotes no están nunca empotradas, sino que, en el mejor de los casos, reposan sobre un estrato duro. Además, la resistencia a los esfuerzos horizontales se consigue mediante emparrillados de madera, simplemente clavados sobre las cabezas de los pilotes, careciendo de elementos de rigidización. En consecuencia, la estabilidad horizontal del grupo de pilotes queda asegurada por aluviones que bloquean el encepado, por lo que se encuentra considerablemente reducida en el caso de que quede desguarnecido. El puente queda entonces en un estado de estabilidad precaria y puede colapsarse súbitamente bajo la acción de una perturbación a veces mínima.





FIGURAS 98 Y 99. **EFECTO DE LA SOCAVACIÓN EN CIMENTACIONES PROFUNDAS (EL MÁXIMO MOMENTO SE SUELE PRODUCIR A UNOS 3 DIÁMETROS SOBRE EL TERRENO Y RESULTAN ESPECIALMENTE SUSCEPTIBLES LAS PILAS PILOTE).**

FIGURA 100. **ENCEPADO DE PILOTES DE MADERA DESGUARNECIDO.**

Además de la cimentación en sí, se debe prestar atención a las posibles anomalías en otros elementos.

En el terraplén adyacente

Se observará si existen superficies erosionadas, generalmente debidas a fallos en los sistemas de drenaje superficial, torrenteras, etc.

FIGURA 101. **EROSIÓN Y DESLIZAMIENTOS EN EL TERRAPLÉN.**

Análogamente en el pie de talud es frecuente la existencia de socavaciones si se han sucedido temporadas de crecidas en el cauce.

En los elementos de protección

El deterioro de las protecciones de escollera o de otro tipo es una de las patologías más frecuentes debido a la acción directa del agua, y que además se puede acabar produciendo si el peso y tamaño de los bloques no es el adecuado.

FIGURA 102. **DESPLAZAMIENTO DE LOS BLOQUES DE PROTECCIÓN DE ESCOLLERA.**

5.3.2. Deterioros en la subestructura

5.3.2.1. Estribos

En [7] ya se describen de forma profusa los diferentes tipos de estribos y los elementos que los componen, por lo que en este documento se va a tratar únicamente sobre la determinación del estado de conservación de los mismos.

Para determinar este estado de conservación, es conveniente realizar la inspección principal de un estribo desde las proximidades del cimiento, observando detenidamente los arranques del muro. A continuación se muestra un esquema con algunas de las comprobaciones que deben realizarse en la inspección de los estribos.

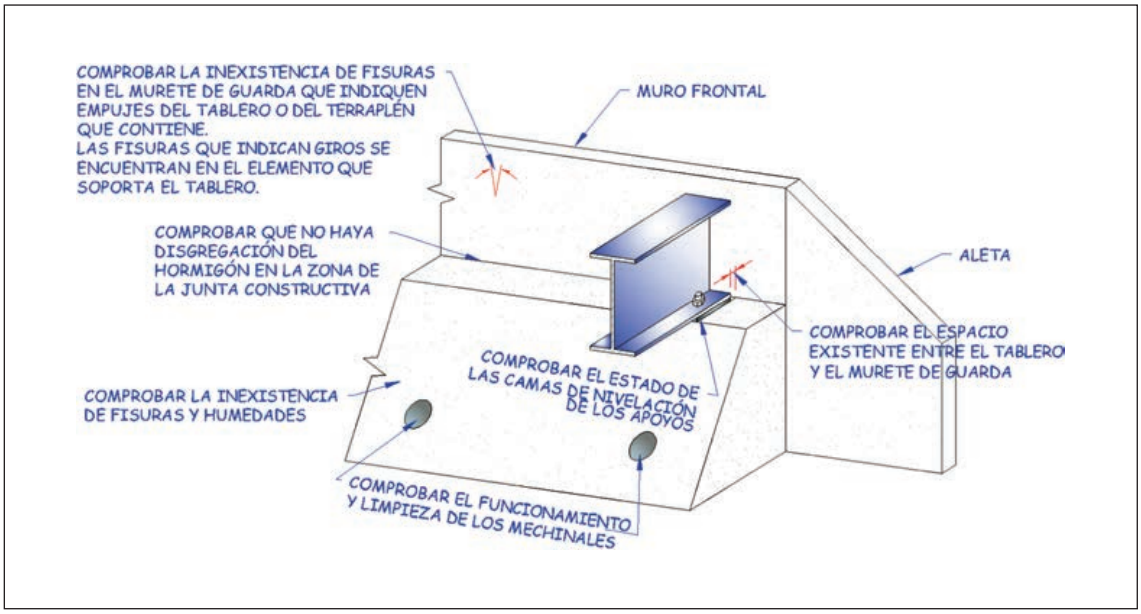


FIGURA 103. **ALGUNAS COMPROBACIONES QUE SE DEBEN REALIZAR EN LA INSPECCIÓN DE UN ESTRIBO.**

En una inspección, se deben describir los procesos de alteración que tienen una posible causa *estructural,* que se manifiestan independientemente del material característico del estribo. A continuación se describe este tipo de deterioros, incluyendo patologías que tienen su origen en el mismo estribo, o bien en el inadecuado funcionamiento del conjunto suelo-cimiento y cuyos efectos se manifiestan en patologías del estribo.

Asiento de estribo

El asiento vertical de los estribos es una consecuencia de defectos propios de la cimentación (presión excesiva y deformación del terreno, por error de proyecto o de ejecución, por aumento de las cargas, colapso de suelos en terrenos no inundados previamente, etc.) o por alteraciones del terreno (debidas a socavaciones, arrastres, formación de oquedades por disolución de yesos, materiales evolutivos, etc.).

Los asientos no uniformes del terreno en la base de los estribos provocan movimientos relativos entre zonas distintas de la misma cimentación, los cuales se traducen en esfuerzos no previstos sobre los paramentos que tienden a agrietarlos. Este agrietamiento adoptará un trazado cuasivertical o inclinado en función de la ubicación y magnitud de los movimientos relativos de la cimentación y del monolitismo del estribo.

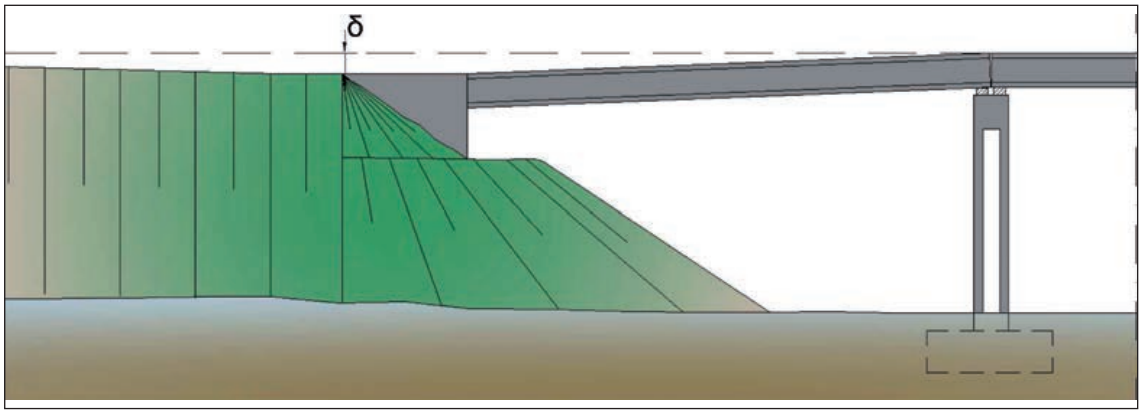


FIGURA 104. **ASIENTO DE ESTRIBO DE CARGADERO FLOTANTE.**

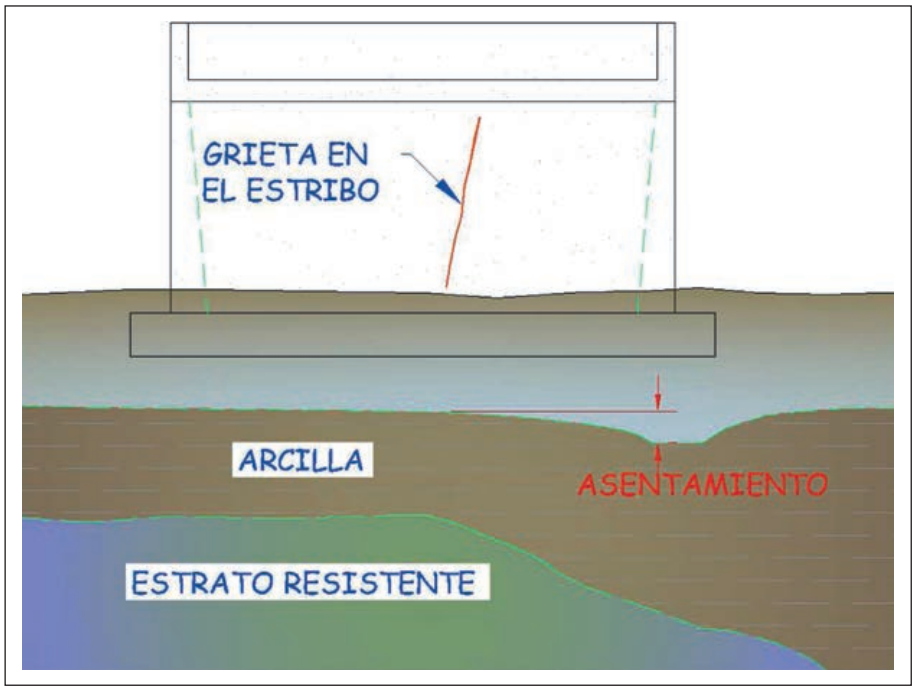


FIGURA 105. **ESQUEMA DE FISURACIÓN EN EL ESTRIBO DEBIDO AL ASENTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.**

En las estructuras de tipología bóveda, si se produce un asiento diferencial de los dos bordes de la cimentación del estribo respecto al centro, tenderá a producirse una fisuración sensiblemente vertical, con apertura creciente con la cota que llegará a afectar a la bóveda. Si se produce el asiento de uno de los bordes respecto al resto, tenderá a aparecer una grieta en esquina con trazado inclinado a 45° que probablemente no llegue a afectar a la bóveda.

En principio el técnico debe considerarlo un daño grave ya que un asiento de cimentación puede provocar la aparición de grandes esfuerzos en la estructura, aunque a veces se redistribuyen atenuándose así estos efectos. La importancia del daño depende fundamentalmente de la magnitud del asiento respecto al de las otras pilas o estribos (si todas las cimentaciones descienden por igual no se inducen efectos estructurales), y de la tipología de la estructura:

- Si se trata de vanos isostáticos yuxtapuestos no se inducen efectos estructurales, salvo a los aparatos de apoyo; sin embargo, debe tenerse en cuenta que si la magnitud del asiento es muy grande, el tablero podría incluso dejar de estar apoyado.
- En estructuras hiperestáticas el efecto se produce sobre la deformada de la estructura, como puede observarse en la siguiente figura.

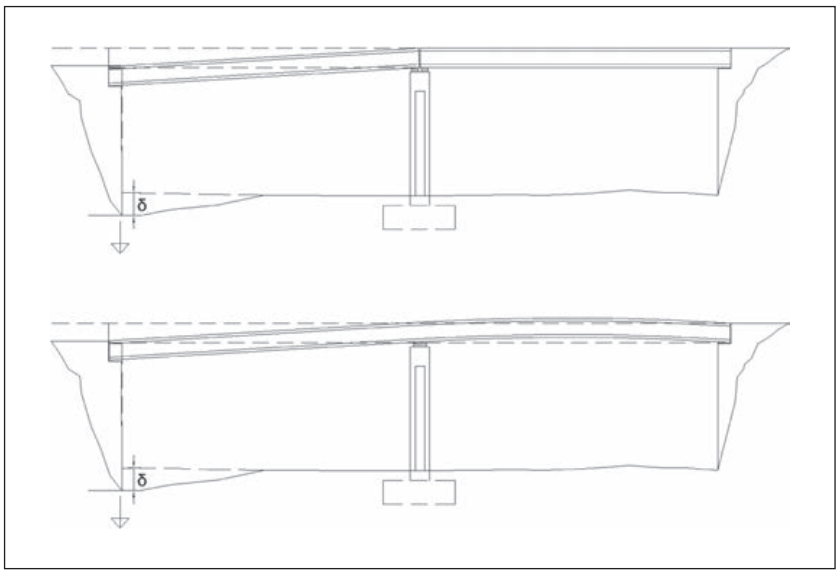
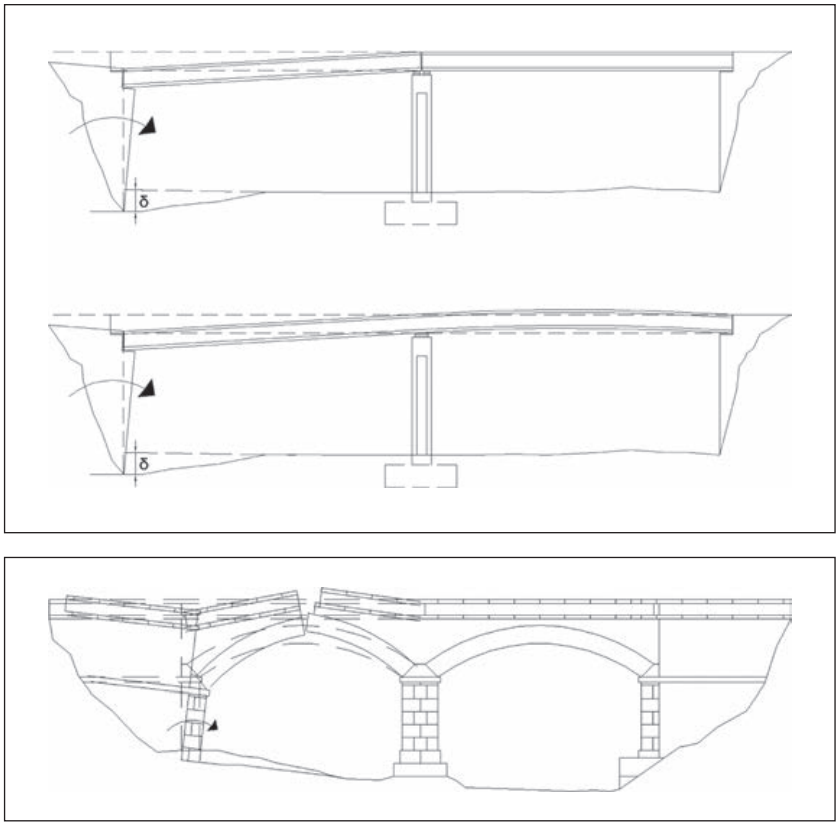


FIGURA 106. **EFECTOS DEL DESCENSO DE ESTRIBO EN ESTRUCTURA ISOSTÁTICA E HIPERESTÁTICA.**

Giro de estribo según un eje transversal

Se trata de un fenómeno cuyo origen suelen ser las excentricidades de la carga, tanto debido a empujes descompensados como a heterogeneidades del terreno. Puede ser también el caso de empujes de bóvedas no suficientemente compensados por el empuje que, teóricamente, movilizaría el terreno del trasdós del estribo.



FIGURAS 107 Y 108. **GIRO DE ESTRIBO EN ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS E HIPERESTÁTICAS. MECANISMO DE COLAPSO EN BÓVEDA.**

Es un daño grave, y en el caso de una estructura isostática puede estar próxima al colapso aún cuando no se produzcan esfuerzos adicionales en otros elementos del puente (especialmente en el tablero). En una estructura de tipología bóveda se puede formar un mecanismo de colapso. El efecto menos preocupante se produciría en vanos hiperestáticos, con escasas repercusiones estructurales, salvo las derivadas, lógicamente, del inevitable descenso impuesto.

Giro de estribo según un eje longitudinal

Se trata de un fenómeno que puede tener el mismo origen que cualquiera de los anteriores, influyendo principalmente las socavaciones locales diferenciales entre los lados de aguas arriba y aguas abajo.

FIGURA 109. **GIRO DEL ESTRIBO SEGÚN SU EJE LONGITUDINAL HASTA COLAPSO DE LA ESTRUCTURA.**

Este giro, en función de la rigidez a torsión de la estructura, puede inducir daños graves en el tablero, tanto sobre el estribo y pila adyacente como sobre los tramos entre éstas, como consecuencia de las torsiones. En puentes curvos, la torsión citada puede ser de equilibrio y no de compatibilidad, aunque si el torsor por curvatura compensa el giro podría ser incluso favorable, reduciendo el mismo y relajando al puente.

A los efectos mencionados sobre el tablero, deben añadirse los que se producen tanto sobre el propio estribo como sobre su cimentación (sea ésta zapata, pozo o encepado de pilotes), fundamentalmente como consecuencia del aumento de la excentricidad, aunque no debería ser determinante en puentes ordinarios, puesto que las máximas solicitaciones suelen ser las fuerzas horizontales, no las flexiones.

En el caso de que se produzca simultáneamente un giro de estribo según ejes longitudinal y transversal, los efectos mencionados pueden superponerse y magnificarse.

Empuje excesivo sobre los muros

Es muy importante el efecto del empuje sobre los muros, por excesiva compactación u otras causas, lo que da lugar a distintos esquemas de fisuración. Son muy comunes las grietas en la unión del muro del estribo con el muro de acompañamiento o aletas laterales. Si el muro lateral esta infradimensionado al vuelco se recarga la unión entre las fábricas y se produce una abertura, que puede hacer estallar sillares y abrir juntas.

Una deficiente canalización de las aguas superficiales o infiltradas en el relleno puede ser el origen de graves situaciones patológicas. Un defectuoso drenaje del relleno por obturación de me-

chinales puede incrementar los empujes sobre los muros haciendo peligrar su estabilidad. La carencia de un adecuado sistema de canalización de las aguas superficiales puede ser la causa de formación de cárcavas y erosiones en la base de la cimentación y de los consecuentes asientos o giros del muro correspondiente.

No es habitual que se produzca el colapso de la estructura por esta causa, pero hay que tener en cuenta que la sobre-explotación, el progresivo deterioro de los sistemas de drenaje de los terraplenes y rellenos, con el consiguiente aumento de la presión del agua retenida, entre otros factores, contribuye al aumento que los empujes de tierras y agua ejercen sobre el trasdós de los muros.

En el caso de muros de contención de tierra reforzada o armada o de contrafuertes, el empuje excesivo del relleno de tierras provoca dislocaciones y movimientos de las piezas, que pueden llegar a desprenderse. En ocasiones esto se debe a que los anclajes de los flejes en el trasdós de las escamas no están correctamente ejecutados.

FIGURAS 110 Y 111. **MOVIMIENTOS DE LAS PIEZAS DE TIERRA REFORZADA O ARMADA.**

FIGURAS 112 Y 113. **VEGETACIÓN EN MURO DE TIERRA REFORZADA O ARMADA (IZQUIERDA) Y ROTURA DE ESTRIBO DE TIERRA REFORZADA O ARMADA (DERECHA).**

Diferente comportamiento estructural entre los estribos y los muros de acompañamiento o aletas

La diferencia en el comportamiento estructural entre estos elementos da lugar a una patología muy específica. Se producen unas grietas cuasiverticales de apertura creciente en altura, frecuentemente en ángulo recto, del estribo con los muros que nacen lateralmente de él. Estas grietas suelen estar producidas por la rigidez del estribo en comparación con los muros laterales, de mucha menor sección y con movimientos libres, o por una cimentación mucho más superficial y débil (y por tanto, con mayor facilidad para asentar y girar) que los muros laterales respecto al estribo.

FIGURA 114. **GRIETA DE APERTURA ENTRE EL ESTRIBO Y EL MURO LATERAL.**

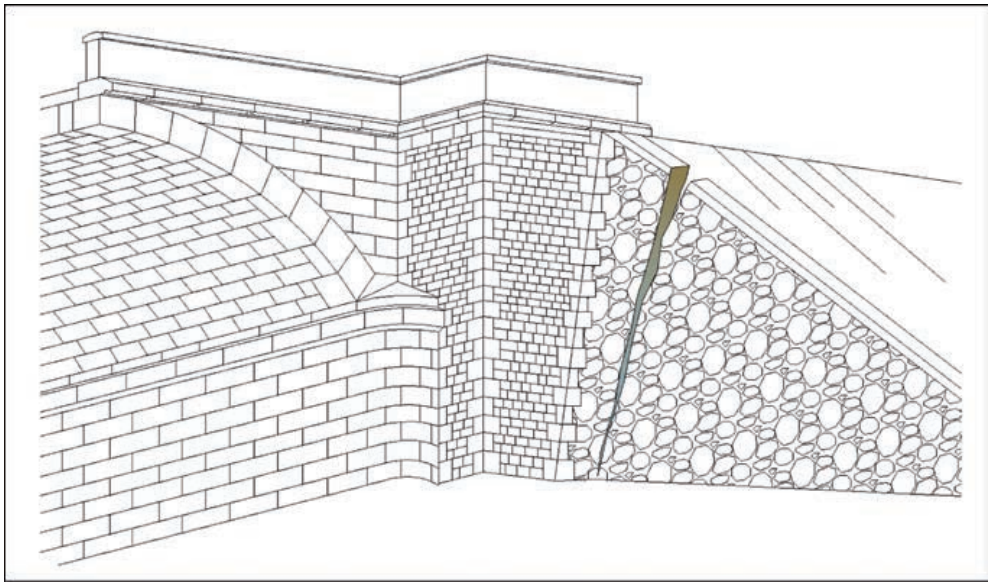


FIGURA 115. **DIFERENTE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL ESTRIBO Y ALETA EN OBRAS DE FÁBRICA.**

Inexistencia o ineficacia de las losas de transición

Las losas de transición son elementos que se disponen en ambos estribos para minimizar los posibles asentamientos diferenciales que pueden aparecer entre el pavimento del puente y el situado sobre el relleno de los estribos.

El problema más grave es su inexistencia, ya que puede originar hundimientos en el pavimento de la zona afectada. Pero aunque exista, a veces es ineficaz por determinadas razones:

- Las losas pueden presentar poca armadura o un espesor muy pequeño, por lo que resultan ineficaces cuando el asiento es de cierta entidad (o también solicitadas a fatiga).
- Puede haber problemas para el apoyo de la losa sobre el estribo (inexistencia de muretes de guarda, etc.).
- Si la longitud de la losa es insuficiente, también resultará ineficaz.

Empuje excesivo sobre el murete de guarda

El tablero (particularmente el hundimiento de la losa de transición «empotrada») o el terraplén situado en el trasdós pueden empujar al murete de guarda hasta provocar su agrietamiento.

FIGURAS 116 Y 117. **GRIETAS EN MURETE DE GUARDA POR EMPUJE DE TABLERO (GIRO-HUNDIMIENTO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN) O TERRAPLÉN TRASDOSADO.**

Hasta aquí lo relacionado con los mecanismos de deterioro asociados al comportamiento estructural de un estribo cualquiera, independientemente de su material constituyente. A modo de ejemplo, se muestra a continuación el típico patrón de las posibles fisuras en un estribo cualquiera de hormigón armado (es preciso recordar que el objeto de una inspección principal no es el levantamiento de un mapa de daños, pero estas figuras ilustran los distintos patrones de deterioros que se pueden llegar a apreciar).

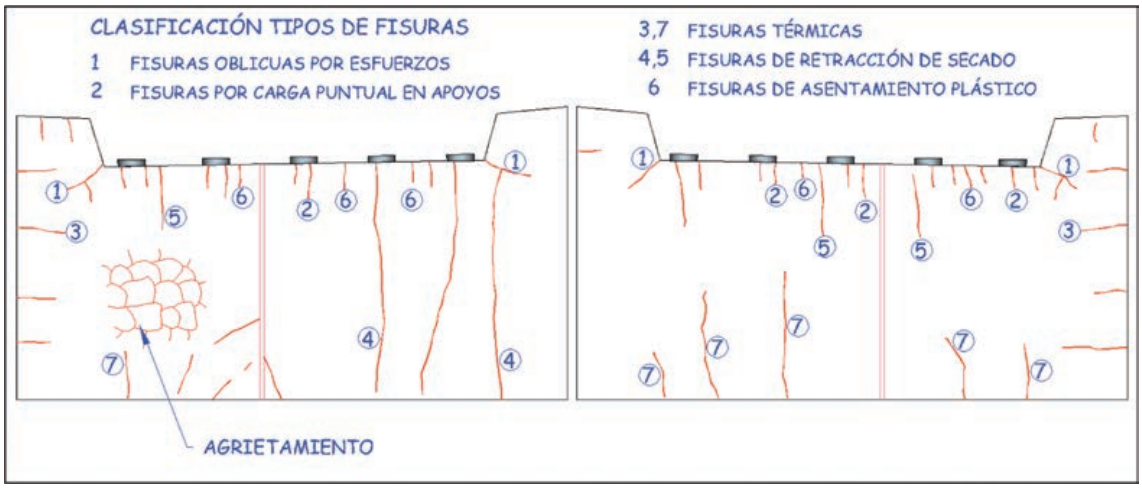


FIGURA 118. **PATRÓN DE FISURACIÓN TÍPICO EN ESTRIBOS DE HORMIGÓN ARMADO**

5.3.2.2. Pilas

Con respecto a la inspección del estado de la pila, cabe repetir las mismas consideraciones y recomendaciones citadas en el apartado anterior. Al igual que en los estribos, los daños que aparecen en las pilas pueden producirse por dos causas: las patologías inherentes al propio material constitutivo de la pila o por un deficiente comportamiento estructural del elemento en sí ante las acciones a las que se ve sometido. A continuación se muestra un esquema con algunos de los posibles deterioros que pueden presentarse en las pilas.

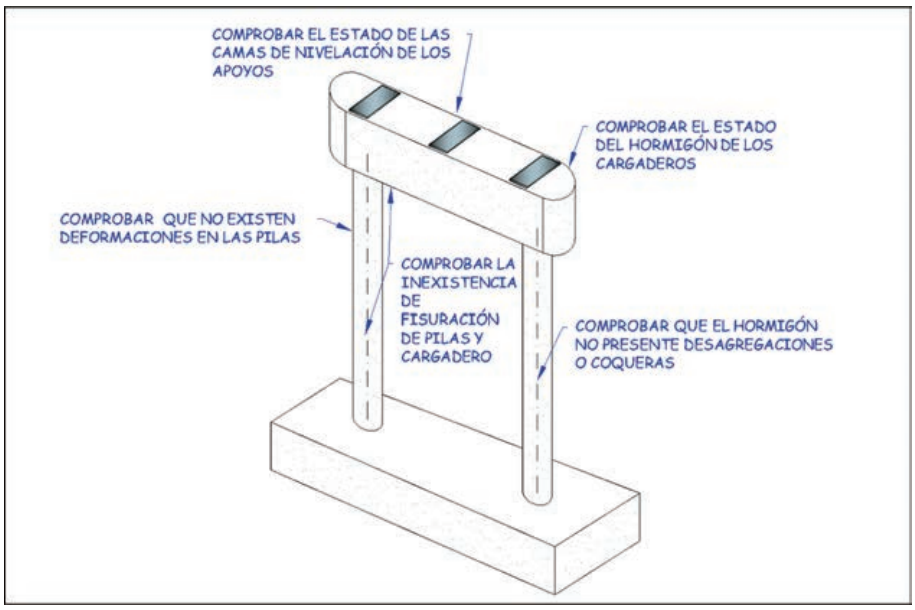


FIGURA 119. **ASPECTOS BÁSICOS QUE SE HAN DE COMPROBAR EN LA INSPECCIÓN DE LA PILA.**

Se describen a continuación los deterioros que tienen su origen en un deficiente comportamiento estructural de las pilas, y que por tanto son independientes del material del que estén constituidas. En este apartado se incluyen patologías que tienen su origen en la misma pila, o bien en el inadecuado funcionamiento del conjunto suelo-cimiento y cuyos efectos se manifiestan en patologías de las pilas.

Asiento de pilas

Al igual que ya se comentó para los estribos, se entiende por tal fenómeno el asiento vertical de la cimentación de las pilas como consecuencia de defectos propios de la cimentación o por alteraciones del terreno.

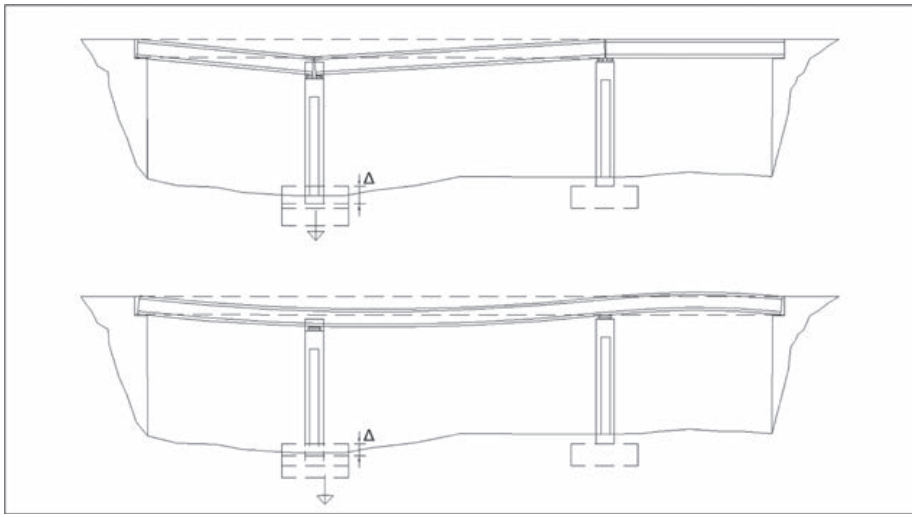


FIGURA 120. **EFECTO DEL ASIENTO DE PILA EN ESTRUCTURA ISOSTÁTICA E HIPERESTÁTICA.**

Se trata en principio de un daño grave, o que al menos deben evaluar técnicos competentes en la materia, ya que un asiento puede provocar la aparición de esfuerzos superiores a los previstos para la estructura. La importancia del daño depende en primer lugar de la magnitud del asiento con

relación a las restantes pilas y los estribos (si todas las cimentaciones descienden por igual, no se inducen efectos estructurales) y de la tipología estructural:

- Si la estructura es isostática, la incidencia estructural, que no la funcional o estética, es prácticamente nula, aunque pueden verse afectados los aparatos de apoyo. Naturalmente, si la magnitud del descenso fuese muy grande, el tablero podría dejar de estar apoyado en la pila, lo que de por sí da idea de la magnitud del fenómeno.
- Si la estructura es hiperestática el asiento provoca la aparición de unos esfuerzos hiperestáticos de compatibilidad, que serán función del material de la estructura, así como de las rigideces de los vanos adyacentes.

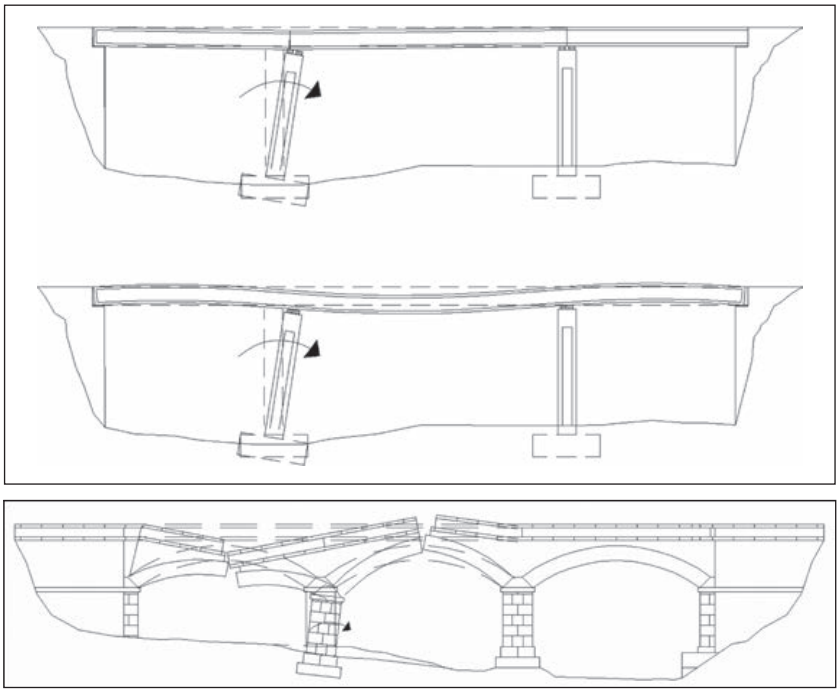
Giro de pila según un eje transversal

Se trata de un fenómeno que puede tener el mismo origen que cualquiera de los indicados al tratar el asiento diferencial en pila, con especial relevancia de las excentricidades de la carga, tanto debidas a empujes descompensados (pilas-estribo sobre las que apoyen bóvedas de diferente luz, o sólo de un lado y del otro un tramo recto), así como de las heterogeneidades del terreno. La experiencia también muestra que suele ser el caso de socavaciones locales no simétricas o de pilas al borde del cauce que reciben, de manera no simétrica, el empuje de tierras de uno de los lados.

Al igual que sucedía con los asientos, se trata de un daño en principio grave, aunque dicha gravedad depende de la magnitud del giro y de la tipología estructural:

- En estructuras isostáticas la incidencia es funcional o estética, pero no estructural (al margen de los aparatos de apoyo, que sí pueden verse dañados).
- En estructuras hiperestáticas se producen unos esfuerzos de compatibilidad, cuya incidencia dependerá de la rigidez transversal de la estructura.
- En una bóveda de hormigón, con poca o nula armadura, el giro de la cimentación puede provocar el colapso de la estructura.

En la figura siguiente se puede observar el efecto en cada una de las tipologías estructurales comentadas:



FIGURAS 121 Y 122. **EFECTO DEL GIRO DE PILA EN ESTRUCTURA ISOSTÁTICA E HIPERESTÁTICA, Y EN UNA BÓVEDA.**

FIGURA 123. **EFECTO DEL GIRO DE PILA EN UNA BÓVEDA.**

A los efectos comentados sobre el tablero, deben añadirse los que se producen tanto sobre el propio elemento estructural pila como sobre su cimentación (sea ésta zapata, pozo o encepado de pilotes), fundamentalmente como consecuencia del aumento de la excentricidad.

Giro de pila según un eje longitudinal

Se trata de un fenómeno que puede tener el mismo origen que cualquiera de los indicados al tratar el asiento diferencial o el giro de eje transversal, poniéndose quizás más el acento en socavaciones locales fundamentalmente en el lado de aguas arriba.

FIGURA 124. **EFECTO DEL GIRO SEGÚN UN EJE LONGITUDINAL EN PILA.**

Se trata igualmente de un daño grave, con los matices comentados para los daños anteriores. Se debe señalar de forma específica que el giro de eje longitudinal provoca la aparición en el tablero de esfuerzos de torsión cuya trascendencia es función tanto de las condiciones de apoyo y de la tipología de la sección transversal, como de si la torsión inducida es de equilibrio o de compatibilidad. En el caso de que el apoyo sea puntual, sin coacción a la torsión, el giro de pila no provocará este esfuerzo, pero sí en cualquier otro caso. Las secciones transversales tipo I o Pi, de escasa rigidez a torsión, pueden producir torsiones secundarias o de compatibilidad, a las que el tablero no pueda seguir, fisurándose hasta reducirse la rigidez lo imprescindible para asegurar tal deformación, pero a costa de importantes deterioros en la cara superior y, eventualmente, en las vigas. Las secciones tipo losa, cajón, etc., de mayor rigidez a torsión, admiten mayor torsión antes de la fisuración, pero pueden dar lugar a roturas de tipo frágil con importantes deterioros en el tablero.

En todo caso, para cualquiera de estos movimientos de las pilas, los daños deben ser inspeccionados con carácter urgente por un técnico especialista que pueda evaluar el alcance del daño y su repercusión en el nivel de seguridad y en el funcionamiento de los aparatos de apoyo.

Fisuración en la unión de pila y tajamar

Especialmente delicada es la unión de los tajamares con el cuerpo principal de las pilas. Los tajamares, si tienen suficiente entidad, están sometidos a un estado de solicitaciones diferente del que recibe el fuste de la pila, y su diseño y construcción pueden ser menos cuidadosos. Los tajamares no reciben carga vertical de la superestructura y, sin embargo, soportan los empujes horizontales del agua. Todo ello favorece la aparición de fisuraciones o agrietamientos ubicados preferentemente en el plano vertical de los tímpanos.

FIGURA 125. **FISURACIÓN POR SEPARACIÓN DEL TAJAMAR (AGUAS ABAJO) DE LA PILA.**

Fisuración por pandeo

Los elementos esbeltos son susceptibles de fallar por pandeo, que **es un fallo súbito que ocurre muy raramente** y que puede causar el colapso total del elemento.

A la hora de detectar un posible fallo por pandeo, debe tenerse en cuenta que en los pilares intervienen diversos factores que determinan los posibles esquemas de rotura, como la heterogeneidad del material, en el caso del hormigón, la excentricidad de las cargas, etc.

Generalmente las fisuras que mostrarían riesgo por pandeo pueden confundirse con fisuras verticales térmicas, por reacciones químicas u otras causas, por lo que se considera que en caso de considerar el pandeo como una posibilidad, se solicite la intervención de un especialista.

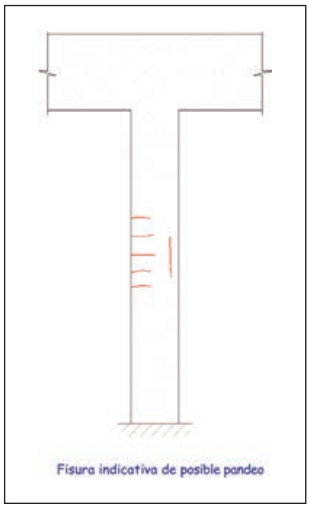


FIGURA 126. **FISURACIÓN POR PANDEO**.

Cabe destacar que el esquema mostrado corresponde al momento de la rotura y no a condiciones de servicio.

Fisuración por compresiones excesivas

Una fisuración peligrosa de servicio en elementos esbeltos a compresión se manifiesta en pequeñas grietas finas y juntas a mitad del elemento, indicando la posibilidad de que se produzca el pandeo.

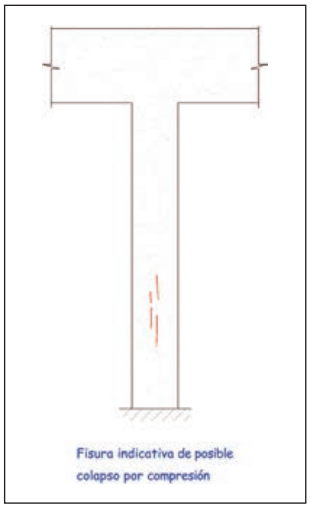


FIGURA 127. **FISURACIÓN POR COMPRESIÓN**.

Al igual que en el caso anterior, el esquema mostrado corresponde al momento de la rotura y no a condiciones de servicio.

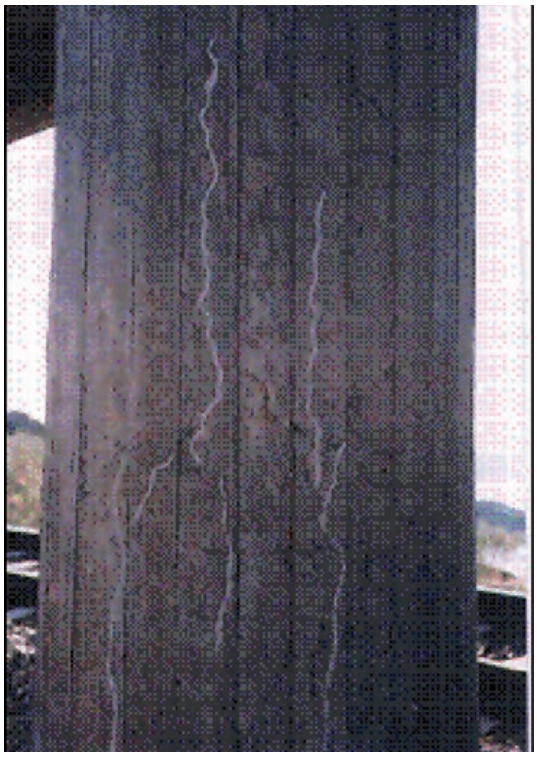
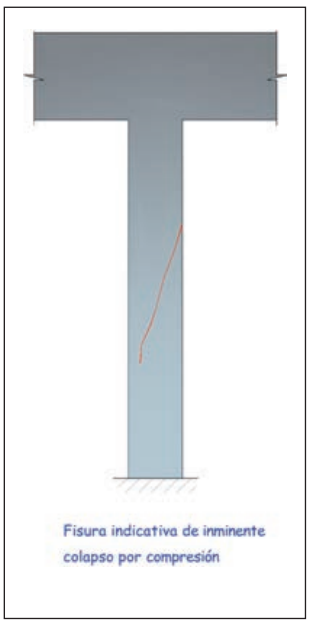


FIGURA 128. **FISURACIÓN POR COMPRESIÓN EXCESIVA EN PILAR.**

Fisuración por cortante

Aunque **muy infrecuente**, debe destacarse por su gravedad la fisuración por cortante en los pilares (muy esbeltos).



FIGURAS 129 Y 130. **ESQUEMA DE FISURACIÓN POR CORTANTE EN UNA PILA. A LA DERECHA, ROTURA POR CORTANTE EN LA PILA TRAS UN SISMO (PUENTE U SHI – TAIWAN, 1999). ES MUY INFRECUENTE OBSERVAR FISURAS SIN QUE SE HAYA PRODUCIDO LA ROTURA.**

Fisuración por impacto

Por último, debe resaltarse la especial vulnerabilidad de las pilas a los daños por impactos debidos al tráfico inferior (carretera, material descarrilado de ferrocarril, embarcaciones, etc.).

FIGURA 131. **ROTURA DE DOS FUSTES DE UNA PILA DEBIDO AL IMPACTO DE UN VEHÍCULO.**

Se muestra a continuación, a modo de ejemplo, un patrón de fisuración típico en pilas tipo pórtico de hormigón armado con voladizos:

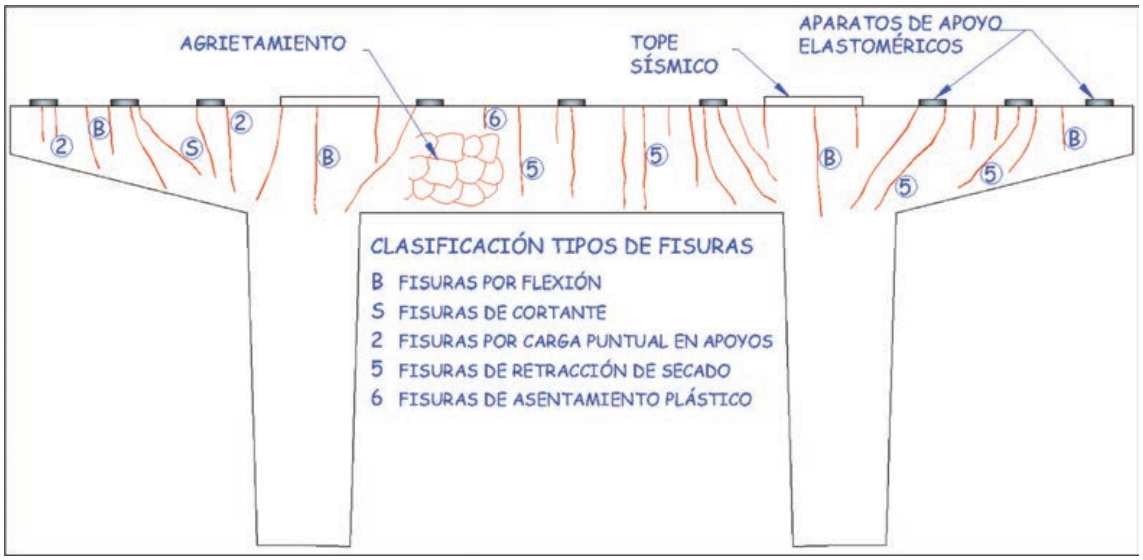


FIGURA 132. **ESQUEMA DE FISURACIÓN TÍPICO EN PILAS DE HORMIGÓN ARMADO TIPO PÓRTICO.**

5.3.3. DETERIOROS EN LA SUPERESTRUCTURA

A continuación se describen los deterioros de carácter general que pueden aparecer en los elementos de la superestructura, independientemente de la tipología estructural del puente.

Dado la amplia variedad de deterioros que existen, después de algunos deterioros de tipo general, se han organizado en función del material y de la tipología del tablero:

1. Puentes de hormigón armado y pretensado
    1.1. Tablero de vigas
    1.2. Tablero tipo losa
    1.3. Tablero tipo cajón
2. Puentes metálicos o mixtos
    2.1. Tablero bijácena o multijácena
    2.2. Tablero tipo cajón
3. Puentes bóveda
    3.1. Bóveda de fábrica
    3.2. Bóveda de hormigón prefabricado
4. Puentes atirantados y colgantes

5.3.3.1. Deterioros generales

Deformación

En la inspección hay que observar las posibles deformaciones anormales o excesivas como:

- Contraflechas excesivas en vigas o vanos
- Diferencias entre las contraflechas de las vigas de un mismo tablero.
- Descensos acusados en las secciones de centro de vano en puentes con luces importantes.

La manera más frecuente para detectar flechas o deformaciones consiste en fijarse en la alineación de la imposta o de los elementos de contención dispuestos en la plataforma del puente.

FIGURA 133. **DEFORMACIÓN EXCESIVA DE UN TABLERO DE VIGAS ARTESA. SE DETECTA PERFECTAMENTE OBSERVANDO LA FALTA DE ALINEACIÓN DEL PRETIL.**

FIGURA 134. **DEFORMACIÓN DE LAS VIGAS.**

5.3.3.2. Deterioros en tableros de puentes de vigas

Se comenta el caso más habitual de puentes de vigas prefabricadas y losa superior ejecutada «in-situ» de reparto transversal, que poseen unas características particulares:

- Tienen una elevada superficie expuesta a la atmósfera, por lo que su susceptibilidad es considerable en el caso de encontrarse en ambientes agresivos. En particular los tableros constituidos por vigas en doble T con una losa superior de reparto presentan una «superficie específica» bastante mayor que otras tipologías.
- En contrapartida al comentario anterior, debe destacarse que estas vigas prefabricadas están constituidas habitualmente con hormigones de buena calidad, con resistencias superiores a los 40 MPa, por lo que su compacidad e impermeabilidad suele ser elevada. A lo anterior, cabe añadir que el proceso industrial de la prefabricación en España conlleva una serie de controles de calidad que, en general, son más exigentes que en el caso de la ejecución in situ.

FIGURAS 135 Y 136. **DAÑOS POR CORROSIÓN EN VIGAS LATERALES DEL TABLERO.**

- Generalmente presentan un elevado número de aparatos de apoyo, ya que cada viga necesita al menos un par de ellos, lo que hace más importante aún la necesidad de un man-

tenimiento adecuado de los mismos. Es necesario un especial cuidado en el replanteo de éstos, pues cualquier descalce de un apoyo puede introducir esfuerzos no previstos en proyecto que dan origen a fisuraciones. Ésta es una casuística que se da con cierta frecuencia en el caso de vigas con sección en «pi» o en vigas tipo artesa, como puede observarse en la figura siguiente.

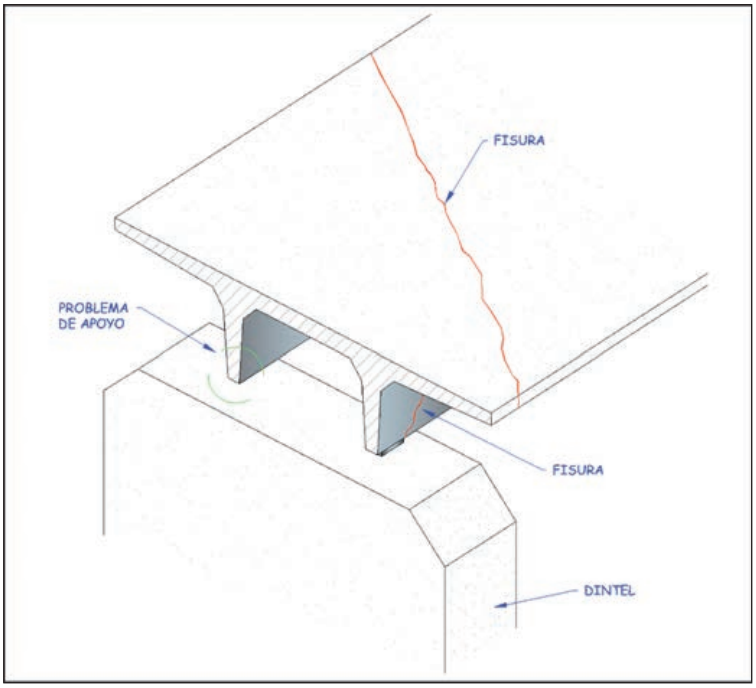


FIGURA 137. **FISURACIÓN DE VIGA EN «PI» DEBIDO A UN DESCALCE EN UN APOYO.**

- Las fisuras por asiento plástico, que aparecen a un nivel ligeramente inferior a la unión del alma a la cabeza superior, son habituales especialmente en las vigas prefabricadas de sección en doble T. Están motivadas por la coacción que las barras horizontales o el encofrado presentan al descenso plástico del hormigón situado sobre ellas, agravado por la forma de la cabeza superior.

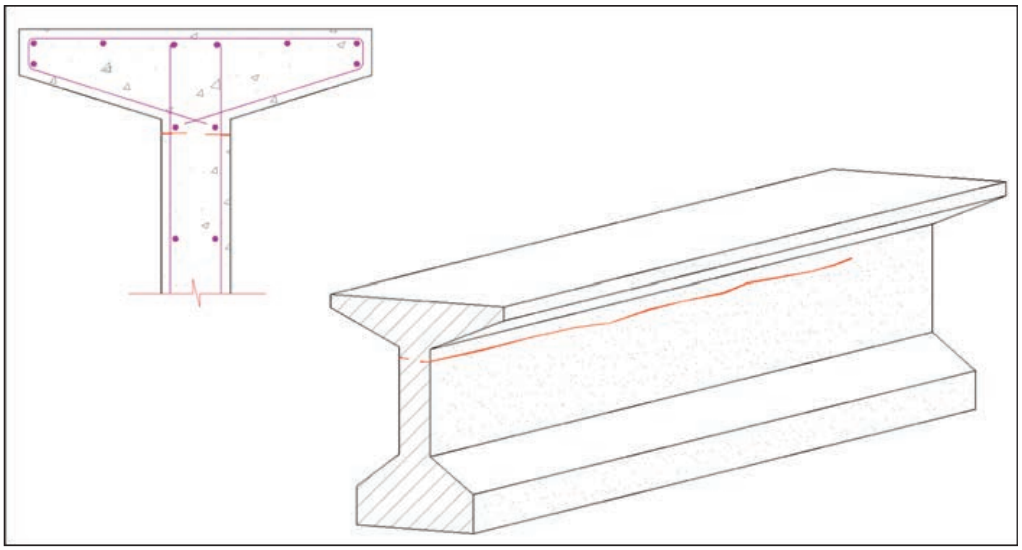


FIGURA 138. **FISURAS POR ASIENTO PLÁSTICO EN VIGAS. SON FISURAS DE ANCHO APRECIABLE (0,2 A 0,5 MM) Y GENERALMENTE DE POCA PROFUNDIDAD.**

- Las vigas prefabricadas con sección en doble T pueden presentar con cierta frecuencia una serie de fisuras verticales en la cabeza superior, que pueden deberse a múltiples causas, como a la contracción térmica diferencial entre la cabeza superior e inferior, a la escasez de armadura activa o pasiva en la cara superior, a la gran diferencia de cuantías de armadura entre ambas cabezas, a tracciones excesivas en la cara superior debidas a la transferencia del pretensado, al choque térmico al quitar el encofrado, a un transporte inadecuado, etc.

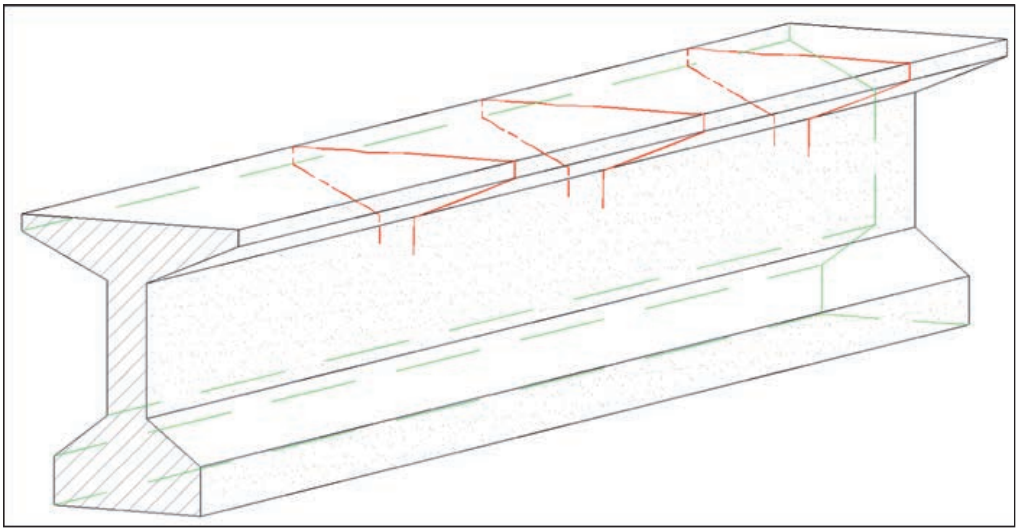


FIGURA 139. **FISURAS EN CABEZA SUPERIOR DE VIGA DOBLE T.**

- En las proximidades de los apoyos, en las caras laterales de las vigas y con una inclinación de entre 30° y 45°, se presentan las fisuras por cortante.

FIGURA 140. **FISURAS POR CORTANTE EN VIGA DOBLE T.**

- También se pueden presentar fisuras que contornean la cabeza inferior, llegando a desaparecer cerca de los apoyos. Pueden ser debidas a un exceso de flexión, a una subestimación de las pérdidas del pretensado, a un tesado inferior al nominal, etc.

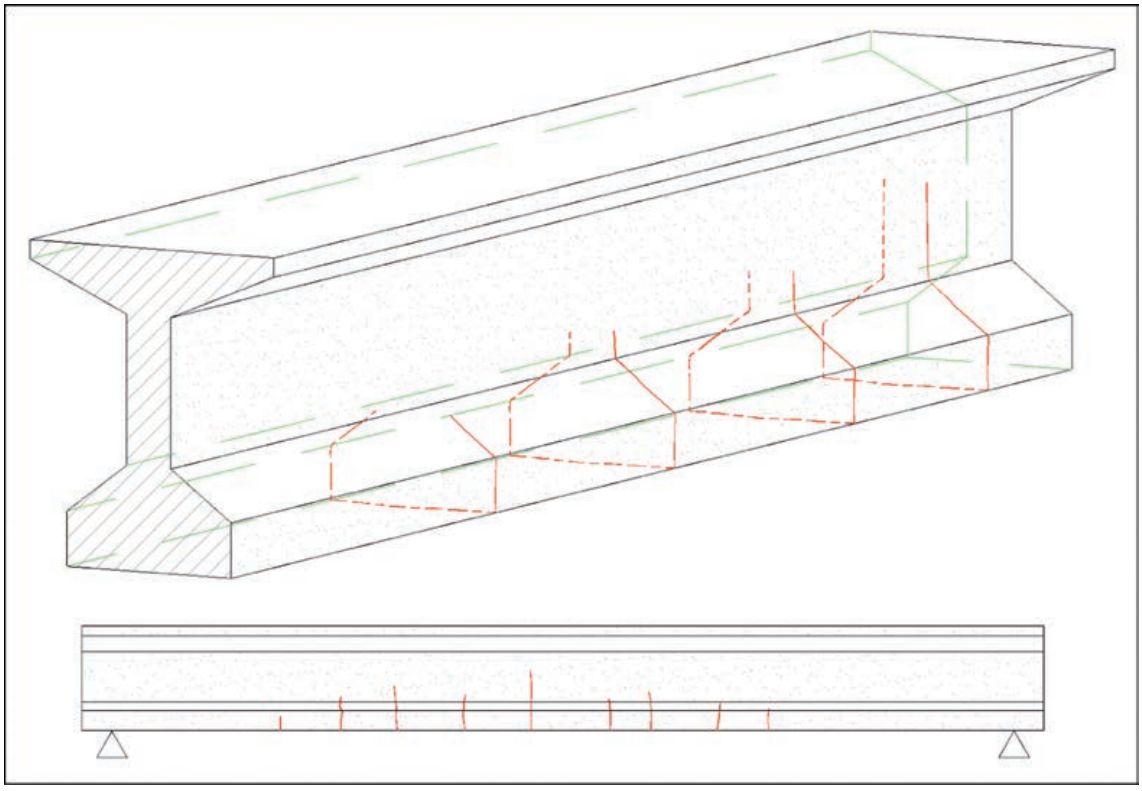


FIGURA 141. **FISURAS EN CABEZA O PATÍN INFERIOR DE VIGA DOBLE T.**

FIGURA 142. **FISURAS EN CABEZA O PATÍN INFERIOR DE VIGA DOBLE T.**

- Los fallos de adherencia-anclaje se manifiestan mediante fisuras localizadas, paralelas a la armadura longitudinal, aunque su trazado no es continuo. Los fallos de anclaje son muy peligrosos pues el cable o cordón de acero se desliza y pierde eficacia, por lo que este tipo de fisura puede ser indicativo de una inminente y súbita rotura. Por eso es importante que al proyectar la estructura se adopten las suficientes longitudes de solapes entre barras, así como la conformación y tamaño de los elementos de anclaje.

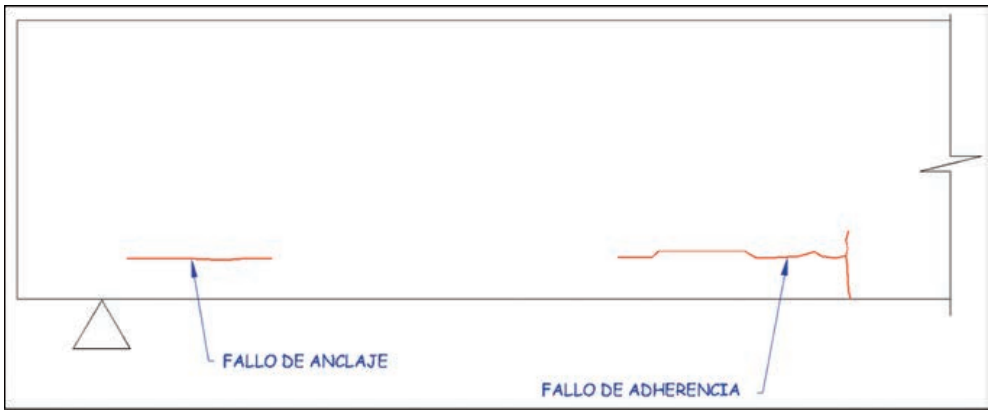


FIGURA 143. **FISURAS POR FALLO DE ADHERENCIA-ANCLAJE.**

Como resumen, se muestra a continuación un croquis de algunos de los deterioros básicos cuya existencia se debe comprobar al hacer la inspección de un tablero de hormigón de tipología viga.

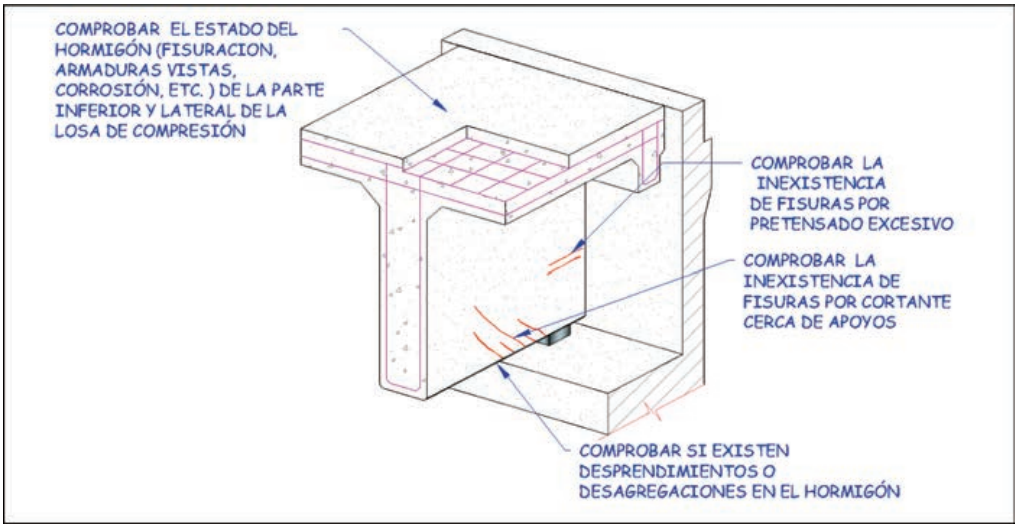


FIGURA 144. **ALGUNOS DE LOS ASPECTOS BÁSICOS A COMPROBAR EN UN TABLERO DE VIGAS DE HORMIGÓN.**

5.3.3.3. Deterioros en tableros de tipo losa

Dentro de la denominación de puentes losa se recogen todos los tipos de puentes de luces cortas y medias, cuya sección transversal se obtiene mediante una losa maciza o aligerada que cubre la anchura del tablero. El aligeramiento podrá tomar diversas formas tanto exteriores como interiores y su cuantía crecerá, generalmente, con la luz del puente.

Los tableros de puente que presentan una sección en forma de losa presentan una serie de características particulares:

- Presentan una superficie tendente a la mínima posible en contacto con la atmósfera, y por lo tanto, puede deducirse que su susceptibilidad es inferior a la de otras tipologías, siempre que existan los mismos condicionantes de agresividad.
- Una característica importante de este tipo de puentes es su construcción, que se basa en el hormigonado «in situ» del tablero, utilizando para ello cimbras apoyadas en el suelo, cimbras móviles ó cimbras autoportantes. Deberá prestarse especial atención por lo tanto

a posibles defectos que tenga su origen en la ejecución del hormigonado. En las zonas donde las cuantías de armadura son muy elevadas, especialmente en las riostras y zonas de anclajes y bajo los aligeramientos (especialmente cuando éstos son cuadrados), existe el peligro de defectos de compacidad y existencia de coqueras, debido a la dificultad de un vibrado adecuado de la zona.

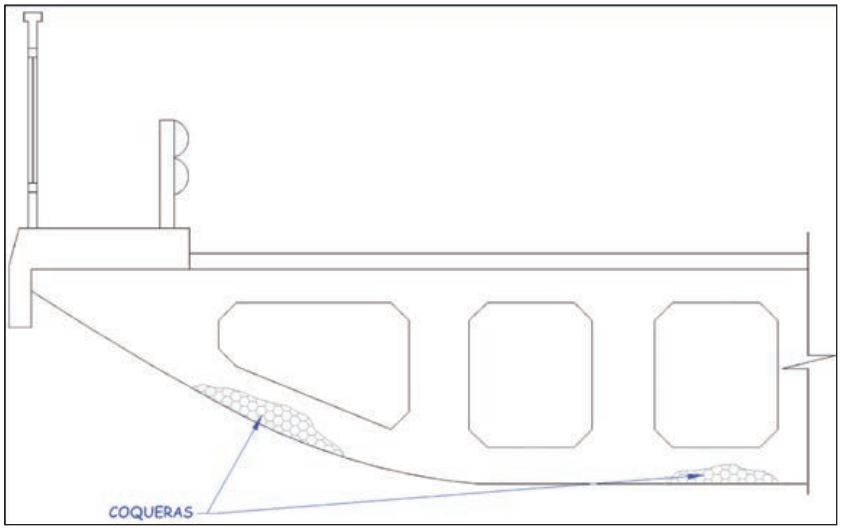


FIGURA 145. **ZONAS PROPENSAS A LA EXISTENCIA DE COQUERAS EN UNA LOSA ALIGERADA DE HORMIGÓN.**

Pueden existir también fisuras que tienen su origen en un curado térmico inadecuado, por un secado rápido, una temperatura de curado excesivamente alta, etc.

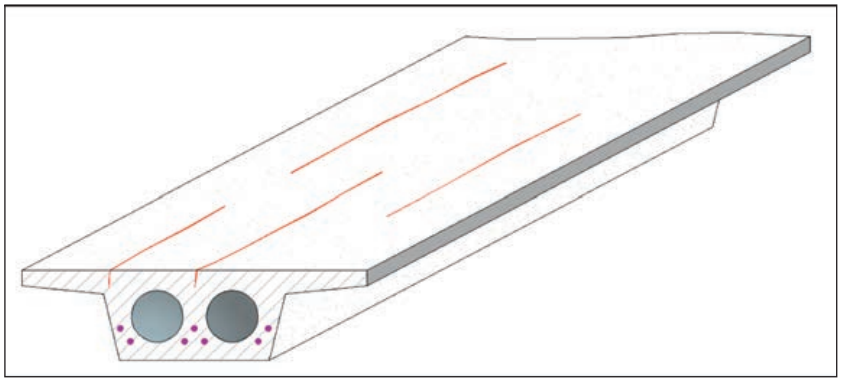


FIGURA 146. **FISURAS LONGITUDINALES EN EL PLANO MEDIO DE LAS ALMAS POR ASIENTO PLÁSTICO.**

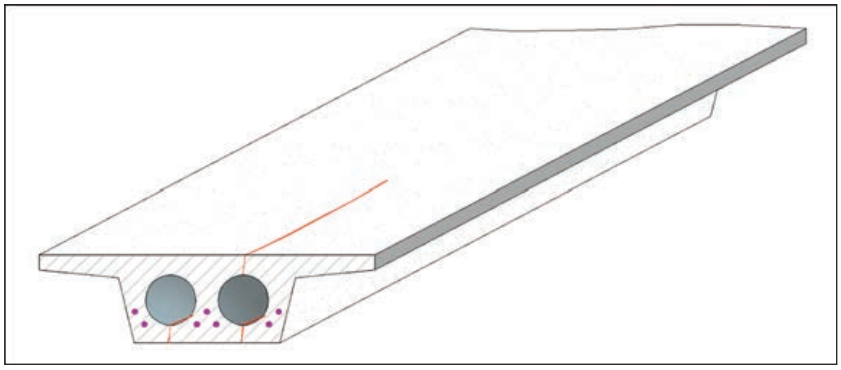


FIGURA 147. **FISURAS EN LAS ZONAS DE MÍNIMO ESPESOR SOBRE O BAJO LOS ALVEOLOS, QUE TAMBIÉN TIENEN SU ORIGEN EN LA FASE DE EJECUCIÓN DEL HORMIGONADO.**

- No suelen existir zonas con concentración de pretensado que puedan originar fisuración, sólo en losas que presenten grandes aligeramientos podría existir cierta probabilidad de que ocurra esta circunstancia (sin embargo, como los aligeramientos suelen ser circulares, los trazados de pretensado sólo atraviesan esos puntos más comprometidos en una región muy pequeña de la longitud del puente, recuperándose rápidamente la anchura de la zona en la que discurren los tendones).

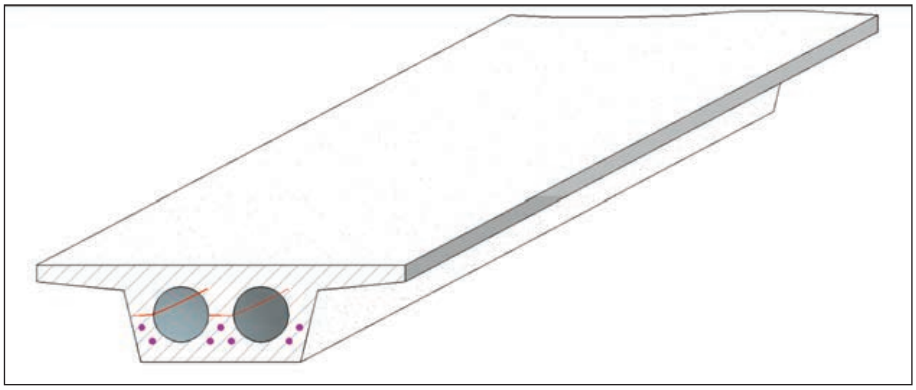


FIGURA 148. **FISURAS EN EL ESPESOR MÍNIMO DEL ALMA DEBIDO A VALORES EXCESIVOS DE LA FUERZA DE PRETENSADO.**

En las losas nervadas la concentración de pretensado se puede manifestar en fisuras horizontales que arrancan de los extremos de las almas y que generalmente están situadas a nivel de los tendones.

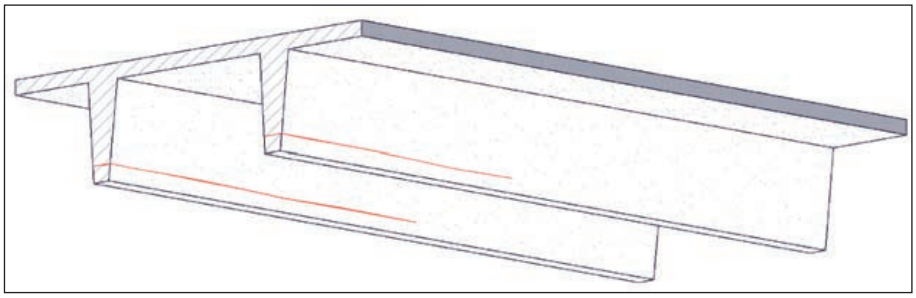


FIGURA 149. **FISURAS EN LOSAS NERVADAS POR CONCENTRACIÓN DE TENSIONES.**

- Si las losas presentan aligeramientos, la durabilidad potencial del tablero puede verse afectada en cierto grado. Hay que distinguir además en función del sistema empleado para la materialización de los aligeramientos. En principio, **las losas aligeradas mediante encofrados perdidos conllevan el peligro de un fallo en los sistemas de drenaje que provoque el estancamiento del agua en su interior** lo cual tiene un doble efecto: un incremento de la carga muerta y el aporte de agua hacia el interior del hormigón, con el consiguiente compromiso para su durabilidad. Este tipo de defectos se pueden minimizar empleando un sistema de aligeramiento menos pesado que el hormigón (por ejemplo, poliestireno expandido).
- En el caso de losas que no pueden construirse de una sola vez, sino por fases en vanos sucesivos, debe tenerse en cuenta que el proceso constructivo introduce unos esfuerzos modificativos como consecuencia de la fluencia, lo que conlleva la variación de los estados tensionales de cada sección a lo largo del tiempo; por otra parte, la construcción requiere juntas de hormigonado, que son puntos de especial probabilidad de aparición de fisuras, y conectadores que den continuidad al pretensado para evitar tracciones indeseadas en el frente de fase o sobretensiones en el pretensado de la fase anterior.

5.3.3.4. Deterioros en tableros de tipo cajón

Se trata de una tipología asociada a medias y grandes luces (superiores a 30 m), y en consecuencia es habitual en zonas de orografía complicada que no facilita las tareas de inspección y mantenimiento. Por otra parte, esta tipología es la que, en principio, puede presentar una mayor susceptibilidad frente a la degradación, debido a las siguientes características particulares:

- Presentan una superficie expuesta a la intemperie superior a la de las losas, ya que los cantos y anchos empleados son mayores.
- Existencia de un gran aligeramiento que constituye la parte interior del cajón, al que se pueden aplicar las consideraciones efectuadas anteriormente para el caso de tableros con tipología de losa aligerada. Esta sección tipo implica que los apoyos se sitúen en el plano medio de las almas, para que las cargas se puedan transmitir correctamente; de no ser así, debe sobredimensionarse la armadura para resistir los esfuerzos cortantes y torsores que genera la excentricidad.

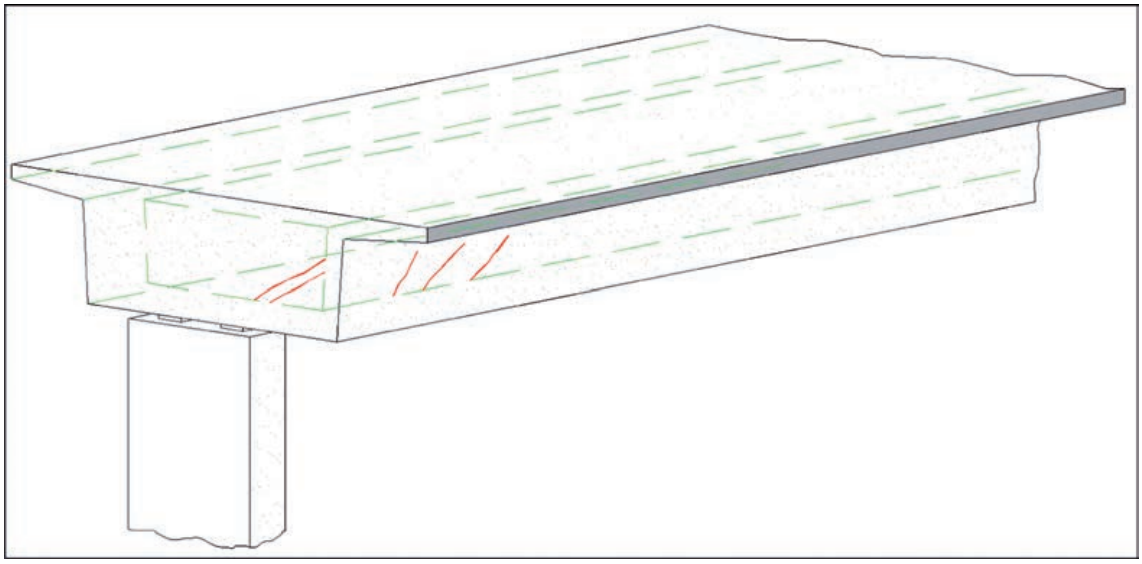


FIGURA 150. **FISURAS DE CORTANTE ORIGINADAS POR LA EXCENTRICIDAD DE LOS APOYOS RESPECTO DEL PLANO MEDIO DE LAS ALMAS.**

- Existencia de tablas de espesor estricto, lo que conlleva una mayor sensibilidad frente a problemas de ejecución, especialmente de vibrado, en zonas de altas concentraciones de armadura, tanto pasiva como de pretensado, especialmente en las tablas y almas donde se disponen los cajetines de pretensado. La cuantía del pretensado tiene una gran influencia en este problema.

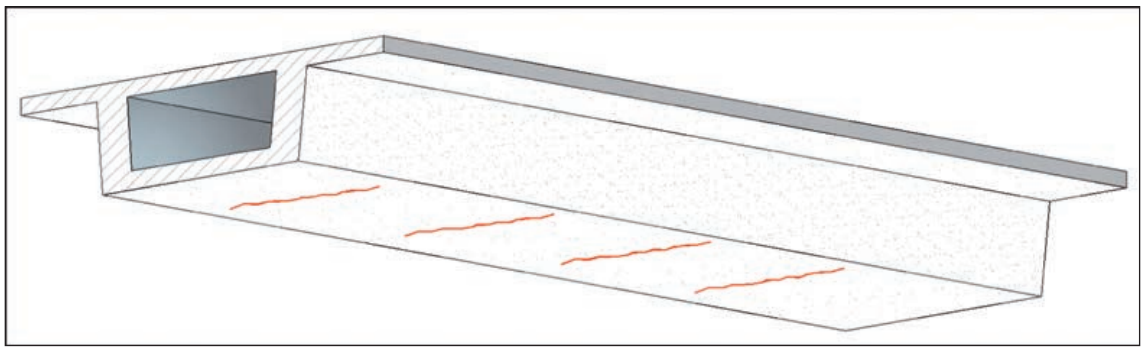


FIGURA 151. **FISURAS TRANSVERSALES POR CONTRACCIÓN TÉRMICA DIFERENCIAL ENTRE LA LOSA INFERIOR DELGADA, QUE SE ENFRÍA MÁS RÁPIDAMENTE QUE LAS ALMAS MÁS GRUESAS.**

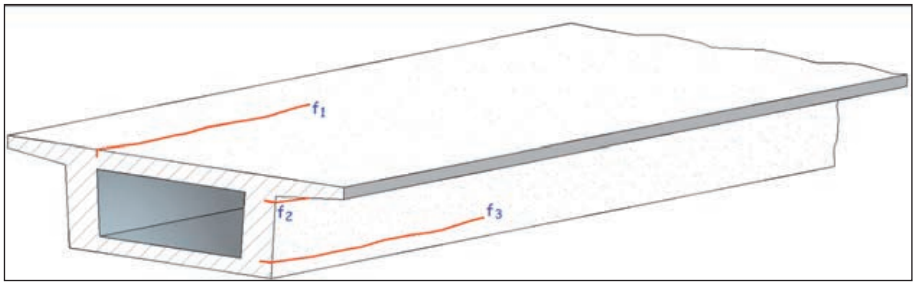


FIGURA 152. **FISURAS LONGITUDINALES POR CONTRACCIÓN TÉRMICA DIFERENCIAL ENTRE ALMAS Y LOSAS, QUE SE ENFRÍAN A VELOCIDADES MUY DIFERENTES.**

- Los trazados de pretensado suelen ser mucho más estrictos, con radios de curvatura pequeños, para poder adaptar la geometría de los tendones a la sección transversal. En consecuencia son más sensibles a efectos locales no deseados con aparición de fisuras, bien por concentración de tensiones en las tablas o en los hastiales del cajón, o bien por efectos locales de empuje al vacío. Un efecto similar se puede presentar en el caso de geometría en planta con grandes curvaturas, que generan fuerzas de desvío horizontales en los hastiales del cajón, aunque en este caso se compensan con la componente radial de las tensiones de compresión que aparecen en el hormigón.

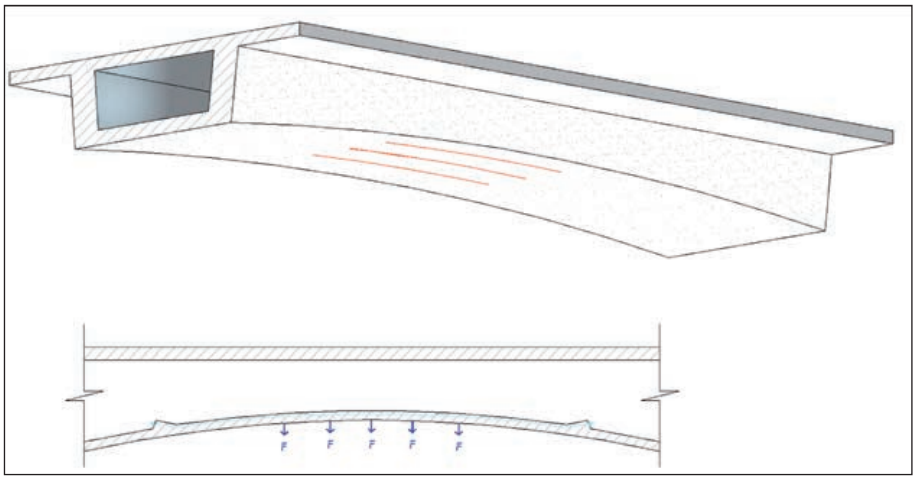


FIGURA 153. **FISURAS DEBIDAS A TENDONES CURVOS EN LA LOSA INFERIOR DE PIEZAS DE SECCIÓN CAJÓN Y CANTO VARIABLE.**

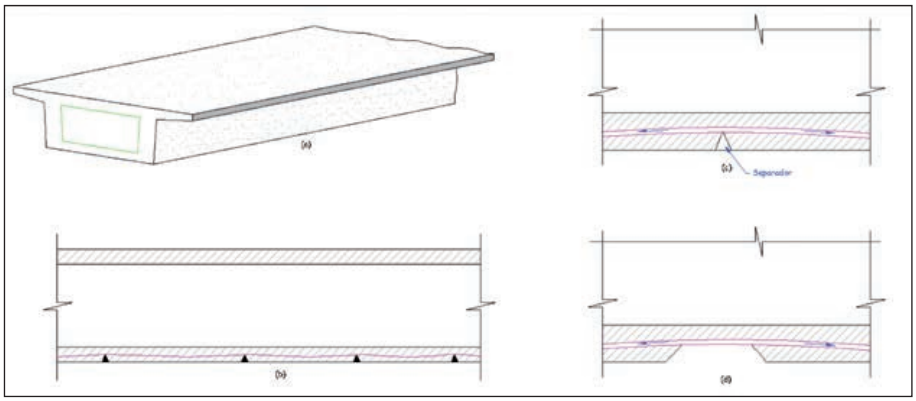


FIGURA 154. **FISURAS POR EMPUJE AL VACÍO DEBIDAS A DESVIACIONES EN EL TRAZADO REAL DE TENDONES (FIG.b), BIEN POR SEPARACIÓN EXCESIVA DE LOS SEPARADORES O CALZOS, BIEN POR EL DESCENSO DEL TENDÓN ENTRE ELLOS DEBIDO A PISADAS DEL PERSONAL, ETC. LA FIGURA c) INDICA LA RESULTANTE DE FUERZAS Y LA d) LA ZONA FISURADA O EXPULSADA.**

- Al aumentar el número de cables de pretensado en función del número de dovelas, se produce un aumento de las cuñas de anclaje que son necesarias. Si no existe armadura suficiente para soportar las tracciones que aparecen como consecuencia de la difusión tensional existente desde las cuñas, pueden aparecer entonces fisuras.

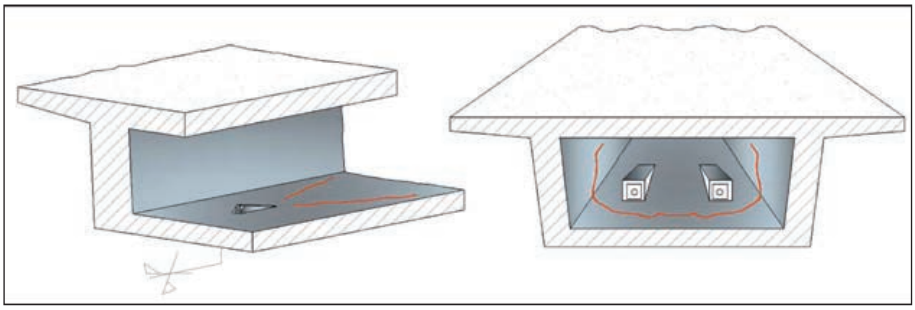


FIGURA 155. **FISURAS EN ZONAS DE ANCLAJES INTERMEDIOS, DEBIDAS A LA CONCENTRACIÓN DE TENSIONES INTRODUCIDAS POR EL ANCLAJE INTERMEDIO Y NO TRANSFERIDA A LA ZONA POSTERIOR.**

- Toda la problemática que se ha comentado para los puentes construidos por fases y que está asociada a los esfuerzos que se modifican por fluencia y a la existencia de distintas fases, es plenamente válida para este tipo de estructuras. En los puentes cajón las almas se hormigonan en una segunda fase posterior al hormigonado de la losa inferior y generalmente algunos días después, por lo que la losa inferior coarta la retracción diferencial de las almas.

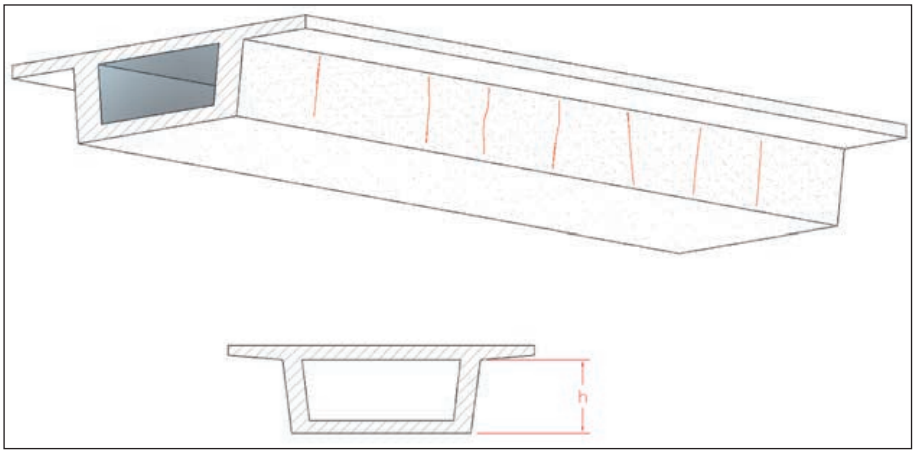


FIGURA 156. **FISURAS DE RETRACCIÓN HIDRÁULICA DIFERENCIAL EN LAS ALMAS. NORMALMENTE DESAPARECEN ANTES DE LLEGAR A LAS LOSAS SUPERIOR E INFERIOR.**

En estructuras tipo cajón es importante inspeccionar su estado interior, en el caso de ser visitables. Interesa ver si hay algún tipo de anomalía, como fisuras, armaduras vistas, etc. Hay que observar el funcionamiento del drenaje, verificando que no haya acumulaciones de agua, denunciadas por manchas o eflorescencias. Conviene informar del estado de los cierres y tomar medidas de seguridad, que impidan el acceso al interior de personas ajenas al personal de conservación.

En la inspección interior de un cajón debe prestarse especial atención a:

- Examinar el interior de los cajones en busca de posibles fisuras y comprobar que los desagües funcionan correctamente.
- Los diafragmas entre vigas o en el interior de los cajones, que tienen por misión rigidizar transversalmente un cajón.
- Comprobar el estado de los cables de pretensado y de sus anclajes si son accesibles (normalmente están embebidos en el hormigón y no son visibles).

FIGURA 157. **INSPECCIÓN DEL INTERIOR DE UN CAJÓN.**

- Detectar defectos de ejecución durante el hormigonado, tales como armaduras vistas, desagregaciones o coqueras, especialmente en zonas de alta concentración de armadura o de pretensado.

FIGURA 158. **INCORRECTA EJECUCIÓN DEL HORMIGONADO DE UN CAJÓN. LA ELEVADA CONCENTRACIÓN DE ARMADURA DIFICULTA UN VIBRADO ADECUADO, PERO TAMBIÉN UN HORMIGÓN CON UNA CONSISTENCIA INADECUADA O UNA MALA COMPACTACIÓN.**

5.3.3.5. Deterioros en tableros metálicos o mixtos

Aunque por el nombre de este subepígrafe pudiera pensarse que los deterioros aquí incluidos deberían explicarse en los deterioros por materiales, se considera que determinados elementos característicos de un tablero metálico o mixtos merecen ciertas consideraciones específicas, independientemente de los deterioros directamente asociados al material (corrosión, defectos en uniones, etc.).

En este epígrafe se realiza una presentación general de las principales características de los tableros metálicos o mixtos, por las particularidades que presentan y a continuación se describen los principales deterioros, que se resumen a continuación:

i. Pandeo local
ii. Pandeo general
iii. Fisuración
iv. Deformaciones generales de elementos
v. Deformaciones locales de elementos
vi. Problemas en uniones

La corrosión no se trata como un deterioro en este epígrafe, puesto que se considera un problema asociado al material y será comentado más adelante.

El material utilizado será, en general, acero. Si es posible, se anotará su tipo: acero laminado, autopatinable (generalmente conocido como acero tipo «cor-ten» si bien se trata de un nombre comercial), hierro pudelado, etc. Para ello es importante conocer la fecha de construcción del puente (marcas en las piezas metálicas, texturas, etc.).

La tipología estructural vendrá definida por dos circunstancias básicas: la propia tipología de sus elementos resistentes principales y la posición del tablero respecto a éstos. Estructuralmente los elementos principales podrán ser vigas, cajones (uno o varios), arcos, pórticos y estructuras mixtas acero-hormigón.

FIGURA 159. **PUENTE METÁLICO SOBRE EL RÍO GUADALIMAR**.

En cuanto a la colocación del tablero, las posiciones más habituales para cada uno de los casos mencionados son: tablero superior y tablero inferior, aunque también puede hallarse el tablero en posición intermedia y más raramente suspendido mediante péndolas. Los elementos resistentes principales, cuando son múltiples, llevan siempre algún tipo de arriostramiento que permite su acoplamiento, sujeción y funcionamiento conjunto ante determinados tipos de acciones como viento, desequilibrios durante la construcción, arriostramiento de puentes curvos, empujes transversales, solicitación térmica, etc. Los más corrientes son:

- Arriostramiento horizontal superior o inferior
- Diafragmas y arriostramientos verticales

Suele tratarse habitualmente de perfiles laminados. En las uniones con los elementos principales y en los cruces suelen llevar acartelamientos.

Los tableros de puentes metálicos adoptan, en general, alguna de estas dos disposiciones:

- Emparrillado de traviesas y largueros metálicos sobre los que se superpone el soporte del pavimento (losetas de hormigón, viguetillas, elementos cerámicos o placas cerámicas nervadas). Esta tipología suele ser típica de puentes antiguos o de ferrocarril.
- Tablero propiamente dicho de hormigón armado o pretensado

En el primer caso deberán recogerse las observaciones sobre los componentes metálicos del emparrillado en los apartados reservados para traviesas y largueros. Se indicarán las tipologías de ambos, los estados de sus uniones con otros elementos (principales y arriostramientos) y entre ellos. Se anotará igualmente su estado de corrosión y pintura. En cuanto al tablero, se anotarán las características y estado de conservación de los elementos superpuestos al emparrillado para soporte del pavimento. Cuando el tablero sea del segundo tipo citado se procederá de forma análoga, y además se seguirán las indicaciones dadas de forma específica para los puentes mixtos.

La estructura mixta es otra forma de colaboración del acero y el hormigón, en este caso yuxtapuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado, pero sí conectados entre sí para que trabajen monolíticamente.

Una de las dificultades de los puentes metálicos fue durante mucho tiempo la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras. Inicialmente la mayoría de los tableros de los puentes metálicos eran de madera; cuando apareció el hormigón armado se utilizaron con frecuencia losas de hormigón; también había puentes con tablero abierto, hecho con una rejilla de pletinas metálicas ortogonales colocadas verticalmente para conseguir rigidez a flexión transversal; este tipo de tablero se usaba mucho en los puentes móviles y de ferrocarril, pero resultaba muy incómodo para el tráfico carretero. A pesar de ello, esta tipología se ha utilizado en puentes bastante recientes. La innovación de la estructura mixta ha sido incorporar la losa de hormigón de la plataforma a la estructura resistente, así como en el caso de los puentes con doble acción mixta, en los que se dispone una losa de hormigón debidamente conectada en las secciones de momentos negativos, es decir, en las zonas sobre apoyos.

FIGURA 160. **VISTA GENERAL DE UN PUENTE MIXTO BIJÁCENA SIN HORMIGÓN DE FONDO.**

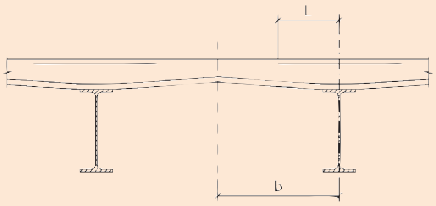
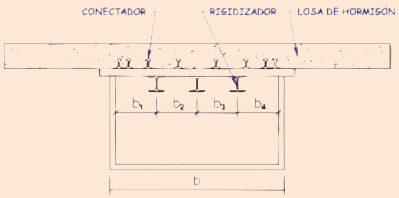
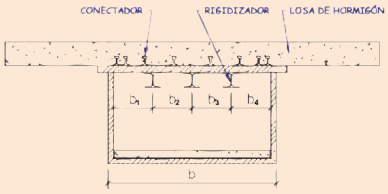
En principio la estructura mixta se compone de una cabeza inferior metálica, materializada bien mediante dos o más platabandas inferiores en el caso de los puentes bijácena o mediante la propia chapa de fondo en el caso de las secciones cajón, almas del mismo material, y una cabeza superior de hormigón, conectadas entre sí. De acuerdo a esta tipología, en caso de tratarse de un puente isostático, el acero debe resistir la tracción y el cortante, mientras que el hormigón resiste únicamente la compresión y permite el uso de la estructura. En el caso de los puentes con doble acción

mixta, bien sea con solución bijácena o cajón, se dispone una losa de hormigón en el inferior de la sección que ayuda a resistir las compresiones producidas por la flexión negativa, evitando el uso del acero a compresión suponiendo un ahorro económico y evitando problemas resistentes por inestabilidad de elementos comprimidos.

Una de las principales ventajas de los puentes mixtos, y por ello sustituyen a los puentes pretensados, incluso en luces pequeñas, es que su construcción se puede hacer igual que la de un puente metálico con las ventajas que esto representa por su mayor ligereza. Es más fácil montar un cajón metálico de 30 ó 40 m de luz que uno de hormigón; una vez montado el cajón metálico sólo queda hacer el tablero de hormigón, bien in situ, o, lo que suele ser más habitual, mediante prelosas prefabricadas y completando la sección con hormigón in situ.

En cuanto a la morfología de las secciones transversales, se pueden clasificar de la siguiente forma:

TABLA 9. **CLASIFICACIÓN DE TABLEROS MIXTOS**

TABLERO BIJÁCENA O MULTIJÁCENA	
TABLERO EN CAJÓN DE ACCIÓN MIXTA SIMPLE	
TABLERO EN CAJÓN DE DOBLE ACCIÓN MIXTA	

De forma general, será de aplicación lo ya comentado en cuanto a los procesos de deterioro que se pueden producir en el acero y en el hormigón.

Es fundamental la observación de la cara inferior de las losas de hormigón del tablero superior para obtener una idea de su estado. Puede haber fisuras, grietas, desconchones con armadura vista, eflorescencias, etc., si bien, a diferencia de los puentes mixtos, en esta tipología de puentes, la losa únicamente sirve para soportar y transmitir las cargas del tráfico a los elementos resistentes principales, las vigas.

Se deberá hacer una referencia de las dimensiones definitorias del tablero.

Durante la inspección de los elementos principales, se comprobarán las dimensiones recogidas en los planos. En caso de ausencia de los anteriores se procederá a una medición detallada.

En la inspección de los elementos principales se observarán dos posibles grupos de anomalías:

- Defectos estructurales, tanto sean achacables a la propia construcción original como a modificaciones o reparaciones realizadas posteriormente. También se incluyen en este grupo las ausencias y roturas de componentes, así como las deformaciones o mermas de sección.

- Daños en el propio material, con especial énfasis en la corrosión. A este respecto, indicar los puntos de acumulación de suciedad, como pueden ser los encuentros de chapas principales con rigidizadores y celosías, donde se puede acumular la suciedad y humedad, como puntos débiles de cara a la corrosión, pues aparte de la diferencia de potencial propia de los diferentes materiales que se utilizan y del propio material de la soldadura, se producen unas condiciones ambientales adversas.

De modo introductorio, se presentan en el siguiente croquis algunas de las patologías más habituales cuya existencia debemos comprobar en la inspección de la estructura.

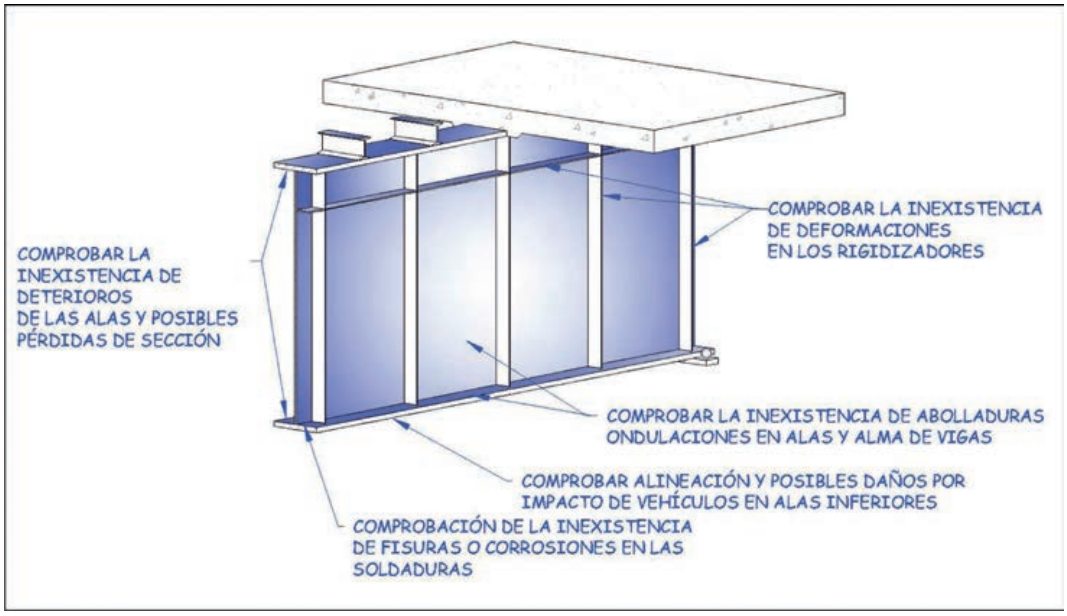


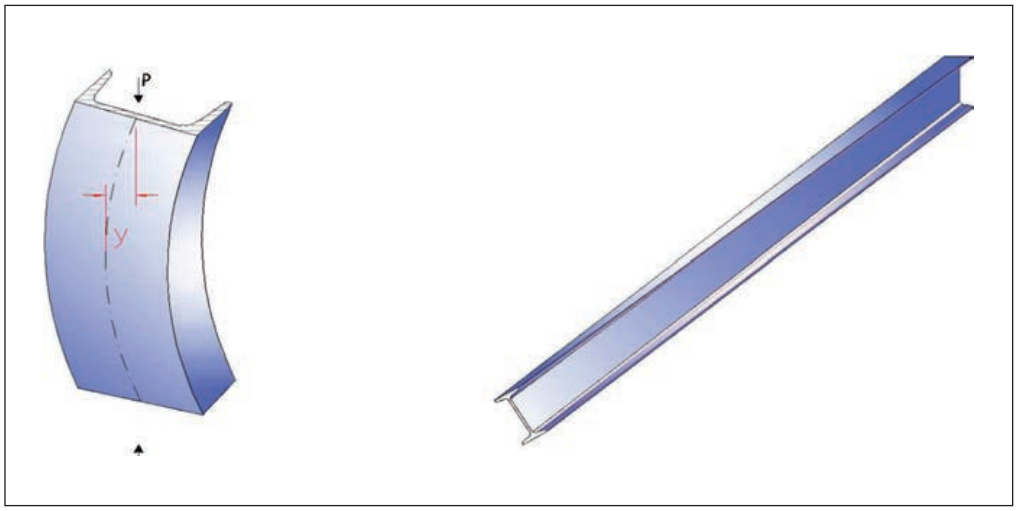
FIGURA 161. **ALGUNOS DE LOS ASPECTOS FUNDAMENTALES A OBSERVAR EN LA INSPECCIÓN DE UN PUENTE METÁLICO.**

Se comentarán a continuación algunos de los defectos estructurales que pueden aparecer en los puentes metálicos.

i. **El pandeo local** es un fenómeno que se puede presentar en elementos sometidos a compresión axial o flexocompresión, en los que alguno de sus componentes (ala o alma) tiene una relación entre ancho y espesor muy grande. Se manifiesta como abolladura u ondulación de éstos en un sector localizado. Este problema afecta a la estructura al producir una redistribución de esfuerzos, aumentando la solicitación en el elemento no pandeado y disminuyendo la capacidad de carga de la viga. En el caso de puentes isostáticos, este hecho puede suponer la ruina total de la estructura.

ii. **El pandeo general** se presenta en elementos esbeltos sometidos a compresión axial o flexocompresión, en los cuales se ha superado la carga crítica de pandeo, lo que conlleva que no se incremente el acortamiento, sino que se producen en dicho elemento deformaciones laterales o deformaciones torsionales que, a su vez, suponen un aumento de los esfuerzos de flexión debido al incremento de excentricidad, acabando por producir la inestabilidad de la pieza. Esta patología se manifiesta por medio de la curvatura transversal al eje del miembro que se prolonga en toda su longitud. En el caso de que el elemento en cuestión tenga poca o nula rigidez a torsión, podrían aparecer las deformaciones torsionales, produciendo una merma del nivel resistente del elemento, al superponerse ambos efectos.

   En el caso de vigas de alma llena se debe determinar el espesor del alma. Hay casos en que se está ante almas excesivamente esbeltas, y los rigidizadores no están bien colocados o se carece de ellos. Hay que reseñar el estado de los rigidizadores, comprobando que no existan deformaciones, puesto que en una inspección principal es difícil confirmar la existencia de todos los necesarios.



FIGURAS 162 Y 163. **PANDEO GENERAL EN ELEMENTOS ESBELTOS. DEFORMACIONES LATERALES (IZQUIERDA) Y DEFORMACIONES TORSIONALES (DERECHA) EN FUNCIÓN DE LOS ENLACES.**

iii. Se debe verificar la presencia de **fisuras de flexión** en las zonas de concentración de tensiones, tales como en las platabandas inferiores en las secciones de centro de luz y en las platabandas superiores en las secciones de pila en el caso de las vigas continuas. Si se detecta esta patología es importante especificar la ubicación, extensión y espesor de las fisuras inmediatamente pues un desarrollo súbito de las mismas puede producir el colapso total de la estructura.

iv. Hay que observar **las deformaciones anormales de los elementos,** fijándose especialmente en las zonas cercanas a los apoyos. Si son permanentes se anotará si se produjeron fallos en la alineación y geometría del elemento, torsiones, alabeos, etc.

v. También son frecuentes en puentes metálicos **las deformaciones localizadas** por impactos y choques de las sobrecargas móviles. Éstas pueden llegar a afectar el comportamiento de la estructura, si la pérdida de sección es considerable. Debe registrarse la magnitud del daño, ubicación y si es posible la implicación estructural que conlleva.

FIGURA 164. **ROTURA DEL CORDÓN INFERIOR DE VIGA METÁLICA DEBIDO AL IMPACTO DE UN VEHÍCULO.**

Es muy frecuente, sobre todo en puentes antiguos, encontrarse con una serie de detalles constructivos incorrectos. Así, por ejemplo, en el caso de puentes de sección transversal en U con tablero inferior y vigas trianguladas sin arriostramiento superior (a veces por no permitirlo el gálibo), cuando el cordón superior carece de suficiente rigidez transversal. Aunque el problema no es tan vital como en el caso de puentes de ferrocarril, sí pueden provocarse ciclos de trabajo tensional incorrecto para las sobrecargas de uso más pesadas. También en el caso de vigas trianguladas con cordón comprimido de sección en T, el cordón vertical puede carecer de cualquier tipo de arriostramiento horizontal, que lo haría propenso, por tanto, a fenómenos de inestabilidad transversal por pandeo.

vi. Se debe **verificar en todas las conexiones** si falta algún pasador o roblón, remache o arandela, e igualmente revisar el estado de los existentes, evaluando si se presentan problemas de corrosión, fisuración o falta de tensión. La consecuencia de la presencia de roblones flojos es una sobre solicitación en los demás elementos de la unión, que aunque no tiene incidencia en la respuesta resistente del puente, sí afecta a varios roblones de una misma unión. La evolución del daño anterior suele provocar la ausencia de roblones, cuyas consecuencias son peores, ya que el agua puede penetrar por los agujeros y producir acumulaciones de óxido que acaban deformando las chapas y reventando los roblones contiguos. Además, dependiendo del número y posición de los roblones ausentes, la capacidad portante del puente puede verse afectada.

Es muy corriente el descubrir excentricidades indeseables: frecuentemente se hallan nudos en celosías en los que no coinciden los ejes de las barras concurrentes, lo que ocasiona un trabajo anormal del propio nudo y de su cartela. Más frecuente aún es encontrar barras con ejes excéntricos respecto al centro de gravedad del elemento o viga principal, especialmente si a la estructura se le hicieron refuerzos y adaptaciones posteriores a su construcción recreciendo las barras mediante nuevos perfiles.

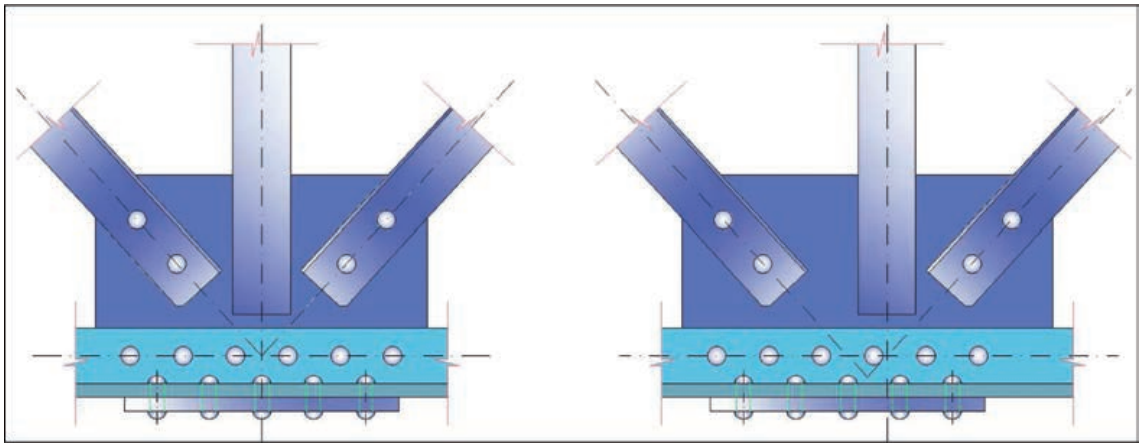


FIGURA 165. **CONEXIÓN SIN EXCENTRICIDAD (IZQUIERDA) Y CON EXCENTRICIDAD (DERECHA).**

Se deben inspeccionar las pletinas de las conexiones de elementos sometidos a tensión, verificando que éstas no presenten fisuras o roturas transversales en las zonas donde se encuentran los pasadores o roblones. Estas fisuras son ocasionadas por esfuerzos que sobrepasan el límite de fluencia del material, en el área de la sección perforada por los pasadores o roblones. Deben vigilarse también posibles deformaciones de los orificios de los pernos, especialmente si éstos se encuentran cerca del borde de la pletina.

En cuanto a las soldaduras debe vigilarse su posible deterioro, el cual se manifiesta por la aparición de fisuras, entallas, zonas oxidadas, por medio de una fisura a lo largo del cordón de soldadura, que se puede encontrar sobre el eje de la misma o en el contacto con el elemento soldado, y que irá progresando hasta encontrar un borde de chapa, lo que puede llegar a romper el elemento y afectar a la unión. Este daño generalmente se pre-

senta por fatiga ante la combinación de esfuerzos de cortante y axiles debidos a las vibraciones producidas por el tráfico. También se puede fisurar el cordón de soldadura cuando éste se ha aplicado sobre un acero no soldable. Especialmente deben vigilarse las siguientes soldaduras:

- Aquellas conexiones cuyo acceso pueda haber sido difícil para el soldador.
- Las soldaduras que se han realizado para rellenar agujeros, rebajes, uniones provisionales de elementos de montaje o imperfecciones, etc., a menudo no quedan bien ejecutadas y rematadas, por lo que producen concentración de tensiones y son por tanto susceptibles a la rotura por fatiga.
- Las conexiones que transmiten elevadas tensiones.

Debe prestarse especial atención a **las anomalías superficiales,** como son los ángulos entrantes, entalladuras o inclusiones, ya que son zonas especialmente propensas a la rotura por fatiga. Inicialmente se producen unas fisuras que se propagan hacia el interior de la pieza, hasta que la sección sana es incapaz de resistir los esfuerzos aplicados y rompe bruscamente, sin que se produzcan deformaciones plásticas apreciables en la pieza.

FIGURA 166. **ENTALLA EN EL ALA INFERIOR DE UNA VIGA METÁLICA.**

Existen además otros fenómenos que deben ser tenidos en cuenta como son, por ejemplo, las **vibraciones excesivas** al paso de tráfico pesado. Se debe vigilar si las citadas vibraciones aumentan sensiblemente de una inspección a otra, aunque para ello debería ser el mismo inspector el que realizara la segunda inspección, hecho altamente infrecuente. Por sí mismas, estas vibraciones no suelen revestir peligro, salvo que se deban a fenómenos inducidos de resonancia, especialmente en partes de la estructura propensas a la inestabilidad.

Debe comprobarse también si existe carrera de dilatación suficiente en los extremos del tablero.

De forma específica para los puentes mixtos, cabe tener en cuenta durante la inspección las siguientes consideraciones:

En los tableros bijácena o multijácena:

- Los tableros bijácena o multijácena debido a su poca rigidez a torsión, resisten ésta mediante un par de cargas verticales, que produce la sobrecarga de la viga sobre la que actúan las cargas y la descarga de la viga aledaña. Este reparto se realiza a través de la propia rigidización transversal de las vigas, así como a través de la losa, lo que supone un aumento de esfuerzos en la losa de hormigón en sentido transversal, debiendo, por tanto, comprobar el estado de conservación y fisuración de dicha losa.

- Los tableros bijácena o multijácena tienen poca capacidad de reparto transversal de las cargas, lo que implica un aumento de los esfuerzos en la losa de hormigón. Se debe comprobar por lo tanto en dicha losa la existencia de fisuras debidas a estos esfuerzos.
- Las secciones de acero presentan una gran abundancia de ángulos y esquinas, lo que las hace susceptibles de sufrir los deterioros típicos del acero, como la concentración de tensiones, la acumulación de agua y suciedad que favorece la corrosión, etc.
- En el caso de simple acción mixta, este diseño es sensible al pandeo lateral o al pandeo por compresión en las alas inferiores de las secciones de flexión negativa, por lo que se deberá comprobar en la inspección la posible presencia de alabeos o abolladuras en dichos elementos, especialmente en la zona de pilas.
- Esta tipología es muy susceptible a gradientes térmicos verticales o transversales, lo que puede provocar la aparición de tensiones excesivas en los distintos elementos, si no se han evaluado bien en Proyecto.

En los tableros tipo cajón:

- El aspecto fundamental que debe tenerse en cuenta son las mayores complicaciones para la ejecución en taller y el aumento del número de soldaduras en obra al presentar, habitualmente, un ancho superior al permitido por el transporte por carretera, debiendo soldar en obra tanto las uniones a testa como la unión de las semimitades longitudinales, pudiendo resultar un punto débil si no se han ejecutado adecuadamente, si bien estas soldaduras suelen controlarse en obra al 100%.

FIGURA 167. **DETALLE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN CAJÓN**.

- Este tipo de puentes presenta un mecanismo frente a la torsión muy eficiente, por lo que las torsiones son resistidas por el propio cajón. La utilización de chapas metálicas muy esbeltas en fondos de cajón en la zona de estribos puede dar lugar a la abolladura del mismo ante la falta de rigidez en su plano, así como debido a las posibles acciones indirectas durante la construcción o reparación del puente (acopio de material, apuntalamiento y apeo del encofrado de la losa, acciones accidentales, acumulación de agua por lluvia, etc.).
- Los puentes continuos de grandes luces, bien sean metálicos o mixtos, independientemente de su tipología, presentan movimientos por los efectos térmicos y la retracción diferencial de la losa significativos, lo que puede provocar excentricidades significativas durante la vida útil del puente, pudiendo producir sobresolicitaciones en los mamparos de pilas y estribos significativas. Se deberá por tanto verificar el estado de dichos mamparos, com-

probando la ausencia de daños estructurales en los mismos, paneles abollados, fisuras o alabeos en rigidizadores, etc.

- Los puentes cajón suelen tener como diafragmas intermedios para controlar las distorsiones del cajón, una serie de celosías dispuestas en perpendicular a la directriz, formadas habitualmente por dos perfiles tipo UPN formando un cajón cerrado salvo en sus extremos. En este caso particular, se unen diferentes aspectos que hacen crítica la unión, tanto desde el punto de vista resistente como desde el de la durabilidad. En cuanto a su función resistente, son elementos sometidos normalmente a una carrera de tensiones significativa debiéndose adoptar detalles adecuados en Proyecto y Construcción, verificando en servicio el buen funcionamiento de éstos, comprobando la ausencia de fisuras, entallas, grietas,... Así mismo, desde el punto de vista de la durabilidad, estos elementos suelen estar abiertos en sus extremos, entrando la humedad en su interior, pudiendo llegar a producir su condensación, ciclos de humedad-sequedad, y la corrosión interior de los elementos. Así mismo, la unión a las cartelas, suele ser un punto débil desde el punto de vista de la corrosión, pues se enfrentan, como mínimo, dos aceros diferentes, además del acero de aportación de la soldadura, siendo éste un punto habitual de aparición de picaduras y pérdidas de pintura por corrosión.
- Esta tipología de puentes presenta una particularidad frente a la corrosión en su interior, debido a la posible condensación de agua, **ya que dentro del cajón se produce una humedad relativa ambiental en el entorno del 100%, depositándose el agua en forma sólida en los diferentes elementos estructurales del puente, con el consiguiente proceso de corrosión al que se ve sometido.** A este respecto, cabe resaltar la importancia que tiene la protección contra la corrosión del interior del cajón, especialmente en los puentes no visitables. Un caso especial de esta patología lo presentan los puentes cajón ejecutados en acero autopatinable, cuyo interior también debe ser pintado y protegido pues la pátina autoprotectora presenta problemas de formación y fijación en este tipo de ambientes.

FIGURAS 168 Y 169. **CORROSIÓN AVANZADA EN EL INTERIOR DE UN CAJÓN METÁLICO.**

FIGURAS 170 Y 171. **DETALLE DE CORROSIÓN EN EL INTERIOR DE UN CAJÓN METÁLICO.**

5.3.3.6. Deterioros en puentes arco de fábrica

Los puentes de fábrica son estructuras que, en la mayoría de los casos, han sido construidos hace bastantes años, por lo que han dado sobradas muestras de durabilidad y resistencia a lo largo de su vida.

Sin embargo, alguno de estos puentes ha sufrido daños debido a su uso incorrecto (cargas elevadas, reparaciones dañinas, etc.) o a procesos patológicos que conllevan la necesidad de un estudio específico de su situación actual. Dicho estudio también resulta necesario cuando se pretende adaptar la obra a nuevos requisitos de utilización, a través de la ejecución de ampliaciones, refuerzos o ensanches.

Según el material pueden distinguirse, por su frecuencia, los tipos siguientes:

vii. Elementos de piedra (sillería, mampostería en sus distintas modalidades: concertada, careada, etc.).

viii. Elementos cerámicos (ladrillos, bloques).

ix. Bloques prefabricados de hormigón.

Las piedras más utilizadas en construcción, tanto en la actualidad como en épocas pasadas, se sitúan entre las rocas más abundantes en la corteza terrestre, ya que son las que el hombre ha tenido más a mano a lo largo de la historia. En este sentido, las rocas sedimentarias son las que más ampliamente se han utilizado en construcción. Sus yacimientos, formados generalmente por estratos, resultan de fácil explotación. En los últimos decenios, otros tipos de rocas menos abundantes y con procesos de extracción más costosos, han adquirido gran valor y están siendo ampliamente explotadas, como es el caso de granitos, mármoles y pizarras.

En el ámbito de la construcción, las rocas que se utilizan deben ser materiales coherentes, obtenidos a partir de bloques de roca libres de discontinuidades de macizo. Este hecho es uno de los factores determinantes para establecer la aptitud de un determinado yacimiento rocoso para su explotación. Aun así, las piedras empleadas siempre suelen tener un cierto grado de heterogeneidad, sobre todo en el caso de las rocas sedimentarias.

Los materiales cerámicos o productos de arcilla cocida presentan tal variedad que es difícil realizar una clasificación, ya que, como es lógico, se pueden adoptar distintos criterios que conducen a distintas clasificaciones.

El ladrillo se puede definir como una pieza paralepipédica, generalmente en forma de ortoedro, y que se clasifica atendiendo a diversos factores como el tamaño y tipo de perforación, forma, método de fabricación, etc.

La fabricación del ladrillo sigue reuniendo, en esencia, los mismos principios básicos utilizados hace ya miles de años: la combinación de tierra, agua y fuego. Las etapas que tienen lugar en su fabricación son: selección y preparación de las arcillas, moldeo de la pasta, secado del material crudo, y por último, la cocción de las piezas. Cada una de estas etapas determina la calidad final del producto, atribuyéndose muchos de los defectos que aparecen en obra a algún fallo en una o varias de las etapas de fabricación.

En cuanto a la tipología estructural de los puentes de fábrica, normalmente se tratará de una superestructura tipo arco. Hay que reseñar si se trata de una bóveda o de arcos múltiples, y se medirán los suficientes puntos y tangencias de la directriz para determinar su trazado. Se darán las dimensiones básicas: luz, anchura, canto, etc.

Al igual que hemos visto para los puentes de hormigón y metálicos, los procesos de deterioro se pueden clasificar en dos tipos:

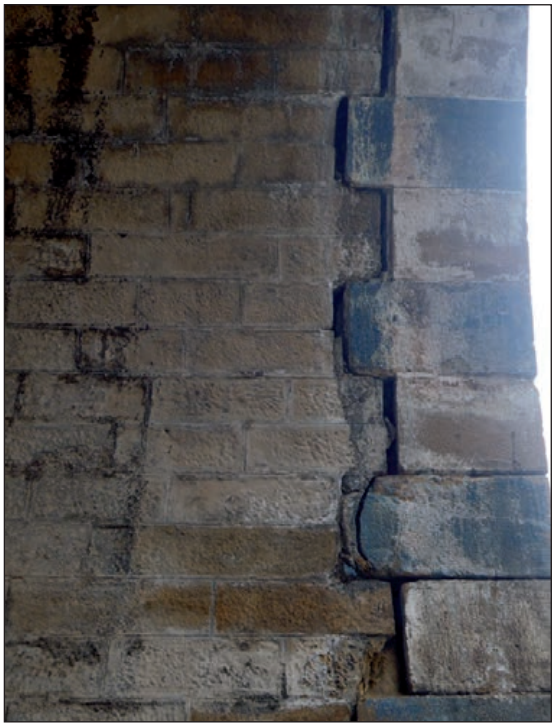
x. Los inherentes al propio material, en lo que será de aplicación todo lo ya comentado en el epígrafe 5.3.2.

xi. Los derivados del comportamiento estructural de las bóvedas de fábrica, que son los que veremos a continuación, centrándonos en los que afectan a la superestructura (los que afectan a la subestructuras ya han sido tratados anteriormente).

- En primer lugar, deben mencionarse los *problemas derivados de la diferente rigidez entre elementos de la bóveda*.

  Las grietas longitudinales en las uniones entre los bordes de la bóveda y las boquillas es otra patología usual de las bóvedas. Las boquillas del arco suelen realizarse con los materiales más selectos y mejor tallados, con dovelas de mayor espesor y con juntas mucho más cuidadas. Además las boquillas van unidas a los tímpanos configurando unas estructuras laterales de mucha mayor rigidez longitudinal que la bóveda.

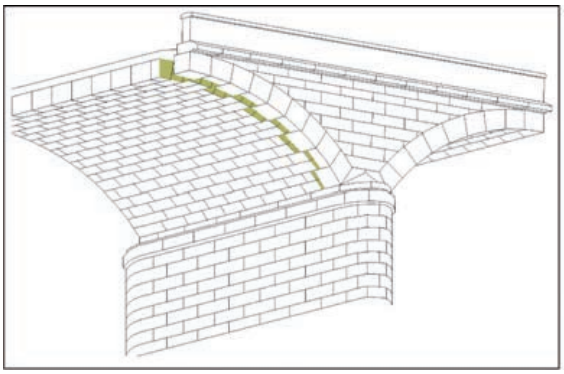
  Todo ello favorece la aparición de grietas longitudinales de despegue lateral de boquillas y una cierta cizalladura por deformaciones verticales diferentes entre bóveda y boquillas.

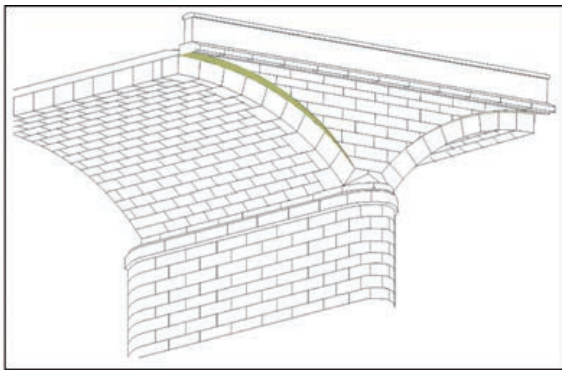


FIGURAS 172 Y 173. **GRIETA DE SEPARACIÓN ENTRE BÓVEDA Y BOQUILLA.**

Los tímpanos, que son otros elementos de gran rigidez en comparación con la bóveda, están sometidos al empuje lateral de los rellenos granulares colocados sobre la bóveda, lo que provoca en el conjunto boquilla-tímpano esfuerzos horizontales hacia el exterior.

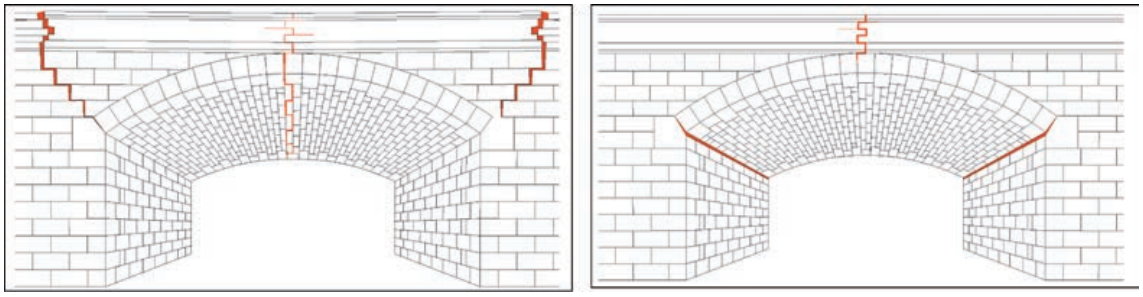
El resultado es que tanto las boquillas como los tímpanos pueden llegar a funcionar independientemente de la propia bóveda frente a las cargas exteriores.





FIGURAS 174 Y 175. **GRIETAS POR DIFERENTE RIGIDEZ ENTRE BÓVEDA-BOQUILLA (IZQUIERDA) Y ENTRE BÓVEDA-TÍMPANO (DERECHA).**

- Otros problemas que se deben tener en cuenta son los derivados del proceso y detalles constructivos, ya que el descimbrado de los puentes de fábrica puede producir la aparición de determinadas fisuras y grietas transversales que convierten la bóveda en triarticulada. Estas fisuras, al margen de consideraciones de durabilidad, normalmente no constituyen un síntoma patológico de mal comportamiento resistente, sino que son el resultado de una respuesta estructural perfectamente normal, esperable y admisible.



FIGURAS 176 Y 177. **TRIARTICULACIÓN EN CLAVE Y ARRANQUES EN BÓVEDAS DE FÁBRICA. DICHAS ARTICULACIONES PUEDEN FORMARSE EN EL INTRADÓS O EN EL EXTRADÓS DE LA BÓVEDA.**

En los puentes de fábrica, dado que la resistencia de compresión de la piedra es muy superior a las tensiones que han de soportar las dovelas de la bóveda, puede aceptarse que generalmente han de producirse al menos cuatro rótulas alternativas para que se produzca la situación extrema de colapso bajo la aplicación de una sobrecarga en una ubicación pésima.

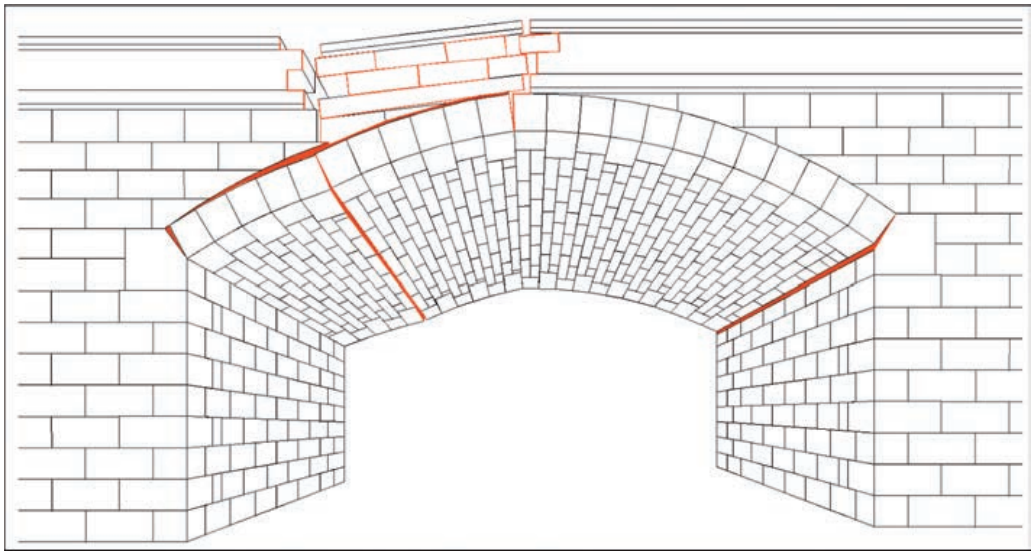


FIGURA 178. **POSIBLE ESQUEMA DE COLAPSO POR FORMACIÓN DE UNA CUARTA RÓTULA.**

Por otra parte, la experiencia demuestra que los procesos constructivos de estos puentes afectan, además de a la durabilidad, en función de la calidad del rejuntado, a la definición de los puntos en los que se pasaba de relleno rígido a granular, lo que equivale a definir la posición de las rótulas correspondientes a los mecanismos de colapso y a las zonas de filtración. El problema es que no siempre es posible definir la posición de tales interfaces, aunque la presencia de manchas y la altura de las pátinas suele ser reveladora de este aspecto.

- También suele haber problemas derivados del empuje sobre los tímpanos, ya que en dichos elementos se suelen reflejar los defectos de comportamiento estructural de la bóveda. Por ellos se prolongan las fisuras que se originan en el trasdós. Aparecen con cierta frecuencia grietas verticales en la zona de riñones, originadas por dilataciones y contracciones debidas a cambios de temperatura del arco. También se suelen producir en las uniones del tímpano con los estribos, en el caso de vanos laterales.

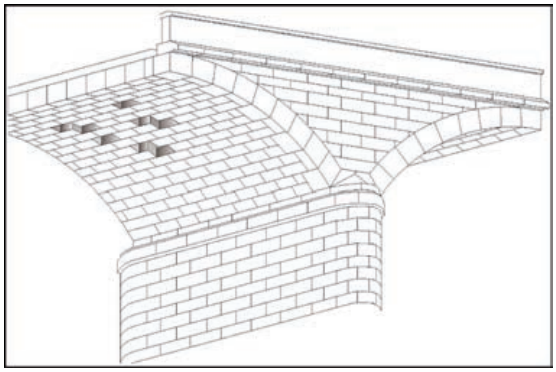
Con mucha frecuencia, sobre todo en puentes estrechos sometidos a fuertes sobrecargas, aparecen grietas en la unión entre tímpanos y boquillas, que son claramente inducidas por los empujes horizontales transversales de los rellenos sobre los tímpanos. Si la magnitud de los empujes es superior a lo que el monolitismo de la obra o la capacidad estructural del elemento admite, se producirá un deslizamiento horizontal o giro del tímpano o ambos movimientos. Esta patología puede agravarse si se producen choques contra el pretil, pues normalmente éste acompaña al tímpano en su despegue.

La presencia de agua saturando los rellenos, al hacer aumentar los empujes laterales por aparición de presiones hidrostáticas, puede favorecer el despegue mencionado. La influencia negativa de un drenaje deficiente es clara en los tímpanos.

FIGURAS 179 Y 180. **DESPRENDIMIENTO DEL TÍMPANO DE UNA OBRA DE FÁBRICA POR EMPUJE EXCESIVO DEL RELLENO DE TIERRAS.**

- Otra patología frecuente en los puentes de piedra es el deslizamiento y caída de dovelas. La progresión de dichos desplazamientos puede llevar a la pérdida de sillares, con el consiguiente peligro para la estabilidad de la estructura.

  El origen de este defecto suele ser la degradación o pérdida del mortero de unión de las dovelas, y verse aumentado su efecto por las alternancias de signo de las solicitaciones y las vibraciones debidas al tráfico. La vegetación puede también influir negativamente, introduciéndose por los huecos y actuando a manera de cuña.



FIGURAS 181 Y 182. **DESLIZAMIENTO DE DOVELAS EN BÓVEDA DE FÁBRICA.**

Además la acción dinámica produce una compactación del relleno que aumenta los esfuerzos horizontales, por una parte, y los reduce, por otra.

- Cuando no existe el relleno suficiente para que se produzca un reparto adecuado de las cargas, éstas pueden llegar a provocar hundimientos locales de las piezas de la fábrica en la zona de clave.

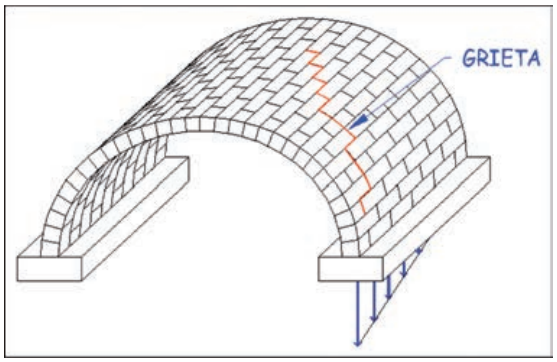
FIGURA 183. **ROTURA POR CARGA PUNTUAL EXCESIVA CON FALTA DE RELLENO EN CLAVE.**

- Se debe comprobar la existencia de fisuración transversal en la bóveda. Las fisuras transversales de los arcos y bóvedas se encuentran, bien claramente reflejadas en el intradós, bien ocultas en el trasdós, mostrando su presencia en las boquillas. Hay que observar su manifestación y correspondencia en los dos flancos del puente. Estas fisuraciones suelen ser aproximadamente normales a la directriz del arco o bóveda, pudiendo llegar a extenderse hacia el tímpano.

  Es fundamental detectar las posibles concomitancias entre fisuras, que puedan indicar un mecanismo de colapso. Así, si una bóveda muestra simultáneamente fisuras de intradós junto a la clave y agrietamientos de trasdós sobre arranques o riñones, estará anunciando que su estabilidad está comprometida.

  La fisuración transversal puede tener varias motivaciones o combinaciones de ellas: efectos térmicos, fenómenos diferidos como fluencia y retracción, excesiva deformabilidad de la bóveda, posibles movimientos de asiento de la infraestructura, etc.

- Los asientos diferenciales de la cimentación producen en la bóveda una grieta oblicua que puede seguir el camino de las juntas o incluso llegar a romper la fábrica.



FIGURAS 184 Y 185 **GRIETA EN BÓVEDA DE FÁBRICA DEBIDO A ASIENTOS DIFERENCIALES DE LA CIMENTACIÓN.**

- En el caso de puentes de fábrica esviados, ha de tenerse en cuenta que el esviaje debe de estar directamente relacionado con el aparejo empleado en la bóveda, ya que como ésta tiende a trabajar según su luz recta, los esfuerzos de compresión principales tendrán la dirección aproximada del esviaje. Dada la relación directa existente entre las propiedades mecánicas de la fábrica y la dirección del esfuerzo principal respecto a la normal a los tendeles, el aparejo empleado debe tener las juntas ortogonales en la dirección indicada. En caso de que el aparejo de la bóveda no sea el idóneo, aparecería una fisuración oblicua en dicha bóveda, pudiendo llegar a producirse problemas de agotamiento en la fábrica, si ésta se encuentra muy solicitada.

  Debido al esviaje, se produce además una torsión de eje vertical en la pila que puede producir una fisuración escalonada en la misma.

- Otras patologías frecuentes en las bóvedas son las humedades y eflorescencias. En bóvedas y arcos de fábrica los defectos de los materiales y los fallos de la estructura abren vías de filtración. Las filtraciones provocan problemas característicos, como alteraciones y manchas en paramentos y juntas, despegaduras y desplomes. Suelen arrastrar finos que se van depositando y que ocasionan presiones por hinchamiento.

  Las eflorescencias constituyen depósitos de sales que pueden deteriorar los paramentos de piedra y ladrillo por ataque químico. Las humedades propician la formación de musgos que también contribuyen al deterioro. Además, las humedades en tiempo frío ocasionan desconchones al congelarse el agua embebida por capilaridad. Son especialmente propensas a este fenómeno las piedras porosas como areniscas y conglomerados, y también los ladrillos.

FIGURA 186. **HUMEDADES Y EFLORESCENCIAS EN BÓVEDA DE FÁBRICA DE LADRILLO.**

- La imposta tiene como función la protección del tímpano, al tiempo que como viga realiza un atado monolítico de sus elementos individuales. Los agrietamientos del tímpano suelen manifestarse en las impostas, donde pueden medirse con comodidad las aberturas de las fisuras. En caso de pretiles de fábrica u hormigón, la grieta se manifiesta asimismo en el pretil, que actúa como auténtico testigo de la misma. Se pueden medir aberturas de fisura, movimientos relativos de labios, etc.

- **Los sistemas de evacuación de aguas deben estar, sobre todo en el caso de las superestructuras de fábrica, en perfecto funcionamiento.**

  Debe inspeccionarse si los drenes y mechinales se encuentran obstruidos y muestran señales de buen funcionamiento (manchas secas de humedad, estalactitas de sales, etc.).

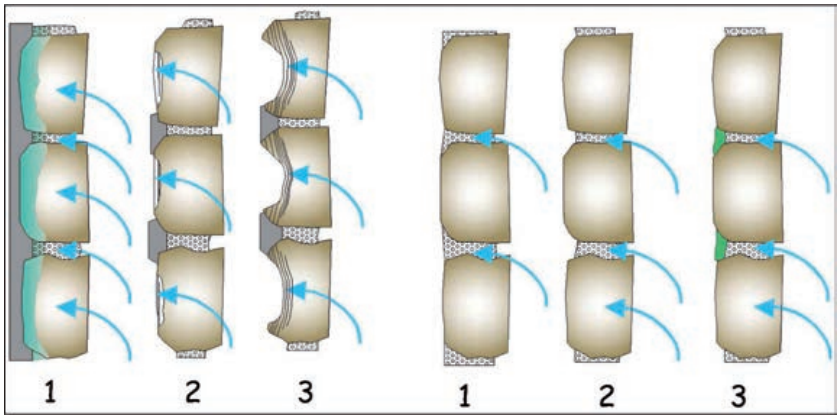
- Hay que observar el estado de las uniones y juntas de construcción que se encuentren. Igualmente sucederá con las juntas entre sillares y elementos individuales. Las circulaciones de agua o la acción de los agentes atmosféricos, en superficie o a través de los paramentos de la fábrica, provocan la desaparición de juntas por disolución química de los ligantes. Esta alteración puede venir acompañada de la caída de sillares ya indicada.

FIGURA 187. **LAVADO DE LLAGAS EN BÓVEDA DE SILLERÍA.**

La proliferación de vegetación trepadora es causa de la degradación del mortero de las juntas.

Hay veces en que las juntas dañadas ocasionan líneas de debilidad, que concentran tensiones abriendo sillares y mampuestos.

- Los rellenos de los puentes de fábrica no suelen ser fácilmente accesibles. Si por alguna circunstancia se pudieran constatar durante la inspección principal datos referentes al relleno, se deberán anotar por ser interesantes en la formación del juicio sobre el estado de la superestructura.
- También se deben tener en cuenta los posibles problemas derivados de anteriores intervenciones, ya que debido principalmente al desconocimiento del funcionamiento estructural de los puentes de fábrica, **las reparaciones efectuadas han sido muchas veces inadecuadas, poco eficaces e incluso contraproducentes para la estructura.**



FIGURAS 188 Y 189. **EN LA FIGURA DE LA IZQUIERDA SE PUEDEN VER LOS EFECTOS DE UNA REPARACIÓN INADECUADA CON MORTERO DE CEMENTO. A LA DERECHA, LA FORMA CORRECTA DE REALIZAR LA REPARACIÓN.**

Como ejemplos de estas actuaciones poco eficaces e incluso dañinas cabe resaltar:

- El empleo de materiales incompatibles con los existentes en la estructura.
- Ejecución de losas del lado del trasdós nula o insuficientemente conectadas, tanto a la bóveda como a las pilas.
- Disposición de cerchas metálicas por la parte inferior de la bóveda, que tienen un diferente comportamiento térmico al de la fábrica.
- Ampliaciones de encepados que han provocado aumentos de la velocidad local de la corriente con las consiguientes socavaciones de los cimientos.

Hay ciertas observaciones que, entre otras de posible interés, conviene recalcar. No hay que olvidar que un tramo de puente de este tipo suele tener dos planos de simetría vertical, que contienen respectivamente los ejes longitudinal y medio del vano. Se observarán por tanto las simetrías, antimetrías o disimetrías de las redes de fisuras. Los fenómenos de características uniformes, como incrementos térmicos o retracción, respetarán las simetrías con respecto a ambos planos.

En cambio, una fisuración no simétrica denotará la influencia preponderante de causas atribuibles a los extremos (descenso del apoyo, giro del extremo, etc.).

Las fisuraciones oblicuas o que se manifiestan únicamente en uno de los flancos significan solicitaciones de torsión, giro transversal o descenso lateral de apoyo.

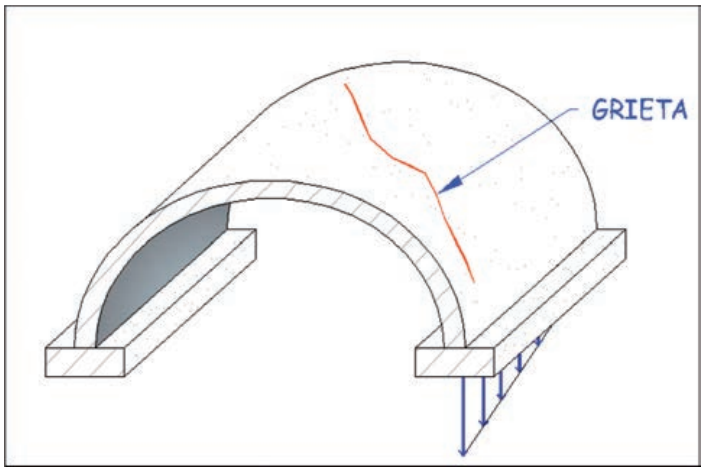
Es conveniente incluir croquis de la fisuración cuando tenga suficiente relevancia, acompañado de la correspondiente documentación fotográfica. Deberán medirse las anchuras de fisura en puntos suficientes para determinar su ley de variación. Hay que tener en cuenta que un mapa de fisuras define claramente la red de isostáticas, localización de puntos duros y centros instantáneos de rotación, dando una concordancia muy reveladora con la nivelación.

Hay que acompañar las observaciones correspondientes a faltas de alineación, desplomes, giros, defectos en la horizontalidad de las hiladas y líneas arquitectónicas verticales, etc.

5.3.3.7. Deterioros en bóvedas de hormigón

Dentro de esta tipología se incluirán las bóvedas de hormigón armado o en masa y las bóvedas prefabricadas de hormigón armado. Algunos de los deterioros más relevantes, específicos para esta tipología, son:

i. Las bóvedas de hormigón armado o en masa presentan una fisuración fácilmente reconocible cuando existen problemas de asientos, movimientos o giros de la cimentación. Se trata de fisuras inclinadas, que apuntan en su base a la parte de la cimentación que no ha sufrido el asiento.



FIGURAS 190 Y 191. **FISURAS INCLINADAS EN BÓVEDA DE HORMIGÓN POR ASIENTO DE LA CIMENTACIÓN.**

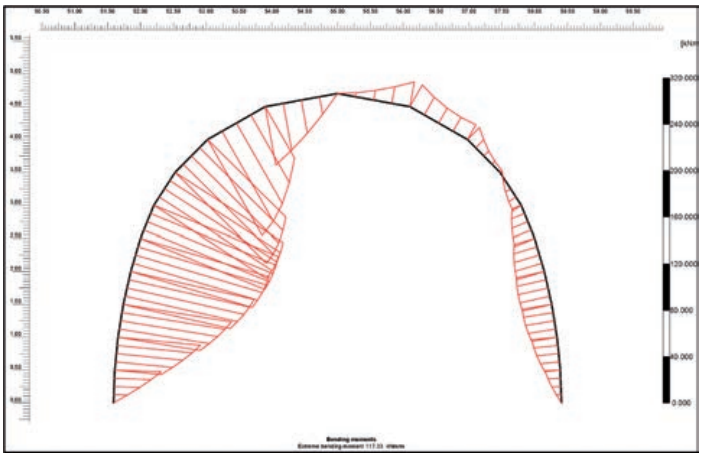
ii. Debe comprobarse la existencia de fisuras en clave y en riñones debido a la formación de rótulas. Una bóveda sin articulaciones funciona perfectamente como estructura isostática aún en el caso de que se hayan formado tres rótulas, al margen de los problemas de durabilidad que esto pueda representar. Eso sí, la formación de una cuarta rótula podría convertir a la estructura en un mecanismo.

FIGURAS 192 Y 193. **FISURAS POR FORMACIÓN DE RÓTULAS EN BÓVEDA DE HORMIGÓN.**

iii. En las bóvedas de hormigón prefabricado, debe comprobarse la correcta alineación de los distintos módulos, ya que desplazamientos relativos entre ellos podrían indicar un excesivo empuje del relleno de tierras que contienen o un problema de ejecución.

FIGURA 194. **DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE LOS MÓDULOS DE UNA BÓVEDA PREFABRICADA.**

iv. En las bóvedas de hormigón prefabricado, en las embocaduras donde existan cargas asimétricas (bóvedas esviadas con respecto al eje de la carretera) se pueden producir flexiones en el intradós que se manifiestan en forma de fisuras horizontales si las piezas no están debidamente armadas. Estas fisuras aparecen sólo en uno de los lados de la bóveda (el más cargado).



FIGURAS 195 Y 196. **FISURAS HORIZONTALES Y LEY DE MOMENTOS EN LA BÓVEDA BAJO CARGAS ASIMÉTRICAS.**

5.3.3.8. Deterioros en tubos

Los tubos (metálicos) han sido una solución bastante empleada entre 1980-2000 como obras de drenaje de grandes dimensiones (desde 2,00 a 10,00 m de luz interior) por su rapidez y facilidad de montaje. De cara a la conservación presentan ciertos problemas que han frenado su uso:

- Dificultades en la sustitución de tornillos de las uniones o de tramos de chapa deteriorados, bien por deformaciones o por corrosión
- Deformaciones locales en las embocaduras, normalmente por un problema de ejecución o por una falta de compensación de los empujes de tierras, cuando se trata de una obra esviada

FIGURA 197 Y 198. **DEFORMACIÓN EN TUBOS METÁLICOS.**

FIGURA 199. **CORROSIÓN DE TORNILLOS EN UNIÓN DE CHAPAS DE UN TUBO METÁLICO.**

5.3.3.9. Deterioros en tableros de puentes atirantados y colgantes

Los puentes atirantados y colgantes se caracterizan porque la estructura resistente fundamental son los cables de acero, que soportan al tablero.

FIGURA 200. **PUENTE INTERNACIONAL SOBRE EL RÍO GUADIANA, EN AYAMONTE (HUELVA).**

FIGURA 201. **PUENTE SOBRE EL RÍO EBRO, EN AMPOSTA (TARRAGONA).**

FIGURA 202. **PUENTE DEL V CENTENARIO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR, EN SEVILLA.**

En este apartado se pretenden dar unas nociones básicas que se han de tener en cuenta en la inspección de estas tipologías. Se consideran únicamente los elementos principales de la superestructura de puentes colgantes y atirantados, tales como cables y péndolas.

En el croquis que aparece a continuación se muestran los elementos fundamentales de un tirante.

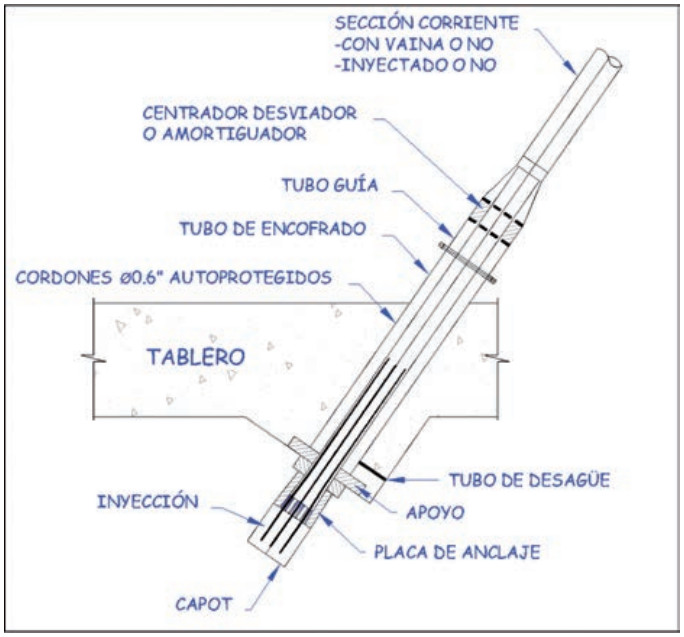


FIGURA 203. **ELEMENTOS FUNDAMENTALES DE UN TIRANTE.**

Los cables de las estructuras colgantes y atirantadas deben considerarse un elemento particular de la inspección al tratarse de elementos especialmente expuestos debido a diferentes factores tales como:

- Agresiones climáticas (sol, viento, lluvia).
- Son elementos activos de la estructura y sometido continuamente a cargas variables.
- El conocimiento del comportamiento de los cables se ha adquirido en los últimos decenios y es un campo de investigación activo.

- Al tratarse de un campo de aplicación reciente, el estado del arte de la tecnología de los tirantes está continua evolución.

La inspección principal debe realizarse con ayuda de prismáticos, para permitir la inspección de la parte de cable que se encuentra sobre el tablero. El acceso a las zonas de anclaje que se encuentran en el interior del pilono que atraviesa, así como a las zonas de anclaje inferior (por debajo del tablero), requieren generalmente medios especiales. Se pueden distinguir los siguientes criterios de inspección sobre las distintas funciones del cable:

- Resistencia del cable.
- Durabilidad del cable: protección contra la corrosión, daños por acciones cíclicas.
- Fatiga, envejecimiento de los materiales.
- Control de los fenómenos de vibración.

Gran parte de los elementos estructurales del tirante se encuentran protegidos (mediante capot, vaina o sistemas de protección) u ocultos (anclajes embebidos, sillas de desvío, cámaras de anclaje), por lo que la inspección principal de carácter visual se revelará insuficiente y deberá ser completada periódicamente por visitas especiales conducidas por un personal especializado.

Los tirantes son sistemas que pueden haber sido desarrollados con distintas tecnologías:

- Barras revestidas o pintadas.
- Grupos de barras en una vaina inyectada de lechada de cemento.
- Cables monolíticos cerrados o cordones de gran diámetro no revestidos.
- Cables monolíticos revestidos de una vaina de PEAD.
- Cables de cordones o hilos paralelos inyectados.
- Cables de cordones paralelos no inyectados sin vaina global.
- Cables de cordones paralelos no inyectados contenidos en una vaina global.

Se pueden distinguir las siguientes zonas principales:

- Partes de estructura colindantes al cable o que atraviesa el cable (como tubo de encofrado, placas de apoyo, conexiones y horquilla).
- Anclajes: extremidades y conexión del cable a la estructura (para esfuerzos axiales).
- Sillas de desvío: fijas o móviles.
- Sección corriente del cable.
- Tubos guía y zonas de filtro de esfuerzos radiales (desviadores, centradores, amortiguadores).
- Tubos antivandalismo y protección de la sección de cable frente a acciones al nivel de calzada.

Dentro de los deterioros más habituales que podemos encontrar destacan:

1. Deterioro de la protección contra la corrosión
    - Aspecto, color de la vaina exterior.
    - Degradación de las cintas de cubrición de haces de acero o vainas (wrapping) y de los plásticos (polietileno, polipropileno) que forman la vaina (micro fisura o cortes).
    - Degradación de los elementos de sellado entre la zona correspondiente a la sección tipo del cable y los tubos de encofrado, degradación del tapón de estanqueidad en cabeza de tubo antivandalismo (en haces de cordones paralelos sin vaina exterior) y otros elementos que previenen la entrada de agua en la parte inferior del cable.
    - Degradación de las pinturas contra la corrosión (placa de apoyo, capots de protección, tubos de encofrado, tubos guía, tubos antivandalismo). Degradación de los materiales inhibidores de corrosión que protegen a los capots (fugas de grasa, cera mineral, pre-

sencia de agua en las zonas de capot inyectados). Si es posible, se debe comprobar la existencia de la grasa suficiente en su interior (se puede averiguar esto por el sonido que se produce al golpear el capot).

Los capots situados bajo el tablero son elementos bastante susceptibles a la corrosión, ya que tienden a acumular agua procedente del tablero, siempre que el anclaje superior no sea lo suficientemente estanco. **El problema se agrava si el agua viene cargada de sales fundentes utilizadas en vialidad invernal.**

- Degradación de las zonas cercanas a la calzada: por proyección de aguas, nieblas salinas, abrasión por proyecciones desde la calzada.
- Desgastes locales de las pinturas y vainas, por roces o contactos.
- Acumulación de moho, acumulación de hongos, residuos sólidos en los despegues o puntos de retención de agua.

FIGURAS 204 Y 205. **FISURACIÓN DE LA VAINA DE POLIETILENO DEL RECUBRIMIENTO. SE PUEDE OBSERVAR EL MORTERO DEL INTERIOR Y MANCHAS DE ÓXIDO, QUE PODRÍAN SER INDICATIVAS DE CORROSIÓN EN LOS ALAMBRES.**

FIGURA 206. **VAINA DE CORDÓN DAÑADA POR IMPACTO, DAÑO AL TUBO ANTIVANDALISMO Y POSTERIOR ROCE.**

FIGURA 207. **DAÑO EN CORDONES POR CONTACTO CON TUBO DE ENCOFRADO.**

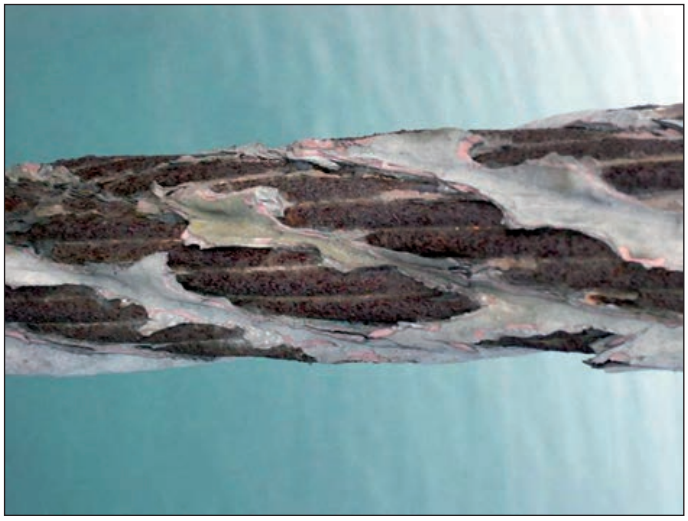


FIGURA 208. **CORROSIÓN GENERALIZADA EN CABLE DE HILOS TRENZADOS.**

FIGURA 209. **CORROSIÓN DE LA CARA INTERIOR DE TUBO DE ENCOFRADO NO GALVANIZADO.**

FIGURA 210. **PURGAS DE TUBO DE ENCOFRADO CON PRESENCIA DE CORROSIÓN.**

FIGURA 211. **CORROSIÓN EN LA BRIDA DE CONEXIÓN DEL TUBO GUÍA AL TABLERO.**

FIGURA 212. **EROSIÓN DE PINTURA EN TUBO ANTIVANDÁLICO POR PROYECCIÓN DESDE LA CALZADA.**

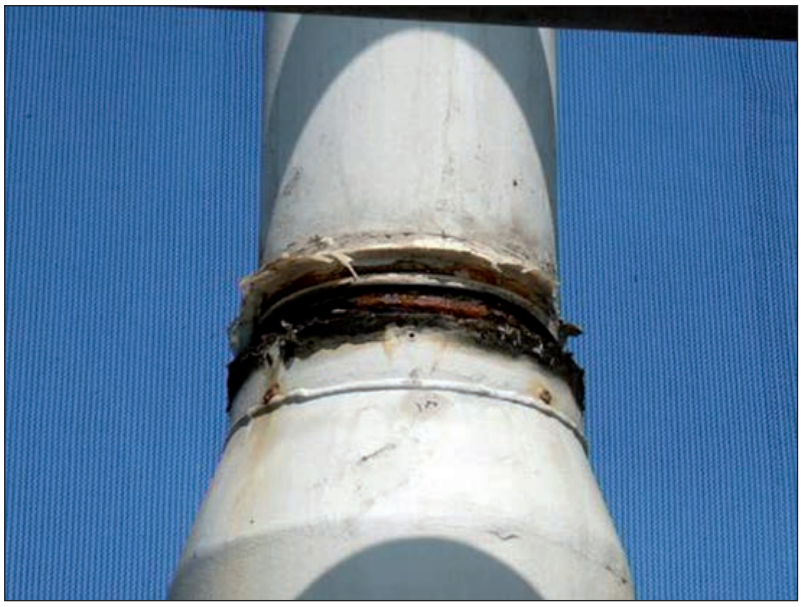


FIGURA 213. **CORROSIÓN EN EL ANILLO DE CONEXIÓN TUBO ANTIVANDÁLICO-VAINA.**

FIGURA 214. **DAÑOS EN FALDÓN DE CONEXIÓN ENTRE VAINA Y TUBO GUÍA.**

FIGURAS 215 Y 216. **CAPOTS DE ANCLAJE CON PROBLEMAS DE CORROSIÓN.**

FIGURA 217. **CORROSIÓN EN EL EXTERIOR DEL CAPOT.**

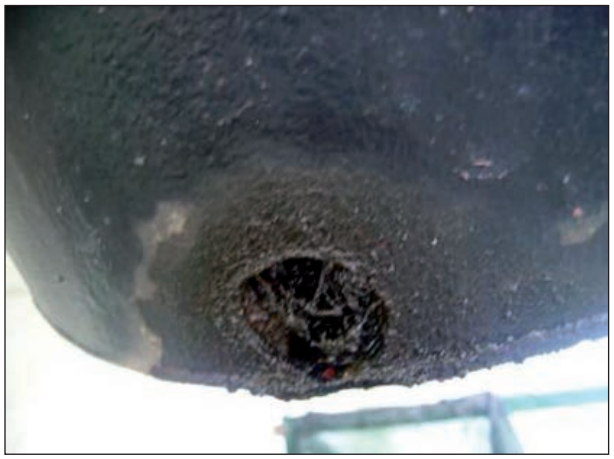


FIGURA 218. **PRESENCIA DE AGUA EN CAPOT DE PROTECCIÓN DE ANCLAJE.**

2. Deterioros que afectan a la función resistente

   - Control de fuerza: evaluación subjetiva de la igualdad de fuerza entre péndolas con una puesta en vibración manual (para péndolas verticales), o medición de fuerza mediante cuerda vibrante. Se puede monitorizar mediante implementación de células de carga (particularmente fáciles de instalar en puentes con tirantes de cordones paralelos inyectados de cera mineral).
   - Resistencia: corrosión y reducción de la sección. En este aspecto se deben distinguir entre las secciones de tirante compuestas de cordones paralelos protegidos, las secciones de cordones inyectadas de lechada de cemento y las secciones monolíticas de cable (como cables trenzados o cerrados donde la circulación de agua en los intersticios entre hilos al interior del cable es posible). Para estos últimos, como consecuencia del trazado rectilíneo de un tirante la corrosión es poco probable en la longitud corriente, pero se puede concentrar en las zonas cercanas a los anclajes inferiores. Se puede realizar una inspección magneto-inductiva de las secciones de acero monolíticas no revestidas con vainas de polietileno, o una medición de potencial (actividad de la corrosión y velocidad de consumo).

- Rigidez: aumento de la flecha. Se puede implementar un examen del perfil longitudinal (nivelación) monitorizado por video-vigilancia o una nivelación rutinaria.
- Alineación incorrecta de los cables (cambio de inclinación del cable en las zonas de anclaje), lo que podría ocasionar:
  - — Pérdida de fuerza: aumento de la flecha.
  - — Contactos y roces con los elementos de conexión, tubos, etc. que provocan holguras, o la propagación de fisuras por fatiga en la sección de cable.

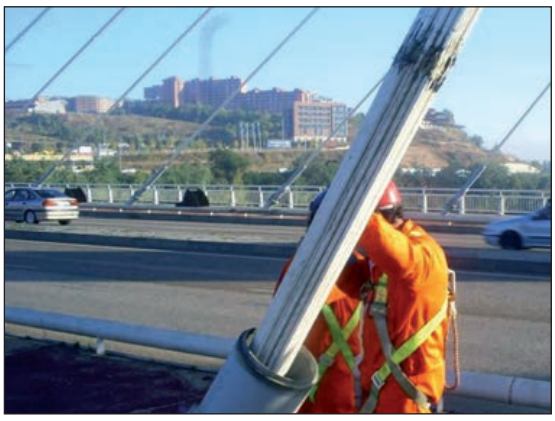
FIGURA 219. **ROTURA DE HILOS PERIFÉRICOS SIN REANCLADO.**

  - — Inspección visual de los anclajes, macizos de anclaje, sillas y detección de fisuras, degradación por corrosión. En este caso se deben retirar los capots de protección para realizar la inspección.

FIGURAS 220 Y 221. **HOLGURAS ENTRE LOS TIRANTES Y EL ANILLO CENTRADOR DE NEOPRENO.**

FIGURA 222. **PISTONES DE ELASTÓMEROS DISTORSIONADOS CON EXCESO DE COMPRESIÓN.**

FIGURA 223. **PISTONES DE ELASTÓMEROS REPTADOS FUERA DEL TUBO DE ENCOFRADO POR OSCILACIONES DEL TIRANTE.**



FIGURAS 224 Y 225. **EXCESO DE DESVÍO EN HAZ DE TIRANTE.**

3. Deterioros de los elementos auxiliares
   - Falta de remaches en tubos antivandalismo.
   - Deterioro de las uniones atornilladas (tornillos sueltos o falta de tornillos) en uniones de tubos guía y tubos de encofrado.

FIGURA 226. **AUSENCIA DE PERNOS DE ANCLAJE EN UN ANILLO CENTRADOR.**

   - Verificación de las soldaduras y uniones de tubos de encofrado a paramento de tablero o pilono.

FIGURA 227. **SOLDADURA ROTA ENTRE ANILLO CENTRADOR Y PLACA DE ANCLAJE.**

4. Degradación por fenómenos aerodinámicos (vibraciones)
   - Oscilaciones (que afectan el confort del usuario a su vez): se puede monitorizar mediante videovigilancia.

- Generan fenómenos de fatiga de la sección corriente del cable, en particular en las zonas de conexión y puntos singulares.
- Daños por golpes entre cable y elementos auxiliares como tubos, centradores, etc. que generan rotura y desprendimiento de elementos de conexiones.

5.3.4. Deterioros en los elementos de conexión

5.3.4.1. Aparatos de apoyo

Se indicará el tipo de aparato de apoyo de que se trate, indicando su situación, el material que lo integra y la existencia o no de cama y tacón de nivelación.

En cuanto a las tipologías de apoyos, aunque en este documento no se pretende realizar una descripción detallada de cada una de ellas, que ya se hace en [7], se establecen seis categorías principales de apoyos:

TABLA 10. **TIPOS DE APOYOS SEGÚN EN-1337**

TIPOLOGÍA DE APOYO	DESCRIPCIÓN
Apoyos elastoméricos	Consisten en un bloque de elastómero vulcanizado que puede estar reforzado con una o más placas de acero.
Apoyos de rodillo	Apoyo formado por dos placas metálicas, una superior y otra inferior, separadas por uno o varios rodillos, también metálicos.
Apoyos tipo POT	Apoyo compuesto por una almohadilla elastomérica (que es la que permite los giros) con una junta de ajuste a la cazoleta en que está confinada por medio de un pistón perfectamente adaptado. Puede estar combinado con elementos deslizantes.
Apoyos oscilantes	Apoyo formado por una superficie parcialmente cilíndrica o esférica sobre la que puede pivotar una placa plana (en el caso de la cilíndrica) y plana o cóncava de mayor radio (en el caso de la esférica) que permite la rotación alrededor de un eje paralelo al eje de la superficie curva en el primer caso y en cualquiera en el segundo.
Apoyos PTFE cilíndricos y esféricos	Están formados por un soporte cóncavo (cilíndrico o esférico) en el que se disponen una o más láminas de PTFE y una placa soporte convexa revestida con un elemento de deslizamiento.
Apoyos guiados o confinados	Los apoyos guiados restringen el movimiento en una dirección horizontal, permitiendo rotaciones. Los apoyos de restricción no permiten movimientos horizontales pero sí rotaciones.
Otras tipologías	Dentro de esta categoría se incluyen todas las tipologías no contempladas entre las anteriores, fundamentalmente debido a su escasa presencia por su rareza o porque hoy en día se encuentran completamente desfasadas, como pueden ser las láminas de plomo.

Los defectos típicos de los aparatos de apoyo varían según sea el tipo de apoyo (fijo o móvil) y el material utilizado en su fabricación (metálico, hormigón, elastómeros, etc.).

Para evaluar la gravedad del daño, e incluso la necesidad de sustituir los aparatos de apoyo, se deben tener en cuenta otros factores como pueden ser la existencia de deterioros en otros elementos del puente como consecuencia de daños en los apoyos, y que afecten fundamentalmente a la seguridad y funcionalidad de parte o la totalidad de la estructura.

Los deterioros más habituales de los aparatos de apoyo se pueden consultar con mayor detalle en [17] *«Conservación de aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en puentes»*. En líneas generales los posibles **defectos** se pueden clasificar en:

Degradación del material constitutivo

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyo descritas. Se refiere a la pérdida de las propiedades de los materiales que componen el aparato de apoyo.

Las causas de esta degradación son variadas: envejecimiento, defectos en la fabricación del aparato, ataque químico, incendio, climatología extrema.

En el caso de los apoyos elastoméricos pueden existir manchas de óxido, lo que indica que las chapas han perdido su recubrimiento.

En el caso de apoyos de rodillo debe vigilarse la posible aparición de grietas en los rodillos y en las placas.

FIGURA 228. **DEGRADACIÓN MUY AVANZADA DE UN APOYO METÁLICO DEBIDA A LA CORROSIÓN.**

Despegue

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyo descritas. Se refiere a la falta de contacto entre la superficie de apoyo del propio aparato y el tablero o entre el aparato de apoyo y la cama de nivelación.

FIGURA 229. **DESPEGUE DE APARATO DE APOYO.**

Suele producirse como consecuencia generalmente de un exceso de pendiente o peralte combinado con la falta de cuña de nivelación, o de un exceso de deformación horizontal o excesiva dureza del elastómero. Otra posible causa es la colocación de las vigas o tablero prefabricados sin tacón de apoyo.

Pérdida de la posición teórica original

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyo descritas, excepto en los apoyos guiados o confinados.

Consiste en la pérdida de la posición teórica original del aparato de apoyo por diferentes motivos, desde errores de replanteo y posicionamiento de los apoyos, hasta reptaciones de apoyos de neopreno zunchado.

FIGURAS 230 Y 231. **PÉRDIDA DE LA POSICIÓN ORIGINAL DEL APARATO DE APOYO.**

Suele suceder como consecuencia generalmente de un error de ejecución, una pendiente o peralte excesivos combinados con la falta de cuña de nivelación, o una compresión insuficiente para mantener el rozamiento necesario entre el apoyo y los elementos adyacentes. Las pendientes longitudinales pueden conllevar un desplazamiento del tablero que acaba empujando al estribo situado en el lado de menor cota, con los consiguientes desplazamientos de los apoyos.

Aunque este daño puede darse en casi todas las tipologías de apoyos, suele ser más frecuente en apoyos elastoméricos, tanto por error de ejecución como por compresiones mínimas. En las demás tipologías la causa de esta patología suele ser su deficiente puesta en obra, ya que generalmente las cargas son mucho más altas y suelen disponer de anclajes.

Exceso de compresión

Consiste en la deformación excesiva del aparato de apoyo en la dirección vertical, lo cual provoca la aparición de michelines irregulares en el elastómero. Los michelines no son indicio de problemas, mientras sean de tamaño razonable. De hecho, cundo no aparecen son signo de excesiva dureza del elastómero o carga demasiado baja.

A pesar de ello y para evitar confusiones en cuanto a lo «razonable» de su tamaño, se aconseja catalogar como deterioro su observación cuando los «michelines» sean irregulares. En la UNE – EN 1337 Parte 3 (apoyos elastoméricos) se indica en el epígrafe 4.3.3.2 Ensayo de rutina: Ensayo rápido de compresión (nivel 2 del método de ensayo). «*Este ensayo se realiza normalmente por el fabricante en los apoyos, para comprobación de placas de refuerzo mal colocadas, fallos en las uniones de la interfase del acero/elastómero, defectos de superficie y rigidez fuera de tolerancias bajo la carga máxima para la aplicación (...) Las corrugaciones debidas a los efectos de restricción de las placas deben ser uniformes*»

FIGURA 232. **EXCESO DE COMPRESIÓN EN UN APARATO DE APOYO**.

Esta deformación vertical suele presentarse como consecuencia generalmente de un error en el dimensionamiento del aparato de apoyo (superficie insuficiente) o un error de fabricación (capas elastoméricas de excesivo espesor o fallo en el vulcanizado de las mismas) o una deficiente calidad del material empleado, que suele ser la causa más habitual cuando se producen este tipo de daños.

Exceso de deformaciones o movimientos

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyos descritas.

Consiste en la deformación excesiva de un aparato de apoyo, en la dirección longitudinal o transversal del puente (según el eje longitudinal del tablero), en comparación con las previstas debido a las deformaciones impuestas de temperatura, retracción y fluencia equivalentes.

Esta deformación suele presentarse como consecuencia generalmente de:

i. Pendiente excesiva y falta de cuña de nivelación.
ii. Peralte excesivo y falta de cuña de nivelación.
iii. Curvatura excesiva y falta de cuña de nivelación.

iv. Esfuerzos horizontales excesivos.

v. Error en el dimensionamiento del aparato de apoyo (altura insuficiente).

vi. Error de proyecto en la obtención de las solicitaciones, especialmente en la estimación de movimiento.

vii. Reglaje incorrecto de los aparatos de apoyo.

viii. Error de colocación de los aparatos de apoyo.

FIGURAS 233 Y 234. **EJEMPLOS DE DISTORSIONES Y MOVIMIENTOS EXCESIVOS EN APARATOS DE APOYO.**

Pátinas

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyos descritas.

Consiste en la presencia de manchas o acumulaciones en la superficie lateral del aparato de apoyo. Las pátinas no tienen por qué ser perjudiciales, pero pueden estar indicando la existencia de procesos degenerativos de los materiales que componen dicho aparato.

FIGURA 235. **PRESENCIA DE MANCHAS SUPERFICIALES EN EL APARATO DE APOYO.**

Las causas más frecuentes son los escurrimientos de agua con arrastres de material desde el tablero, o la degradación de los materiales que componen el aparato de apoyo (normalmente los elementos metálicos con procesos de corrosión activos).

Rotura

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyos descritas.

Se refiere a la pérdida de funcionalidad de todo o parte del aparato de apoyo como consecuencia de la rotura de alguna de las partes que lo componen.

FIGURAS 236 Y 237. **ROTURA DE APARATO DE APOYO.**

La rotura de un aparato de apoyo se debe generalmente a:

i. Deformación excesiva que ha provocado la rotura de alguna de las partes que componen el aparato de apoyo.
ii. Tensiones excesivas por error de proyecto, fabricación o instalación.
iii. Golpe o impacto durante el proceso de colocación.
iv. Falta de calidad de alguno de sus componentes.
v. Incorrecto proceso de fabricación.
vi. Deficiente puesta en obra (replanteo y colocación).
vii. Degradación del material con el paso del tiempo.

Defectos en la base de apoyo:

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de apoyos descritas.

Son defectos que se manifiestan en la cama de nivelación del aparato de apoyo, ya sea como falta de planeidad y horizontalidad, fisuras o desconchones con pérdida de material. Se deben generalmente a:

i. Golpe o impacto durante la ejecución.
ii. Contacto directo entre el tablero y la cama de nivelación.
iii. Ejecución deficiente.
iv. Falta de resistencia a compresión del mortero o del hormigón de la base de apoyo.
v. Falta de armadura en la meseta de apoyo, cuando ésta tiene cierta altura.
vi. Retracción.
vii. Ciclos hielo-deshielo.
viii. Degradación por circulación de agua a través de las juntas de calzada.

FIGURAS 238 Y 239. **EJEMPLOS DE DEFECTOS EN LA CAMA DE NIVELACIÓN.**

FIGURA 240. **AUSENCIA DE CAMA DE NIVELACIÓN.**

Por último, comentar la especial problemática que presentan los *apoyos a media madera,* tanto para su inspección y control como para la realización de las labores de conservación, además de presentar frecuentes problemas de durabilidad si las juntas de calzada no presentan la estanqueidad suficiente. Así se produce frecuentemente la degradación de los aparatos de apoyo y de las ménsulas y su armado que constituyen la media madera.

Al igual que los apoyos a media madera, los **apoyos anclados precisan una atención especial.** Son frecuentes en puentes de luces descompensadas como solución para evitar los levantamientos de los estribos y garantizar la estabilidad estructural del puente. La tipología más habitual consiste en disponer una serie de barras de acero pretensado a través de una serie de taladros pasantes realizados en los aparatos de apoyo, anclándose las barras a los estribos y a la parte superior del tablero (mamparo).

La problemática más grave de esta tipología, aunque muy poco frecuente, es la rotura de las barras o cables del pretensado. Esta rotura se puede producir por varias causas, como la corrosión del acero bajo tensión, por los movimientos impuestos horizontales del tablero, por la acción de cargas cíclicas, etc. En cualquier caso se ha de advertir que este tipo de daño puede tener unas consecuencias muy graves, especialmente cuando la rotura de las barras implica un cierto levantamiento del tablero situado contra el sentido de circulación.

FIGURAS 241 Y 242. **EJEMPLOS DE DEGRADACIÓN DE APOYOS A MEDIA MADERA.**

FIGURAS 243 Y 244. **ROTURA DE LOS ANCLAJES DE APOYO EN ESTRIBO.**

5.3.4.2. Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación son dispositivos que se deben adaptar a los movimientos relativos entre dos partes de una estructura, provocados por procesos reológicos como cambios de temperatura, efectos de retracción o fluencia, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales, acciones sísmicas, etc. Así, se deben considerar movimientos permisibles que garanticen un desempeño adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente, donde el deterioro o la falla de las juntas pueden comprometer la durabilidad de zonas del puente y la seguridad del tráfico.

Sus funciones principales son las siguientes:

- Asegurar que los movimientos totales del puente proyectados sobre las juntas se cumplan sin golpear o deteriorar los elementos estructurales. Han de tener por lo tanto la suficiente capacidad estructural y cinemática.
- Asegurar la continuidad de la capa de rodadura del puente, desde el punto de vista físico y geométrico, para dar mayor confort a los usuarios de vehículos, peatones, bicicletas y motos.
- Ser estancas (en sí mismas y su entrega en el entorno, sobre todo con el sistema general de drenaje) y evacuar las aguas, suciedad y otros elementos agresivos sobre el tablero de forma rápida y segura, para evitar los ataques a la estructura en casos de agresividad climática por lluvia, nieve y fundentes, o por vertidos ocasionales. Si la tipología de la junta

no es impermeable por sí misma será necesario disponer un babero de recogida y canalización de aguas, aunque hay que tener presente que estos sistemas auxiliares para la recogida y conducción de agua no son siempre tan eficaces como se espera.

- No deben ser fuente de ruidos, impactos y vibraciones al soportar las cargas del tráfico, procurando que tengan la suficiente durabilidad.

En cuanto a las tipologías de juntas, en este documento se mantiene la clasificación establecida en el documento *«Juntas para puentes de carreteras. Consideraciones prácticas»,* publicado en noviembre de 2003 por la ATC [15], que se vuelve a recoger en [7]. No se ha pretendido realizar una descripción exhaustiva de cada tipología, ya que esto se encuentra sobradamente recogido en dicho documento, aunque se resumen en la siguiente tabla.

TABLA 11. **TIPOS DE JUNTAS SEGÚN [7] Y [15]**

TIPOLOGÍA DE JUNTA	DESCRIPCIÓN
Junta sellada con material elástico	Consiste en un cordón de un producto elástico sellante con buena adherencia a los labios de la junta y con estabilidad volumétrica garantizada. No soluciona las entregas con barreras, aceras y otros.
Perfil de caucho comprimido	Perfil de caucho natural o sintético, fácilmente compresible, que se instala de forma que se mantenga siempre en compresión durante todo el ciclo de movimientos de la junta. Necesita un sistema adicional para evacuar el agua.
Juntas de betún modificado	Constituidas por una mezcla en caliente de betún modificado con elastómeros y árido silíceo o basáltico. No soluciona las entregas con aceras, barreras y otros.
Banda de caucho plegada con borde metálico	Se subdividen en anclados al hormigón (o soldados en tableros mixtos) y anclados en hormigón elastomérico. Este tipo de junta se emplea en zonas de carriles, zonas de bordillos y aceras.
Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	Este tipo de junta no se suele emplear en zonas de carriles, zonas de bordillos y aceras.
Perfil de elastómero armado	Consisten en un bloque prismático de caucho entallado y armado con chapas de acero embutidas. Se disponen anclados a ambos lados de la junta mediante anclajes mecánicos o fijados químicamente. Requieren sistema adicional de evacuación de aguas.
Juntas con placas deslizantes	Formadas por varios bloques de caucho armados unidos por fuelles de elastómero, que permiten grandes desplazamientos. Los bloques extremos se fijan a la estructura mediante bloques atornillados. Requieren sistema adicional de evacuación de aguas.
Juntas modulares	Formadas por la yuxtaposición de bandas de elastómero plegadas y perfiles (vigas) de acero, los cuales se apoyan sobre otras vigas transversales. El anclaje a la estructura se ejecuta en el hormigón mediante barras y placas soldadas a los módulos extremos.
Juntas de dientes. Movimientos medianos	Se forman con dos peines metálicos triangulares o trapezoidales que encajan uno en el otro y que se anclan cada uno en un lado de la junta. Requieren sistema adicional de evacuación de aguas. Se utilizan para movimientos medianos.
Juntas de peine: de gran movimiento en ménsula	Se forman con 2 peines de dientes paralelos, ortogonales al corte o esviado según el eje del puente. Los anclajes de las juntas deben ser pretensados. Ambos lados trabajan como ménsulas independientes.
Juntas de chapa deslizante exterior	Constituida por una chapa de acero anclada a un lado de la junta, que apoya y desliza sobre una superficie lisa fija en el otro lado de la junta. Este tipo de juntas son comúnmente empleadas para juntas de acera y bordillo en el caso de calzadas equipadas con juntas de diente o juntas peine.

Las juntas de dilatación de tableros de puentes o de calzada son probablemente el elemento más delicado del equipamiento del puente debido a la complejidad de su funcionamiento estructural ante las cargas que recibe, al estar en contacto directo con el tráfico en los puntos de discontinuidad de los tableros. En el momento en el que las juntas de dilatación no pueden absorber los movimientos estructurales de los elementos del puente, dichos elementos comenzarán a sufrir sobreesfuerzos que pueden originar deterioros en ellos mismos o en los propios aparatos de junta. Por otra parte, se debe tener en cuenta que aunque existe una variada gama de juntas que admiten importantes movimientos a nivel teórico, ejercen grandes fuerzas de reacción en zonas de la estructura deficientemente armadas, como los bordes de losa y muro de guarda, donde frecuentemente el anclaje de la junta es inadecuado.

Es importante destacar que las juntas de dilatación están situadas en la parte más vulnerable y expuesta del puente, ya que reciben los impactos y vibraciones del tráfico, y están expuestas no sólo a agentes naturales como el agua, la suciedad, el polvo, el ozono o los rayos UV, sino también a compuestos químicos como las sales de deshielo, los álcalis del cemento o los derivados del petróleo. Si la junta se encuentra en mal estado deja de proteger a otros elementos del puente situados debajo de ella, por lo que todos los agentes que acabamos de mencionar tendrían libre acceso a los mismos.

Los defectos típicos de los aparatos de junta varían según sea el tipo de junta y el material utilizado en su fabricación (metálico, elastómeros, etc.). En el documento *Conservación y mantenimiento de aparatos de apoyo, juntas de calzada y sistemas de drenaje en puentes,* publicado en 2011 por ACHE y la ATC, se indican los deterioros que pueden apreciarse en aparatos de junta de dilatación.

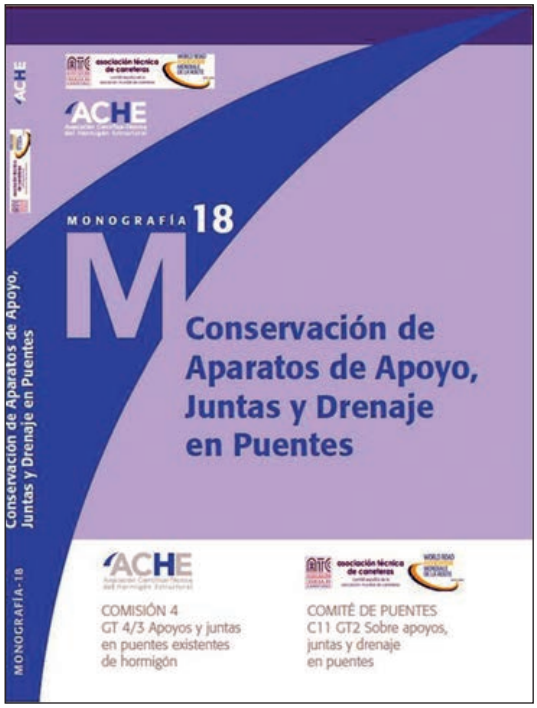


FIGURA 245. **PORTADA DEL DOCUMENTO «CONSERVACIÓN DE APARATOS DE APOYO, JUNTAS Y DRENAJE EN PUENTES» [17].**

Para evaluar la gravedad del daño, e incluso la necesidad de sustituir los aparatos de junta, se deben tener en cuenta otros factores como pueden ser la existencia de deterioros en otros elementos del puente como consecuencia de daños en las juntas, y que afecten fundamentalmente a la seguridad y funcionalidad de parte o la totalidad de la estructura.

En líneas generales los posibles defectos se pueden clasificar en:

i. *Degradación del material constitutivo:*

   Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de junta. Se refiere a la pérdida de las propiedades de los materiales que componen el aparato de junta.

Las causas de esta degradación son variadas: envejecimiento, defectos en la fabricación del aparato, ataque físico-químico o la falta de mantenimiento adecuado.

La gravedad del daño depende de la medida en la que afecte a la funcionalidad de la junta.

FIGURA 246. **DEGRADACIÓN MUY AVANZADA DE JUNTA DE CALZADA DE BETÚN MODIFICADO.**

En las juntas de betún modificado se observa una mayor incidencia de la degradación del material (desde suaves erosiones hasta pérdidas importantes de material). Se trata de un deterioro fácilmente subsanable en esta tipología, ya que se puede corregir con un correcto mantenimiento. No es así cuando el movimiento es apreciable, ya que el betún no tiene la suficiente capacidad de adaptación.

ii. *Movimiento impedido:*

Esta patología puede presentarse en cualquiera de las tipologías de junta. Consiste en que el aparato de junta no puede permitir los movimientos requeridos por la estructura. Como en general la junta es más blanda que la estructura, si no permite el movimiento acaba por romperse.

FIGURAS 247 Y 248. **ATERRAMIENTO Y VEGETACIÓN QUE DIFICULTAN EL LIBRE MOVIMIENTO DE UNA JUNTA TIPO PEINE (IZQUIERDA) Y REPAVIMENTACIÓN QUE IMPIDE TOTALMENTE EL MOVIMIENTO (DERECHA).**

Las causas de esta patología pueden ser el aterramiento de partículas diversas, la vegetación o una repavimentación ejecutada sobre la junta.

Este es el deterioro que aparece con más frecuencia en las juntas. Se debe tener en cuenta que, aunque no coacciona los movimientos estructurales, acaba por provocar roturas en partes del propio aparato de dilatación, causando problemas en otros elementos del puente (por falta de estanqueidad, por ejemplo). Cabe destacar que se trata de un deterioro fácilmente subsanable empleando una junta autolimpiable, o al menos con un mantenimiento adecuado de la estructura, realizando periódicamente las labores de limpieza que retiren los materiales acumulados en el aparato de junta.

iii. *Falta de material o módulos de junta:*

Existen tramos del aparato de junta en el que ha desaparecido material o módulos según la tipología. El problema suele aparecer en las juntas que se montan por tramos independientes y no tienen continuidad resistente.

Las causas más frecuentes suelen ser el impacto de vehículos, una ejecución defectuosa de la junta, o que no se ha empleado la tipología de junta más adecuada para la estructura.

La gravedad de este deterioro depende de los problemas de estanqueidad que genere y especialmente del peligro para los usuarios.

FIGURA 249. **AUSENCIA DE UNO DE LOS MÓDULOS DE LA JUNTA TIPO PEINE.**

iv *Rotura de junta:*

Rotura parcial o total del aparato de junta, impidiendo su funcionamiento integral. Puede afectar a cualquier tipología.

Las causas más probables son el impacto de vehículos, los movimientos excesivos sobre el aparato de junta, o que se haya dispuesto una tipología de junta inadecuada para la estructura.

v. *Falta de estanqueidad:*

Filtraciones en la zona de la junta o en los alrededores de la misma, que pueden afectar a la subestructura.

Las causas pueden ser una inadecuada ejecución, el envejecimiento de la junta, la ausencia del aparato de junta o la disposición de una junta inadecuada para la estructura.

FIGURA 250. **ROTURA DE UNA JUNTA DE BETÚN MODIFICADO.**

FIGURA 251. **LA FALTA DE ESTANQUEIDAD DE LAS JUNTAS DE CALZADA PUEDE COMPROBARSE FÁCILMENTE OBSERVANDO LA EXISTENCIA DE HUMEDADES Y FILTRACIONES EN LA SUBESTRUCTURA.**

vi. *Fisuras/grietas/cuarteamiento/pérdida de material en el cajeado de la junta:*

Degradación del material de aglomerado de los alrededores de la junta (cajeado).

Las causas pueden ser una inadecuada ejecución, el envejecimiento de la junta o la disposición de una tipología de junta inadecuada para la estructura.

FIGURAS 252 Y 253. **FISURAS Y PÉRDIDA DE MATERIAL EN LOS CAJEADOS DE LAS JUNTAS.**

Se debe tener en cuenta que este problema suele ser consecuencia de las diferencias de rigidez del material en el que está el cajeado y el material de relleno, y para algunos tipos de junta, se trata de un aspecto irresoluble.

vii. *Pérdida de elementos protectores de anclajes:*

Desaparición de los elementos elastoméricos que protegen los anclajes de la junta.

Las causas pueden ser una inadecuada ejecución, el impacto de los vehículos o la disposición de una tipología de junta inadecuada para la estructura.

FIGURA 254. **FALTA DE ELEMENTOS PROTECTORES DE ANCLAJES DE LA JUNTA.**

viii. *Ausencia de elementos de anclaje entre estructura y junta:*

Desaparición de los elementos elastoméricos que protegen los anclajes de la junta.

Las causas pueden ser una inadecuada ejecución, el impacto de los vehículos o la disposición de una tipología de junta inadecuada para la estructura.

FIGURA 255. **FALTA DE ELEMENTOS DE ANCLAJE DE LA JUNTA**

ix. *Pérdida de alineación entre placas o chapas (escalón):*

Diferencia de cota entre las chapas constituyentes de la junta que produce discontinuidad en la rodadura. Si el proyecto no es el adecuado, este problema puede aparecer en cualquier tipología de aparato de junta.

Las causas pueden ser variadas: una inadecuada ejecución, el impacto de vehículos, los movimientos excesivos, la existencia de una distancia importante entre la junta y los aparatos de apoyo, un esviaje grande con voladizos muy flexibles o una pendiente apreciable del tablero.

La gravedad de este deterioro reside en la peligrosidad que pueda suponer para los usuarios.

x. *Corrosión de elementos metálicos:*

Proceso de corrosión en los diferentes elementos metálicos que forman parte de la junta. Las causas más habituales son los agentes atmosféricos, el empleo de sales fundentes y la falta de mantenimiento.

Tiene interés comprobar la compatibilidad entre juntas y sistemas de contención, puesto que a veces una falta de estudio de este detalle acaba originando problemas en alguno de los dos elementos, o en ambos.

FIGURA 256. **CORROSIÓN DE MÓDULOS METÁLICOS DE UNA JUNTA TIPO PEINE.**

5.3.5. DETERIOROS ASOCIADOS A LOS EQUIPAMIENTOS

5.3.5.1. Calzada y aceras

El estado de los pavimentos puede afectar de forma sensible a la durabilidad de los puentes, ya que las condiciones de evacuación de las aguas pueden quedar afectadas, de forma determinante, por el estado superficial del pavimento y su acabado. Se estudia el pavimento sobre el tablero y los accesos inmediatos al puente (zona de transición y la contenida entre muros laterales en paralelo a la carretera).

Por otra parte, la impermeabilidad de un pavimento es un factor colaborante en las condiciones de evacuación superficial, que pueden verse alteradas por la presencia de fisuras existentes en dicho pavimento.

Los materiales empleados normalmente para pavimentar la calzada son los asfálticos y el hormigón, para soportar tráfico rodado, y pavimentos sobre todo epoxídicos, en el caso de las pasarelas peatonales.

En cuanto a las aceras, pueden ser de hormigón vertido in situ o de hormigón prefabricado como baldosas o adoquines, hidráulicos o cerámicos.

Se observarán y recogerán los posibles daños existentes, entre los que cabe destacar los siguientes:

- *Grietas y discontinuidades en el pavimento,* fisuraciones superficiales, distinguiendo aquellas que guarden una formación longitudinal o transversal. Existen varias tipologías de grietas, entre ellas las más frecuentes son:

  a) Grietas por fatiga o de «piel de cocodrilo», que consisten en una serie de fisuras interconectadas entre sí formando trozos de ángulos agudos, de dimensiones normalmente inferiores a 300 mm. Se originan por la fatiga del material en las zonas que reciben la mayor parte de las solicitaciones.

  Las causas posibles de la aparición de estas grietas son el espesor del pavimento o capacidad de soporte inadecuados, un drenaje deficiente o el empleo de mezclas asfálticas demasiado rígidas.

FIGURAS 257 Y 258. **DISTINTAS ETAPAS EN EL PROCESO DE FORMACIÓN DE LAS GRIETAS DE «PIEL DE COCODRILO».**

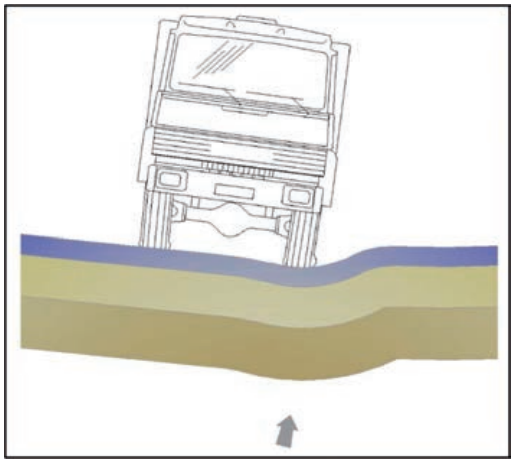
b) Grietas en bloque, que conforman una serie de fragmentos aproximadamente rectangulares, cuyas dimensiones pueden estar comprendidas entre 0,1 y 10 m^2. Son causadas por gradientes térmicos, especialmente en mezclas muy duras.

c) Grietas longitudinales, predominantemente paralelas al eje de la calzada. Son causadas por una mala construcción cuando coinciden con el eje de dicha calzada, por debilidad de la capa base cuando coinciden con la huella de paso de los vehículos (aproximadamente a 600 mm del borde), y por contracción térmica cuando están en otras posiciones o posibles juntas estructurales longitudinales (discontinuidad de losa con descensos diferenciales).

d) Grietas transversales, aproximadamente perpendiculares al eje de la calzada. Se producen por gradientes térmicos, en especial en mezclas muy rígidas, o por juntas de construcción mal ejecutadas.

FIGURA 259. **GRIETAS TRANSVERSALES EN PAVIMENTO DEBIDO A EFECTOS TÉRMICOS.**

- *Deformaciones excesivas y permanentes (roderas).* Son depresiones longitudinales que coinciden con la zona por donde pasan las ruedas de los vehículos. Se originan en mezclas que originalmente no fueron suficientemente compactadas, o bien por plastificación del firme existente; cuando van asociadas con deformaciones laterales de la capa de rodadura se deben a la existencia de capas base o intermedia débiles.



FIGURAS 260 Y 261. **RODERAS EN PAVIMENTO ASFÁLTICO.**

- *Desgaste excesivo del pavimento* con peligro de deslizamiento para los vehículos. En este proceso de desgaste progresivo se pierde primero el ligante y luego poco a poco el árido. Es causado por una insuficiente adherencia entre el ligante y el árido, o en mezclas abiertas por acción del hielo o por factores diversos.

FIGURA 262. **DESGASTE EXCESIVO DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO.**

- *Deslizamiento del pavimento sobre el tablero* por fallo en la adherencia. En general es causado por las frenadas y aceleraciones de los vehículos y, frecuentemente, se localizan en tramos de pendiente fuerte y en las intersecciones.
- *Baches, hundimientos.* Son deformaciones que tienen la forma de una «cazuela». Tienen su origen en mezclas asfálticas mal dosificadas o con compactación insuficiente y en zonas débiles de la subrasante, así como debido a una posible deficiente adherencia entre capas.

FIGURA 263. **BACHES EN FORMA DE «CAZUELA» EN PAVIMENTO ASFÁLTICO.**

Las ondulaciones son una serie de levantamientos tipo ondas, poco separadas y más o menos regulares. Son causadas por el tráfico, donde la capa base o la subrasante es débil o tiene poca estabilidad.

Las depresiones son pequeñas áreas que han bajado respecto del plano general de la superficie y que no constituyen baches abiertos. **Se originan por asentamientos de la capa base o la subrasante.** Una zona habitual en la que puede aparecer este deterioro es en los extremos del puente, debido a la ausencia de una losa de transición, o a su dimensionamiento deficiente en el caso de que exista.

FIGURAS 264 Y 265. **HUNDIMIENTO EN EL PAVIMENTO POR ASENTAMIENTOS DE LAS CAPAS SUBYACENTES (IZQUIERDA) Y ASENTAMIENTOS EN LOS EXTREMOS DEL PUENTE POR AUSENCIA O INEFICACIA DE LA LOSA DE TRANSICIÓN (DERECHA).**

También se pueden producir levantamientos del pavimento, formando una superficie convexa. Se originan por un aumento de volumen del suelo de la subrasante, causado por la existencia de un suelo expansivo con la humedad o, en zonas frías, por congelamiento del suelo.

- *Exudación del ligante.* Parte del asfalto contenido en la mezcla aflora a la superficie creando una película de material bituminoso puro, de aspecto brillante y, a veces, pegajoso. Se origina en mezclas mal diseñadas, por insuficiente porosidad o construidas con exceso de material bituminoso. Normalmente este deterioro comienza en la zona por donde transitan las ruedas (rodadas).

FIGURA 266. **EXUDACIÓN DEL LIGANTE BITUMINOSO EN PAVIMENTO ASFÁLTICO.**

- *Estado del pavimento de las aceras,* trampillas y registros.

  Ha de tenerse en cuenta que las aceras de hormigón in situ, especialmente en zonas frías, están muy expuestas a los ciclos hielo-deshielo y al empleo de las sales fundentes.

- *Estado de los bordillos.* Se deben verificar que no falten piezas, así como su estado de conservación y correcta alineación.

5.3.5.2. Sistema de drenaje

Por sistema de drenaje se entiende el conjunto de subsistemas o dispositivos para asegurar la correcta evacuación del agua desde la superficie del tablero.

La importancia del drenaje ha sido ya recalcada en varias ocasiones, ya que constituye un aspecto básico para la durabilidad del puente al condicionar la existencia o no de agua en contacto con la estructura. En las obras de fábrica, por ejemplo, una obstrucción de los sistemas de drenaje de la estructura puede provocar la saturación del relleno y, consiguientemente, el aumento de las presiones sobre los tímpanos, alteraciones en el pavimento, pérdida de finos, etc.

FIGURAS 267 Y 268. **EN LA FOTO DE LA IZQUIERDA PUEDE COMPROBARSE EL EFECTO SOBRE LA ESTRUCTURA DE UN SISTEMA DE DRENAJE INADECUADO O INEXISTENTE. EN LA FOTO DE LA DERECHA SE PUEDE OBSERVAR LA DISPOSICIÓN DE UN SISTEMA DE DRENAJE ADECUADO.**

Es por lo tanto fundamental que se encuentren en buen estado y en perfecto mantenimiento. Se deben eliminar la suciedad, la vegetación y, en general, todos aquellos elementos que puedan perjudicar el normal funcionamiento de los dispositivos de drenaje.

El problema del drenaje deberá ser considerado con especial cuidado a nivel de proyecto, evitando que el agua caiga o chorree sobre paramentos de elementos estructurales con consecuencias negativas para éstos; para ello se dispondrán tubos de longitud adecuada que garanticen la salida del agua sin afectar a ningún elemento del puente.

En ocasiones, si estos elementos no han sido adecuadamente proyectados y dispuestos cuando se construyó el puente será necesario disponerlos después, constituyendo una operación fundamental de mantenimiento del puente. En este sentido y aunque no constituya un elemento de desagüe propiamente dicho, se llama la atención sobre la necesidad de la existencia de impostas, con su goterón correspondiente, para evitar que el agua escurra por los paramentos laterales del tablero. En ocasiones si tales goterones no se han dispuesto originalmente, será necesario recurrir a la posterior materialización de los mismos.

En primer lugar se plantean una serie de grupos de elementos que permiten evacuar el agua de escorrentía que llega a un puente, generalmente a través del tablero, distinguiendo entre:

a) *Elementos longitudinales*, que son aquellos que conducen el agua siguiendo el eje longitudinal del tablero del puente, hasta llevarla fuera del mismo o a un elemento vertical o transversal. Entre ellos se encuentra los caces o cunetillas, goterones, vierteaguas, canalones longitudinales, drenes longitudinales, cunetas.

b) *Elementos transversales*, que se sitúan en sentido normal al eje longitudinal del tablero del puente y permiten evacuar el agua que recogen directamente o desde alguno de los elementos verticales o longitudinales. Entre ellos se encuentran los drenes y canalones transversales, faldones y bajantes.

c) *Elementos verticales*, que permiten hacer descender el agua de forma controlada hasta el terreno, un cauce o un elemento del drenaje de la infraestructura. Son elementos verticales los sumideros o imbornales, buzones, rejillas, gárgolas, tubos de desagüe y arquetas.

En cuanto a los deterioros que se pueden encontrar destacan los siguientes:

i. Fallos que tienen su origen en la fase de proyecto, como es la ausencia o insuficiencia de un sistema de evacuación de aguas, o la falta de pendiente longitudinal o transversal de la calzada para la correcta evacuación de aguas pluviales.

FIGURA 269. **AUSENCIA DE LOS DISPOSITIVOS DE DRENAJE ADECUADOS (GOTERÓN Y TUBOS DE DESAGÜE PARA EVITAR QUE EL AGUA DISCURRA POR LOS PARAMENTOS DE LA ESTRUCTURA).**

ii. Atascos y obstrucciones de rejillas, imbornales y drenes por acumulación de detritus. La causa de este fallo es normalmente la falta de mantenimiento y limpieza, aunque también puede deberse a la falta de pendiente del elemento, que permite la sedimentación del caudal sólido que arrastra el agua de escorrentía. La gravedad del deterioro dependerá de la pérdida de funcionalidad del elemento.

FIGURA 270. **OBSTRUCCIÓN DE SUMIDERO.**

iii. Roturas de los dispositivos de drenaje, debidas normalmente a golpes o impactos.

iv. Fallos en la estanqueidad, que se manifestarán por manchas de humedad, fugas, obstrucciones, etc.

v. Tubos de salida de agua de longitud o inclinación insuficiente, de forma que el agua discurre por los paramentos de la estructura del puente y no vierte de forma directa.

FIGURA 271. **TUBO DE DESAGÜE DE LONGITUD INSUFICIENTE (EL AGUA CAE DIRECTAMENTE SOBRE EL BORDE DE LA ARQUETA, PROVOCANDO SALPICADURAS ALREDEDOR).**

vi. Ausencia de cunetas de guarda y bajantes en los terraplenes adyacentes, o defectos de colocación y posibles movimientos. Los desplazamientos o desprendimientos suelen deberse a la falta de sujeción de parte o todo el elemento desde su posición teórica.

5.3.5.3. Elementos de seguridad (balizamiento, defensas, iluminación, etc.)

Estos elementos son, quizás, de menor importancia estructural, pero enormemente importantes para el usuario del puente (seguridad, comodidad y estética). Además pueden tener cierta incidencia en otros deterioros originados en la estructura, por ejemplo defectos en el sistema de impermeabilización del puente como consecuencia de anclajes de elementos de contención mal ejecutados.

Pueden presentar defectos típicos tales como:

i. Defectos o roturas de elementos de los pretiles y barandillas. Corrosiones o mal estado de la pintura, como consecuencia de una protección o de un mantenimiento insuficiente.

FIGURAS 272 Y 273. **ROTURA DE PRETIL (IZQUIERDA) Y DEFORMACIÓN DE BARRERA EN UN ACCESO (DERECHA).**

FIGURA 274. **PÉRDIDA DE PINTURA EN BARANDILLA.**

ii. Ausencia total o parcial de las defensas. Mal estado de las defensas por roturas y abolladuras.

FIGURA 275. **ABOLLADURA Y DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN.**

iii. Fallos en los sistemas de fijación y anclaje. Estos fallos pueden deberse a una mala ejecución (con calidades poco cuidadas y consiguiente corrosión de los anclajes), un anclaje insuficiente o a impactos del tráfico sobre la barandilla.

FIGURAS 276 Y 277. **FALLOS EN LAS CONEXIONES DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN.**

iv. En el caso de barreras o pretiles rígidos de hormigón, pueden presentarse patologías y problemas propios de este material (fisuración por retracción, efectos térmicos, corrosión de la armadura, etc.)

FIGURAS 278, 279, 280, 281. **DEGRADACIÓN DEL HORMIGÓN DE UN PRETIL RÍGIDO (FOTO SUPERIOR IZQUIERDA) Y CORROSIÓN DE LA ARMADURA (RESTO DE IMÁGENES) EN ZONA DE INTENSA VIALIDAD INVERNAL.**

5.3.5.4. Otros elementos (balizamiento, iluminación, etc.)

i. Señalización vertical incorrecta o deteriorada.

FIGURA 282. ROTURA DE SEÑALIZACIÓN VERTICAL.

ii. Marcas viales borradas o poco visibles.

iii. Ausencia de balizamiento de obstáculos o de gálibos limitados.

iv. Ausencia o mal estado de la iluminación y de sus elementos: focos, farolas.

v. Conducciones eléctricas en mal estado o peligrosas para los peatones.

vi. Estado de otras posibles conducciones que tenga la obra, como agua potable, saneamiento, telefónicas, etc.

FIGURA 283. **ENVEJECIMIENTO DE LA PINTURA DE SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL.**

5.4. DETERIOROS RELACIONADOS CON LOS MATERIALES

A continuación se describen los deterioros o los procesos de deterioro relacionados con los materiales, siendo todos ellos comunes al propio material, independientemente del elemento o zona del puente en que se encuentre.

No se pretende realizar una descripción en profundidad de cada uno de los deterioros aquí incluidos, sino que se pretende aportar una información básica de cada uno de ellos, que están estrechamente relacionados con la biblioteca de deterioros que manejan los inspectores de puentes que siguen los cursos de formación que imparte la Dirección General de Carreteras antes del comienzo de cada Contrato.

5.4.1. DETERIOROS EN EL HORMIGÓN

5.4.1.1. Deterioros por factores accidentales

En los elementos de hormigón, los daños más habituales originados por factores mecánicos son los desconchones debidos al impacto de vehículos ó a golpes ocurridos durante el proceso de construcción (especialmente en el caso de estribos de contrafuertes ó de tierra reforzada o armada).

FIGURA 284. **TABLERO DE HORMIGÓN DAÑADO POR EL IMPACTO DE UN VEHÍCULO.**

FIGURAS 285 Y 286. **GOLPE EN CAJÓN METÁLICO (IZQUIERDA), Y GOLPE EN VIGA DE PASO SUPERIOR (DERECHA).**

Será necesario tener en cuenta si el desconchón ha llegado a afectar o no a la armadura, debido a las implicaciones de que ésta se encuentre desprotegida ante las acciones ambientales.

Daños provocados por el agua a alta velocidad

La abrasión que tiene lugar sobre el hormigón cuando el agua se mueve a alta velocidad y lleva partículas de arena en suspensión causa un desgaste importante en él. La importancia de esta abrasión depende de la resistencia a compresión del hormigón, así como del tipo de árido empleado, de la velocidad del agua y de la cantidad y naturaleza de las partículas que lleve y el tiempo de exposición.

Especialmente durante las grandes avenidas, se produce una abrasión por sólidos que provocan un desgaste muy importante en la subestructura del puente, que no sólo se traduce en la formación de una superficie suave y deslizante sino también, en muchas ocasiones, en la destrucción del hormigón.

Estos fenómenos son típicos en puentes situados en cursos fluviales o en zonas costeras, y en unas zonas especialmente vulnerables por su posición como son los estribos y las pilas de dichas obras.

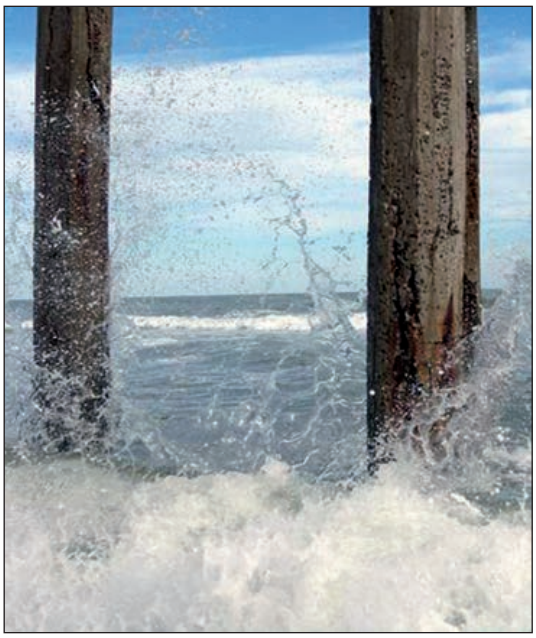


FIGURA 287. **DETALLE DEL EFECTO DE LAS OLAS EN FUSTES DE UNA INSTALACIÓN PORTUARIA.**

El problema de la cavitación es más complejo y es consecuencia de las burbujas que se forman en el agua en rápido movimiento cuando ésta choca con irregularidades que cambian la geometría superficial. Estas burbujas implosionan con gran rapidez cuando la presión absoluta del agua sobre las irregularidades superficiales se aproxima a su presión de vapor. El rápido cambio de impactos y succiones producido por la implosión de estas burbujas de lugar a un ataque de la superficie del hormigón en forma de picaduras que posteriormente se unen en zonas erosionadas amplias. Este tipo de deterioro es más frecuente en tuberías.

5.4.1.2. Deterioros por factores físicos

Las acciones de tipo físico que pueden deteriorar al hormigón dando lugar al desgaste superficial o a la pérdida de integridad, pueden ser de diferentes tipos distinguiéndose básicamente entre los efectos provocados por la acción combinada y cíclica de los fenómenos de hielo-deshielo y las que originan el desgaste del material como ocurre con la abrasión y la cavitación.

Acción del hielo-deshielo

Esta acción es frecuente en hormigones situados a la intemperie, en climas donde las temperaturas descienden con frecuencia por debajo de los cero grados y se debe a la acción cíclica de la congelación y descongelación del agua absorbida en la red porosa el hormigón.

El agua al helarse experimenta un incremento de volumen del 9%. Si ésta se encuentra llenando parcialmente los poros del hormigón y el espacio libre ocupado por el aire es igual o superior a ese porcentaje, al producirse la helada habrá espacio libre suficiente para absorber la expansión y, por tanto, no se producirán tensiones en el hormigón que puedan dañarlo; sin embargo, si el grado de saturación es superior al crítico, del 91%, el espacio libre será reducido y la expansión del agua se encontrará impedida provocando unas tensiones en el hormigón que podrán llevarlo a su agotamiento superficial.

Más que la helada en sí, en el hormigón son peligrosas las alternancias de periodos de hielo-deshielo con lluvias intermedias. Cuando el hormigón se encuentra saturado, un descenso de temperatura importante produce la congelación de esta agua y la microfisuración del material por efecto cuña de los cristales de hielo. Posteriormente con la subida de temperaturas este agua vuel-

ve a licuarse saturando nuevamente el material hasta una mayor profundidad, ya que la fisuración inducida aumenta el nivel de huecos en el material y por tanto su accesibilidad al agua. La repetición cíclica de esta alternancia puede llevar a la pérdida de integridad superficial de los elementos de hormigón afectados.

Para que realmente exista peligro en un hormigón debido a la acción de los ciclos hielo-deshielo, es necesario que éste se encuentre prácticamente saturado de agua, ocurriendo en general que toda la estructura no se encuentra afectada por igual, incidiendo este efecto degradativo principalmente en las zonas más húmedas y expuestas (aceras, esquinas entre estribos y muros laterales, etc.)

Los efectos producidos por el aumento de volumen del agua al congelarse dentro de los poros se traducen en tensiones importantes en el hormigón que termina disgregándose superficialmente. Estos efectos son tanto más importantes cuanto mayor sea la porosidad del hormigón (mayor permeabilidad al agua) y cuanto mayor sea el número de ciclos hielo-deshielo a que se encuentre sometido.

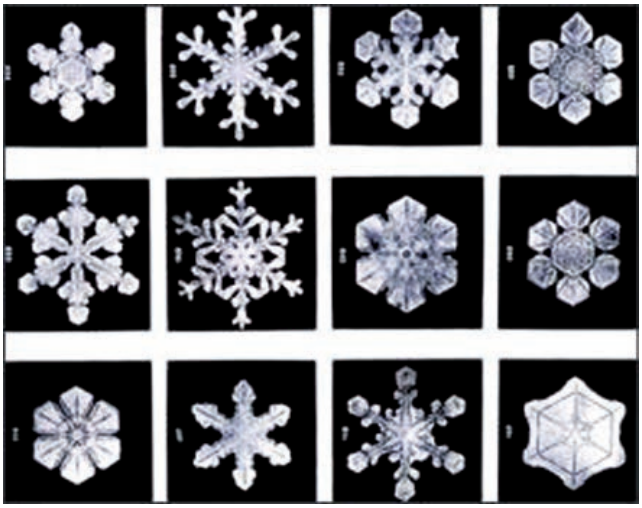


FIGURA 288. **CRISTALES DE HIELO CON ESTRUCTURA HEXAGONAL ESTUDIADOS POR WILSON BENTLEY EN 1902.**

FIGURA 289. **DIFUSORES PERMANENTES DE SALMUERA SOBRE TABLERO DE PUENTE.**

FIGURAS 290 Y 291. **DEGRADACIÓN DEL HORMIGÓN EN UNA PILA Y EN UN ESTRIBO POR EFECTO DE HIELO-DESHIELO: ZONAS CON INTENSA VIALIDAD INVERNAL.**

FIGURAS 292 Y 293. **DEGRADACIÓN DEL HORMIGÓN EN UNA PILA Y EN UN ESTRIBO POR EFECTO DE HIELO-DESHIELO: ZONAS CON INTENSA VIALIDAD INVERNAL.**

FIGURA 294. **DETALLE DE LA DEGRADACIÓN DEL HORMIGÓN EN ACERAS POR EFECTO DE HIELO-DESHIELO: ZONAS CON INTENSA VIALIDAD INVERNAL.**

Daños por cristalización de sales

Este fenómeno es de naturaleza puramente física, en el cual las sales cristalizan en el interior del cuerpo poroso del material, y bajo determinadas condiciones, provocan tensiones superiores a la resistencia a tracción del material, causando la microfisuración y delaminación del material.

La cristalización de sales en los materiales porosos es un fenómeno complejo, estando influido básicamente por varios factores:

- Presencia de agua o humedad.
- Porosidad del material (distribución y tamaño de poro).
- Tipo de sales presentes.
- Condiciones ambientales (HR y Tª).

En función de estos factores, la cristalización de sales puede ocurrir en la superficie causando las típicas eflorescencias o en el interior de su masa pudiendo provocar un notable deterioro.

FIGURA 295. **DETALLE DE LA DEGRADACIÓN DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE CRISTALIZACIÓN DE SALES, DEBIDO A LA ROTURA DE UNA ALCANTARILLA.**

5.4.1.3. Deterioros por factores químicos

En la mayor parte de los casos, el ataque de los agentes agresivos químicos se centra sobre la propia pasta cementante, de aquí la importancia de elegir el cemento más adecuado al medio con el que vaya a estar en contacto la estructura; no obstante, hay algunas ocasiones, en las que el ataque se produce sobre el árido, aunque son situaciones menos frecuentes.

La mayor parte de las agresiones que sufre el hormigón proceden de agentes químicos situados en el exterior del mismo y que penetran en el mismo, reaccionando con los componentes alcalinos de la propia matriz cementícia o de los áridos.

Esto ocurre por ejemplo en el caso de hormigones de cimentaciones y muros de contención de tierras de estribos, que están en contacto con terrenos que contienen estos agentes (por ejemplo terrenos selenitosos). También pueden producirse en el caso de estructuras situadas en un ambiente industrial o urbano con altas tasas de contaminación ambiental, o en suelos industriales en los que se producen derrames de líquidos agresivos.

Los diferentes tipos de reacciones degradativas transcurren a través de distintos procesos, aunque en líneas generales, de cara a una inspección de obras de paso, estos procesos se podrían agrupar, en función de los daños observables en los siguientes grupos:

Eflorescencias

Son manchas superficiales producidas por la existencia de sales solubles en la masa de hormigón, que son disueltas y arrastradas por el agua hacia las superficies de los paramentos, donde cristalizan cuando el agua evapora.

En general la presencia de eflorescencias o sales cristalizadas en la superficie del hormigón es indicativa de que se ha producido evaporación de agua, siendo un indicador de un cierto paso de agua de mayor o menor importancia, con los problemas que ello supone, sin aportar indicación del tipo de proceso que puede estar transcurriendo, ya que en general todas ellas tienen una misma coloración blancuzca.

FIGURAS 296 Y 297. **EFLORESCENCIAS EN ESTRIBO Y EN LA CARA INFERIOR DE UNA LOSA NERVADA.**

FIGURA 298. **EFLORESCENCIAS EN UNA ZONA DE JUNTA, EN LA CARA INFERIOR DE UN TABLERO.**

Ataque químico con disolución de material y aumento de la porosidad del hormigón

Las más frecuentes son la degradación por lixiviación (disolución por el agua de productos hidratados, como por ejemplo ocurre en presencia de aguas puras), ataque ácido y reacciones de intercambio iónico (en presencia de sales de Mg fundamentalmente, como puede ocurrir en contacto con agua de mar).

Formación de compuestos expansivos

Este fenómeno se produce en la propia pasta cementante en presencia de sulfatos. La principal consecuencia que se produce al reaccionar los sulfatos con el aluminato cálcico del cemento es la formación de **ettringita** (sulfoaluminato tricálcico con 32 moléculas de agua). Este compuesto presenta un volumen 2,5 veces superior al del aluminato de partida, dando lugar, por consiguiente, a una expansión. Si el hormigón se encuentra endurecido, puede ocurrir que no sea capaz de absorber las tensiones generadas, nucleándose una microfisuración alrededor de la ettringita formada. Si la reacción continúa, se producirá la degradación del material, pudiendo llegar incluso a la pérdida total de integridad del elemento de hormigón.

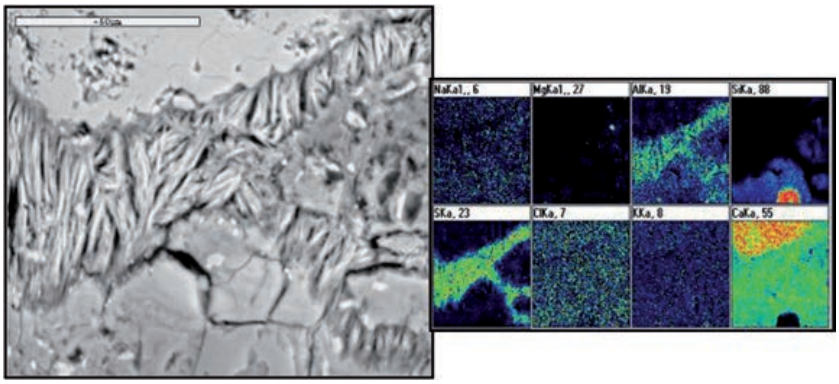


FIGURA 299. **MICROGRAFÍA DE CRISTALIZACIONES DE ETTRINGITA EN EL INTERIOR DE FISURAS Y MAPA DE COMPOSICIÓN ELEMENTAL ASOCIADO OBTENIDO POR MICROANÁLISIS POR ENERGÍAS DISPERSIVAS DE RAYOS X.**

La intensidad de la reacción depende de muchos factores como pueden ser: cantidad de aluminato en el cemento, solubilidad del sulfato, tipo de catión unido al radical sulfato (sodio, magnesio, calcio, etc.), permeabilidad del hormigón, temperatura, etc.

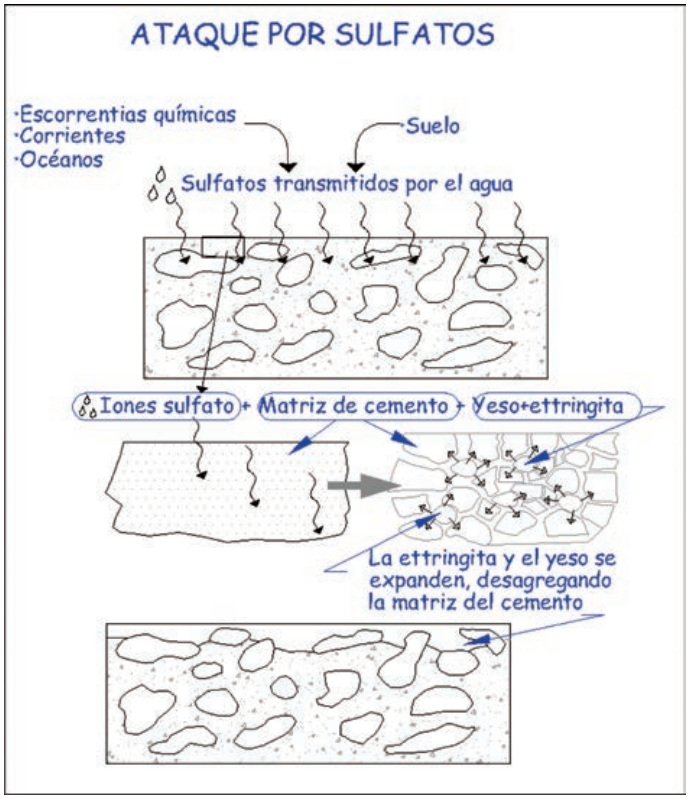


FIGURA 300. **ESQUEMA DE ATAQUE POR SULFATOS EN EL HORMIGÓN.**

Al tratarse de una reacción química que transcurre vía acuosa, debe resaltarse la importancia que tiene en el fenómeno la presencia de agua. Este ataque por sulfatos puede dar lugar a una fisuración muy importante y en general caótica, aunque en algunos casos puedan identificarse con fisuras producidas por causas mecánicas (esfuerzos de flexión, cortante, etc.).

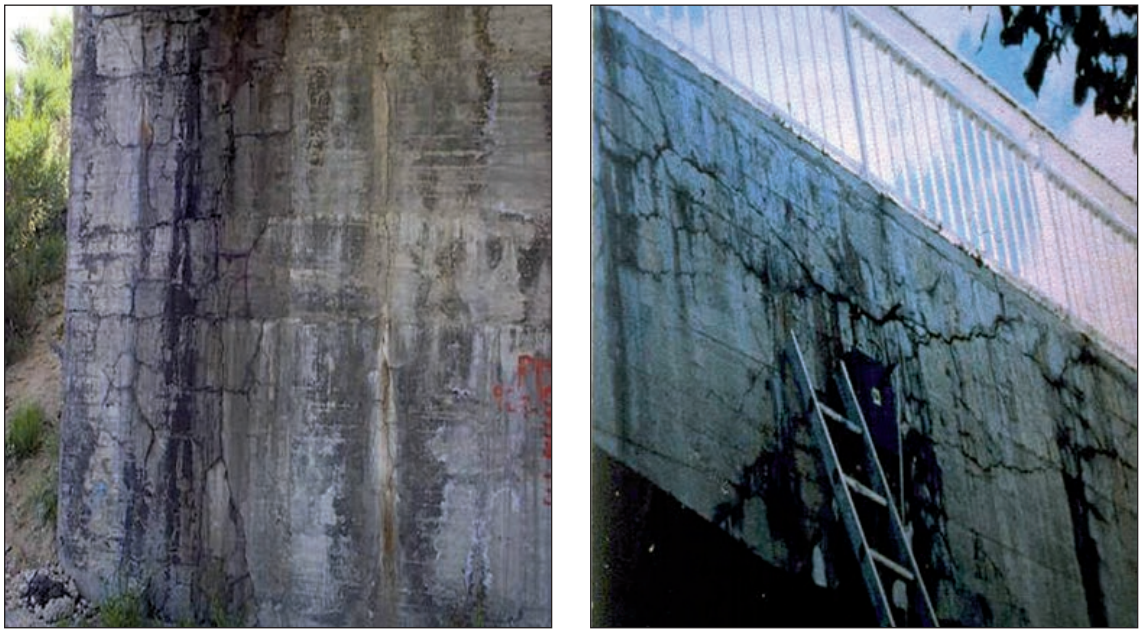


FIGURA 301. **FISURACIÓN EN UN ESTRIBO Y EN UN CARGADERO DE HORMIGÓN ARMADO DEBIDO A UN ATAQUE POR SULFATOS.**

FIGURA 302. **ASPECTO DE UNA PROBETA DE HORMIGÓN TRAS UN ENSAYO ACELERADO DE ATAQUE POR SULFATOS.**

No obstante, hay que señalar que la ettringita es un componente habitual en el cemento hidratado y que ésta resulta únicamente perjudicial al cristalizar cuando la pasta de cemento está ya endurecida, ya que cuando se encuentra en estado plástico es capaz de absorber el aumento de volumen que se origina.

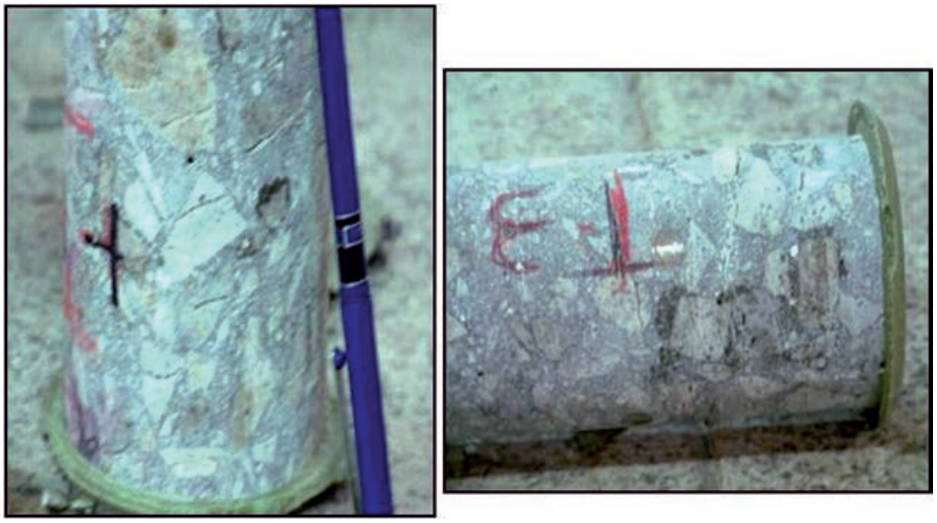


FIGURA 303. **ASPECTO DE UNA PROBETA TOMADA DE UNA ESTRUCTURA CON DAÑOS POR FORMACIÓN DE ETTRINGITA.**

Cabe resaltar la importancia del ataque por sulfatos en hormigones de estribos cuyos muros de contención estén en contacto con terrenos yesíferos. Esta circunstancia se debería tener en cuenta en la fase de proyecto, empleando cementos resistentes a los yesos en los que la cantidad de aluminato tricálcico se reduce mediante la disminución de la alúmina y elevando el porcentaje de hierro a fin de fijarla en forma de ferrito aluminato tetracálcico.

Cuando los compuestos expansivos se forman por reacción de los áridos con los álcalis del cemento, este tipo de ataque se conoce de forma genérica como **reacción árido-álcali**.

Las reacciones químicas producidas entre algunos tipos de áridos reactivos silíceos (con sílice pobremente cristalizada) o carbonatados (dolomías) y los álcalis existentes en el hormigón (procedentes del cemento, aditivos, agua de curado, del terreno, etc.), pueden dar lugar a reacciones expansivas que se manifiestan en forma de pequeñas fisuras de forma irregular que aparecen en la superficie del elemento, pudiendo incluso llegar a formar de cráteres localizados en cuyos bordes pueden aparecer parte de las sales formadas en la reacción.

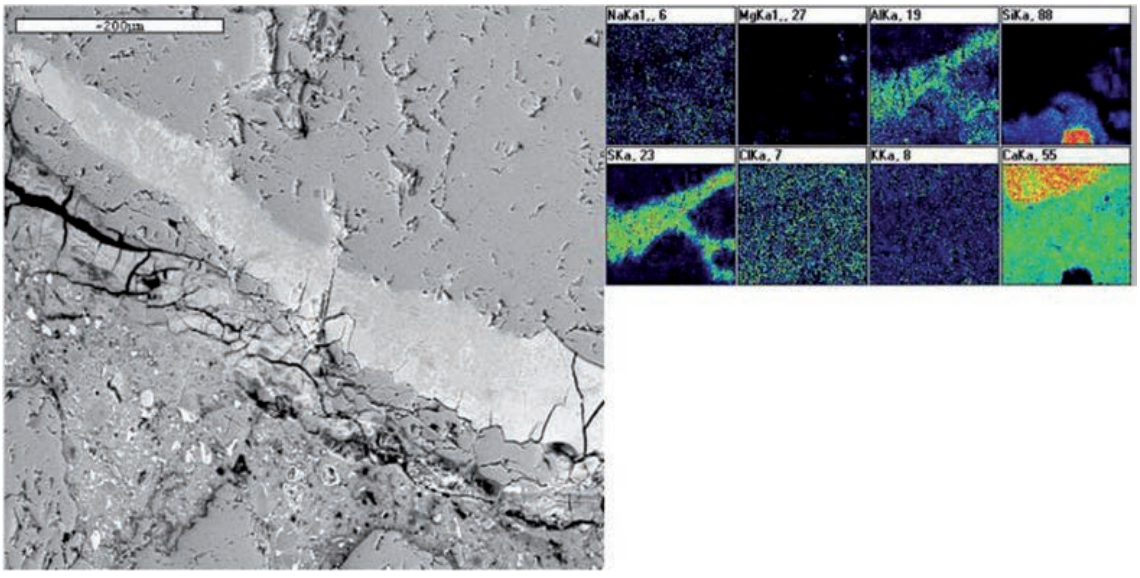
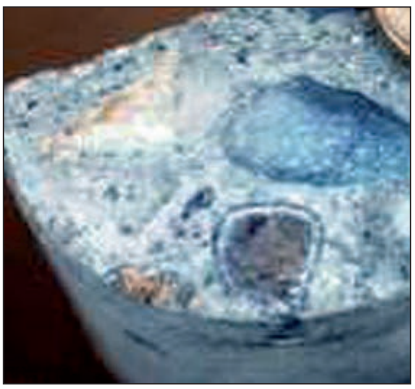


FIGURA 304. **MICROGRAFÍA DE GELES DE REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI EN LA INTERFASE ÁRIDO-PASTA Y MAPA DE COMPOSICIÓN ELEMENTAL ASOCIADO OBTENIDO POR MICROANÁLISIS POR ENERGÍAS DISPERSIVAS DE RAYOS X.**

En función de la velocidad con que se desarrolla la reacción álcali-sílice se puede clasificar a los áridos reactivos en áridos de reacción rápida (aparece antes de cinco años) y áridos de reacción lenta (aparece entre diez y veinte años). Los áridos de reacción rápida están formados por minerales microcristalinos con sílice metaestable (ópalo, calcedonia, vidrio volcánico, etc.). Los áridos de reacción lenta proceden de rocas ricas en cuarzo micro o criptocristalino deformado (granito, granodiorita, grauwaca, filita, andesitas, riolitas, pizarras, etc.).

Además la extensión e intensidad del ataque es también función del tamaño y cantidad de estos áridos reactivos, así como del contenido en álcalis de hormigón.

Resulta fundamental señalar que esta reacción sólo se produce en presencia de agua, de lo que se deduce la importancia de impermeabilizar y drenar adecuadamente la estructura. Con respecto a los valores críticos de humedad relativa que favorecen la reacción álcali-sílice se sitúan, para la mayoría de autores, entre el 80% y el 65%. Hay que señalar, igualmente, que la relación agua/cemento del hormigón puede jugar un papel nada despreciable en el desarrollo de la citada reacción, ya que si la cantidad de agua en el seno del hormigón es suficiente puede producirse la formación de productos de reacción sin necesidad de aporte exterior.



FIGURAS 305 Y 306. **DETALLE DE LA FORMACIÓN DEL GEL DE SÍLICE ALREDEDOR DE LOS ÁRIDOS.**

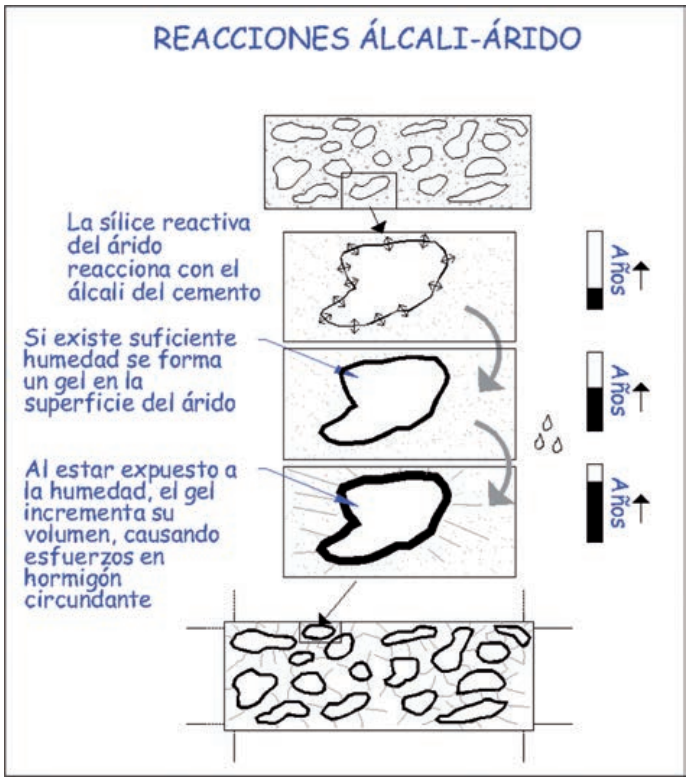


FIGURA 307. **ESQUEMA DEL PROCESO DE REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI**

El deterioro comienza con pequeñas fisuras superficiales de orientación irregular seguido eventualmente por una completa desintegración. El esquema de fisuración será normalmente parecido al de un ataque por sulfatos. El fenómeno expansivo general se desarrolla en la dirección de la menor resistencia por lo que puede dar lugar, por ejemplo, a fisuraciones típicas en los elementos comprimidos, paralelas a la dirección de las compresiones.

FIGURAS 308 Y 309. **DISTINTAS MANIFESTACIONES DE REACCIÓN ÁLCALI-ÁRIDO EN PILAS.**

Los daños provocados por este ataque dependen del contenido en álcalis del cemento, de la forma y unión de éstos en el mismo, de la dosificación del cemento, de los áridos, tamaño y cantidad de los mismos, porosidad del hormigón y presencia de agua. También pueden influir, aunque no de una forma tan importante, el contenido de álcalis en el agua de amasado, los aditivos, la temperatura y humedad relativa del ambiente y la tensión mecánica a que está sometido el hormigón.

Ataque por aguas puras

Las aguas puras procedentes del deshielo o las blandas tienen carácter agresivo debido a su gran poder de disolución, fruto de su bajo contenido en cal, en sales disueltas y baja alcalinidad, siendo su agresividad dependiente de la pureza que posea esta agua. Estas aguas actúan disolviendo el hidróxido cálcico del hormigón haciéndolo cada vez más poroso, permeable y menos resistente a la vez que disminuye la reserva alcalina del mismo.

Si el agua se encuentra en movimiento, existe una continua renovación de la misma en contacto con el hormigón y por consiguiente el ataque será más intenso.

Especialmente vulnerable al ataque por aguas puras son los estribos y las pilas de puentes situados en zonas de montaña.

5.4.1.4. Deterioros por factores biológicos

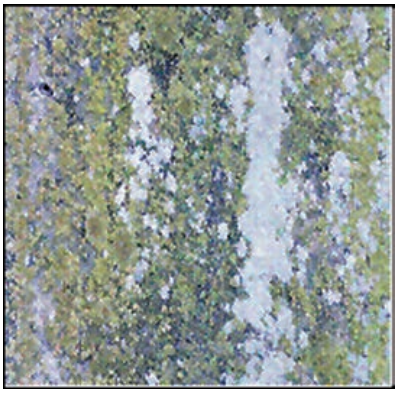
Dentro del ataque biológico se pueden considerar fundamentalmente dos grupos: vegetación y microorganismos.

Deterioros causados por la vegetación

En el ataque causado por la vegetación superior la acción degradativa es de tipo mecánico, pudiendo llegar a la rotura y desplazamiento de elementos, como por ejemplo ocurre con los enraizamientos en estribos.

FIGURA 310. **VEGETACIÓN ENRAIZADA ENTRE LAS ESCAMAS DE UN ESTRIBO DE TIERRA REFORZADA O ARMADA.**

Líquenes y musgos: aunque con consecuencias de mucha menor entidad, la formación de líquenes o musgos, puede dar lugar a la aparición de alteraciones superficiales como las que se muestran en la siguiente figura.



FIGURAS 311 Y 312. **DETALLE DEL CRECIMIENTO DE LÍQUENES Y MUSGOS SOBRE PARAMENTOS DE HORMIGÓN.**

Deterioros causados por microorganismos

Aunque existe una enorme diversidad de organismos que potencialmente pueden ser agresivos, sólo se han detectado ataques por bacterias ferruginosas y tiobacterianas.

5.4.1.5. Deterioros por corrosión de las armaduras

Este tipo de deterioros afecta a las armaduras, apareciendo por tanto únicamente en estructuras de hormigón armado o pretensado.

El hormigón es una excelente protección para las armaduras frente a la corrosión, ya que por una parte supone una barrera física que lo aisla y protege del medio exterior, ejerciendo además una protección de tipo químico, ya que el elevado pH de su fase acuosa hace que se desarrolle

sobre el acero una capa microscópica pasivante que mantiene a los aceros protegidos, mientras se mantengan las condiciones.

Sin embargo, existen determinadas circunstancias en las que esta protección se rompe, por la presencia de agentes agresivos, desencadenándose los procesos activos de corrosión.

Para que se den procesos de corrosión activos debe de haber siempre un agente agresivo capaz de desencadenarlo (cloruros o carbonatación son los más frecuentes) y unas condiciones de humedad apropiadas, ya que al tratarse de un proceso electroquímico debe haber un electrolito (el agua o humedad de los poros del hormigón) a través del cual transcurra la reacción.

La corrosión afecta a tres características del hormigón armado o pretensado:

i. Capacidad resistente de las barras de acero al disminuir su sección y afectar a las características mecánicas del acero.

ii. Características mecánicas del hormigón que rodea a la armadura, debido a la fisuración del recubrimiento por efecto de la expansión de los óxidos que se generan en la corrosión.

iii. Pérdida de adherencia entre el hormigón y el acero.

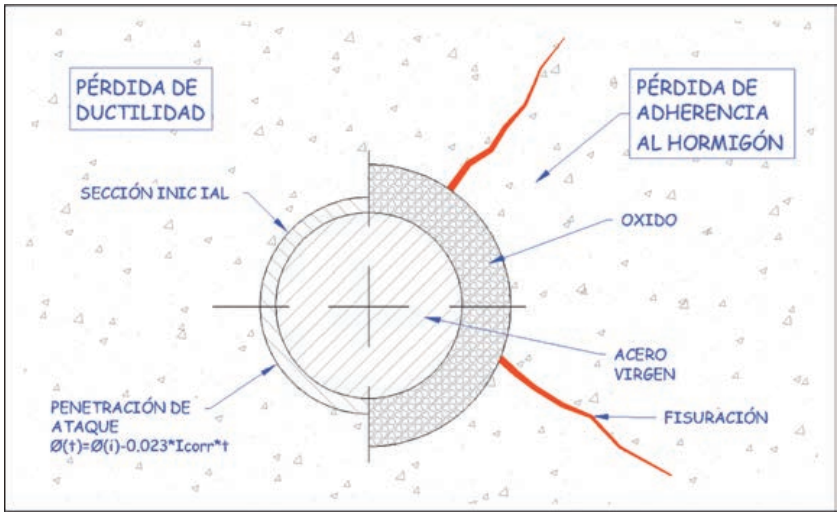


FIGURA 313. **CONSECUENCIAS DE LA CORROSIÓN DE ARMADURAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.**

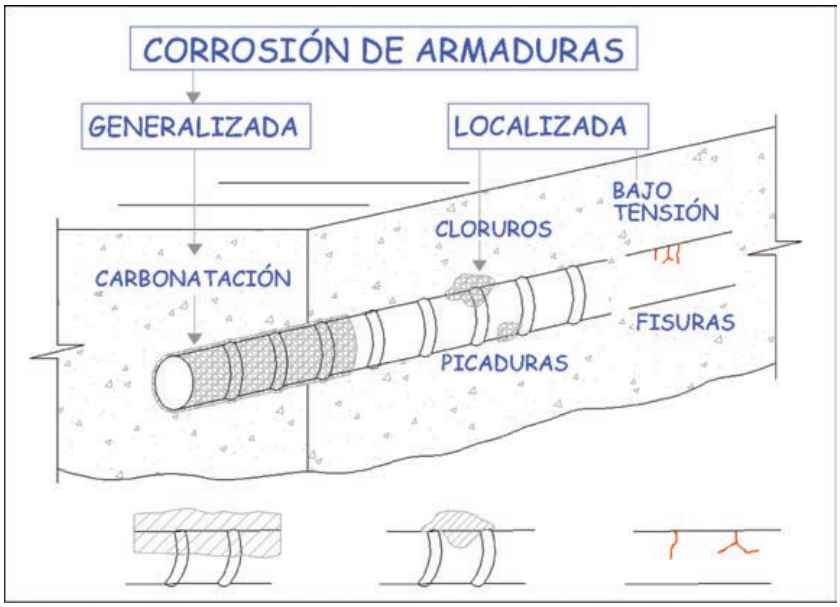


FIGURA 314. **TIPOS DE CORROSIÓN.**

En función del tipo de agresivo, la corrosión de armaduras se puede estructurar en tres apartados, siendo los dos primeros los más frecuentes.

- Corrosión por carbonatación: este tipo de corrosión se desencadena debido al descenso de pH que tiene lugar al reaccionar el anhídrido carbónico atmosférico con el hidróxido cálcico del hormigón, generándose carbonato cálcico. Esto hace que se vaya agotando «la reserva alcalina» del hormigón induciendo un descenso del pH del material (un hormigón sano tiene un pH entre 12,6 y 14), dándose las condiciones para que la capa pasivante se disuelva y las armaduras comiencen a corroerse, siempre y cuando las condiciones de humedad lo permitan. Este descenso de alcalinidad puede darse con otros componentes ácidos de la atmósfera o incluso con el contacto con aguas puras, pero por ser el anhídrido carbónico la causa más abundante el proceso recibe el nombre de carbonatación.

  La velocidad con la que transcurre el proceso depende de la permeabilidad del propio hormigón, y del ambiente que le rodea, especialmente las condiciones de humedad (las penetraciones máximas aparecen en humedades ambientales comprendidas entre el 50 y el 80%), siguiendo además una ley de tipo asintótico, en función del tiempo:

  $$X = k\sqrt{t}$$

  El proceso de carbonatación es generalmente lento, a causa del pequeño contenido en CO_2 de la atmósfera (del orden de un 0,03% en volumen, en zonas industrializadas puede llegar al 1%) de forma que en hormigones densos y bien ejecutados sólo se hace patente después de un periodo de varios años.

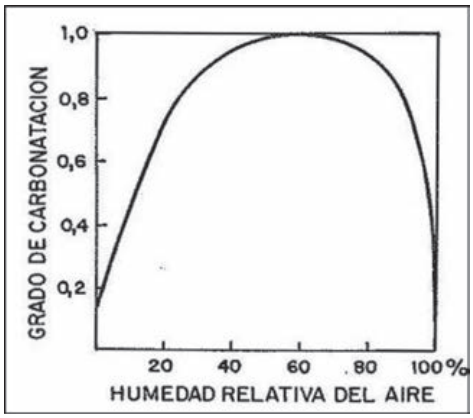


FIGURA 315. **CORRELACIÓN ENTRE VELOCIDAD DE CARBONATACIÓN Y HR AMBIENTE.**

Este tipo de corrosión se caracteriza por un ataque homogéneo en toda la superficie del acero conociéndose como corrosión generalizada.

El avance del frente carbonatado se puede determinar in situ, en una fractura reciente, siguiendo la norma UNE 112011.

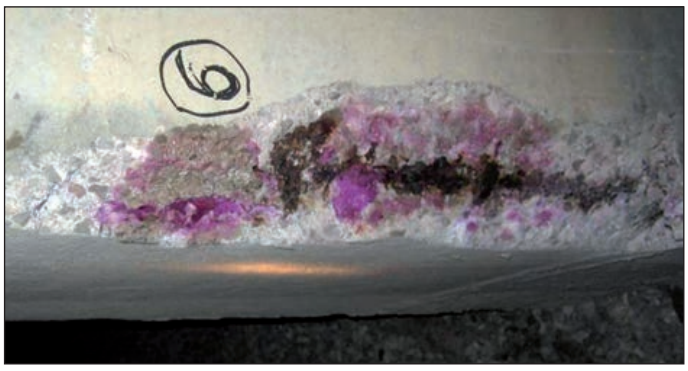


FIGURA 316. **REVELADO DEL FRENTE CARBONATADO CON FENOLFTALEÍNA.**

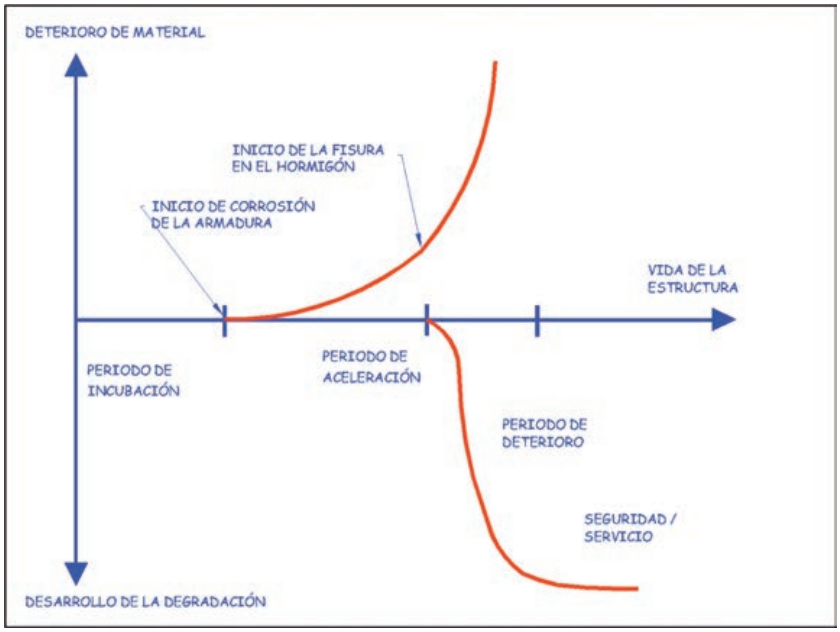


FIGURA 317. **INFLUENCIA DE LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS EN LA VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA.**

- Corrosión por cloruros: los iones cloruros son otra de las causas que con más frecuencia desencadenan procesos activos de corrosión, mediante un mecanismo de rotura localizada de la capa pasiva que protege los aceros. Esto da lugar a una morfología de ataque por picadura, aunque en la realidad muchas veces la corrosión puede tener un aspecto generalizado debido a la incubación de múltiples picaduras pequeñas.

  Este agresivo puede estar en el hormigón por haber llegado desde el exterior al tratarse de ambientes marinos o estructuras en las que se emplean sales fundentes (principalmente cloruro sódico) para facilitar la vialidad invernal, o estar presentes desde el origen, por estarlo en alguno de sus materiales constituyentes (lo más frecuentemente es en el agua de amasado o las arenas) o por haberse empleado como regulador de fraguado (en forma de cloruro cálcico). En las estructuras más recientes esto ya no es habitual, ya que el control de materiales y la prohibición del empleo de este compuesto como regulador de fraguado, hacen que la presencia de cloruros se deba exclusivamente a un aporte exterior procedente del medio agresivo en que se encuentra.

FIGURAS 318 Y 319. **EFECTOS DE LA CORROSIÓN POR CLORUROS EN AMBIENTE MARINO.**

FIGURAS 320, 321 Y 322. **EFECTOS DE LA CORROSIÓN POR CLORUROS EN UNA PILA CON SALES FUNDENTES.**

FIGURA 323. **CORROSIÓN INTENSA DE UN TABLERO METÁLICO.**

Este tipo de corrosión puede ser más peligrosa ya que no siempre la sintomatología es indicativa del nivel de deterioro, ya que en medios con elevada humedad, los óxidos se difunden, sin generar fisuras o delaminaciones significativas, a pesar de haberse producido pérdidas de sección importantes.

FIGURAS 324, 325 Y 326. **ASPECTO DE LOS DAÑOS Y ESTADO DE LA ARMADURA AFECTADA POR CORROSIÓN EN UN APOYO DE UN NERVIO DE UN TABLERO CON SALES FUNDENTES.**

Es difícil establecer un valor umbral de cloruros ya que la corrosión de las armaduras depende no sólo del contenido de cloruros, no obstante un valor bastante generalizado tanto a nivel nacional (EHE-08) como internacional, es el del 0,4% en peso de cemento.

- Corrosión bajo tensión: Este tipo de corrosión (CBT) viene asociado exclusivamente al caso de estructuras pre o postensadas ya que se caracteriza por la generación de una microgrieta en la superficie del metal tensionado que progresa en profundidad pudiendo llegar al colapso de la estructura. En algunas ocasiones ésta tiene lugar sin casi pérdida de material, conduciendo a la rotura sin estricción del metal, como si fuera un material frágil, produciendo finalmente un desgarro brusco, cuando la grieta ha alcanzado una profundidad crítica.

  La corrosión bajo tensión es un fenómeno muy específico y poco frecuente que suele ir asociado a una falta de calidad del hormigón (mal relleno de vainas o deslavado del hormigón) o a la presencia de determinados iones como por ejemplo los sulfuros, que provocan fácilmente este tipo de ataque.

  En gran parte de las ocasiones, los aceros pos y pretensados que se deterioran lo hacen generalmente por presencia de cloruros o carbonatación, siguiendo los mecanismos comentados en los puntos anteriores.

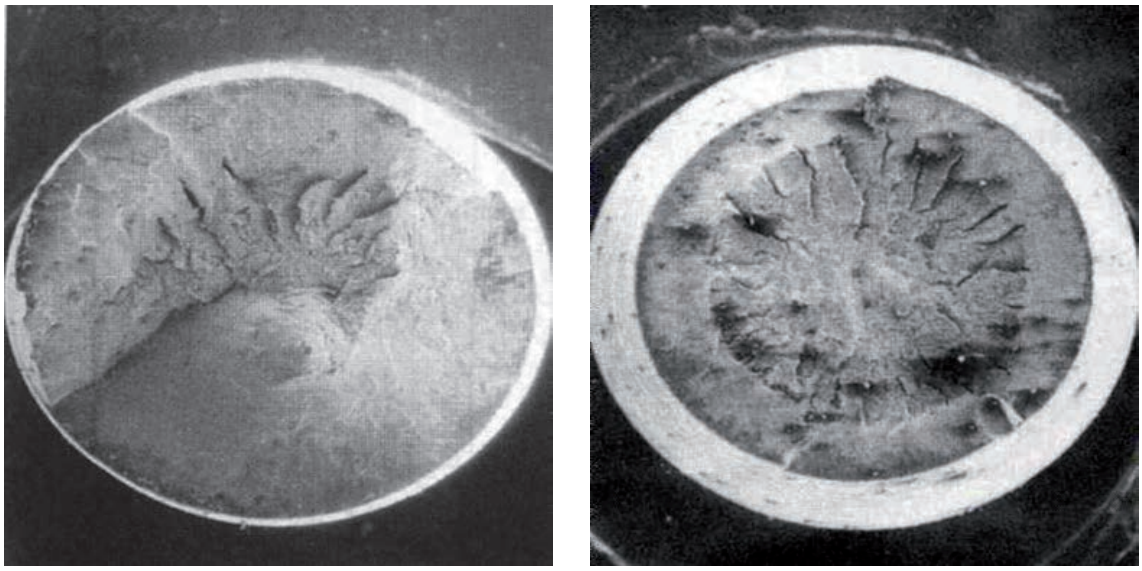


FIGURA 327. **ASPECTO DE UNA ROTURA DÚCTIL Y DE OTRA FRÁGIL DE UN ACERO DE PRETENSADO.**

5.4.1.6. Fisuras

Aunque no se corresponda a un único fenómeno (accidental, químico, etc.), dada la variedad de las fisuras y su más que frecuente observación en los diferentes elementos de hormigón, se dedica este epígrafe íntegramente al fenómeno de la fisuración.

La **fisuración** en el hormigón se produce por la escasa resistencia a tracción de éste, originada por fenómenos físico-químicos (como la corrosión que acabamos de ver, pero también por otros fenómenos expansivos ya descritos en el presente manual como el ataque por sulfatos, la reacción árido-álcali, ciclos hielo-deshielo, etc.) o por fenómenos mecánicos que se describen a continuación de forma general.

Las fisuras por corrosión tienen un trazado paralelo al acero afectado y es frecuente que aparezcan manchas de óxido a lo largo del mismo trazado. Por este motivo una fisura con esta característica debe ser atendida, ya que si se detecta a tiempo es posible realizar una reparación no excesivamente costosa. Es importante identificar la causa de la corrosión (carbonatación, cloruros o CBT) y suprimirla para que no actúe de nuevo.

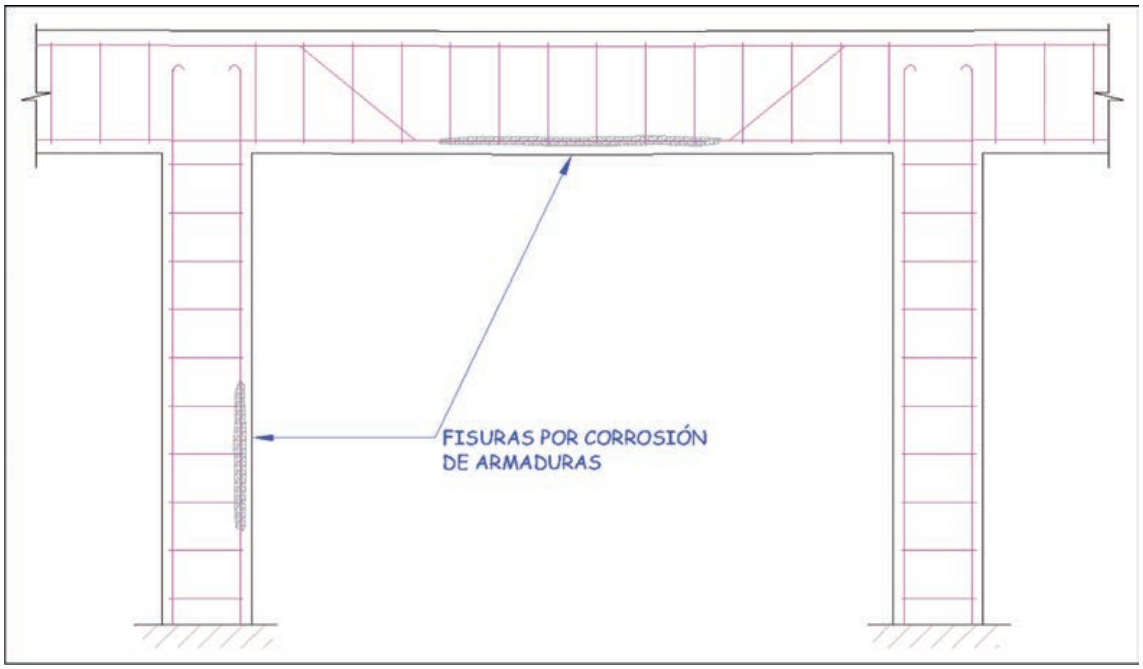


FIGURA 328. **FISURAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS.**

FIGURA 329. **FISURAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS EN PILA.**

FIGURA 330. **PROGRESIÓN DE LA FISURACIÓN DEL HORMIGÓN Y POSTERIOR DESPRENDIMIENTO DEL HORMIGÓN.**

Procesos de origen mecánico:

Dentro de los procesos de origen mecánico, cabe distinguir:

1. *Fisuración por retracción plástica y por asentamiento plástico*, que son fenómenos característicos del hormigón fresco. El primero es causado por la tensión capilar en el agua de los poros, mientras que el segundo surge como consecuencia de los desplazamientos que sufre la masa de hormigón en presencia de alguna coacción (armadura, árido, etc.).
2. *Fisuración causada por deformaciones* impuestas por temperatura, retracción o asientos diferenciales de las cimentaciones. La fisuración aparece donde la estructura se opone a los movimientos impuestos. Cuanto mayor sea el grado de coacción de la estructura y su rigidez, más anchas serán las fisuras.
3. *Fisuración debida a los esfuerzos provocados por la aplicación de cargas externas*, que es la que más se suele tener en cuenta en la fase de proyecto. Constituye un tipo de daño que permite identificar su origen (axil, flexión, cortante, torsión, etc.) en función de la tipología de las fisuras existentes. En la figura siguiente se muestran algunos de estos esquemas de fisuración.

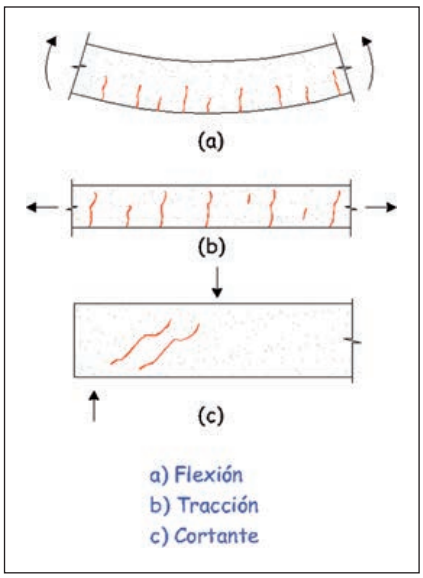
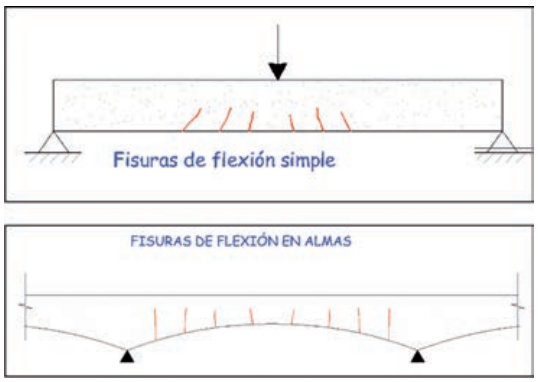


FIGURA 331. **ESQUEMAS DE FISURACIÓN POR ESFUERZOS.**

Se comentan a continuación algunos esquemas de fisuración originada por esfuerzos:

Fisuras por flexión. Las fisuras por flexión en una viga o una losa generalmente se presentan en la cara inferior o superior de los elementos, en función de la sección observada, en los centros de vano en caras inferiores y las caras y laterales superiores en apoyos continuos sobre pilas, lógicamente.

Estas fisuras son propias del hormigón armado. Cuando el hormigón alcanza su momento de fisuración, se produce un cambio sustancial en el comportamiento seccional del mismo, mostrando fisuras de pequeño espesor y separación uniforme, alrededor de 20-30 cm. La abertura de estas fisuras, en función del ambiente de la estructura, no suelen ser mayores de 0,20-0,30 mm.



FIGURAS 332 Y 333. **ESQUEMA DE FISURACIÓN POR FLEXIÓN SIMPLE.**

El ancho de las fisuras indica el nivel de esfuerzo de tracción al que han sido sometidas las barras; anchos pronunciados indican altos esfuerzos por exceso de carga o por insuficiencia de armadura longitudinal principal.

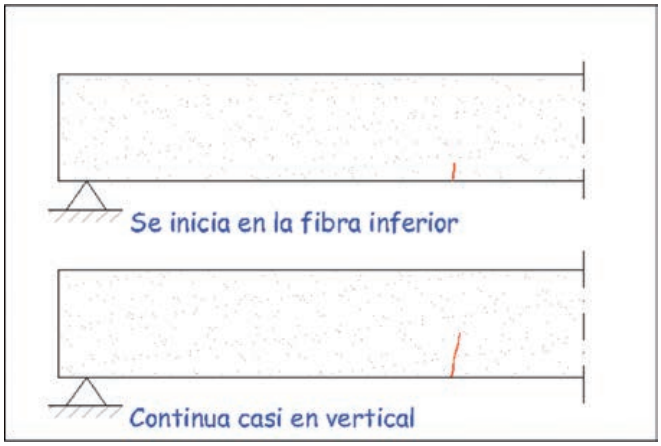


FIGURA 334. **ESQUEMA DE EVOLUCIÓN DE LAS FISURAS POR FLEXIÓN.**

Fisuras por cortante. Los esfuerzos de cortante en vigas y losas generan fisuras oblicuas generalmente formando un ángulo de 45° con la dirección de las armaduras principales (longitudinal). Las fisuras presentan un ancho variable y suelen presentar una separación máxima parecida a la separación de la armadura de cortante. Normalmente las fisuras por cortante se presentan en las zonas cercanas a los apoyos, sin embargo también pueden presentarse en el centro de la luz del elemento si hay cargas puntuales aplicadas y un armado deficiente. Frecuentemente se presentan varias fisuras paralelas, con separación variable. Las fisuras de cortante suelen atravesar todo el espesor del alma en el caso de las vigas.

FIGURAS 335 Y 336. **FISURACIÓN POR CORTANTE EN VIGA DE HORMIGÓN.**

Su evolución suele ser rápida y presenta el esquema descrito a continuación.

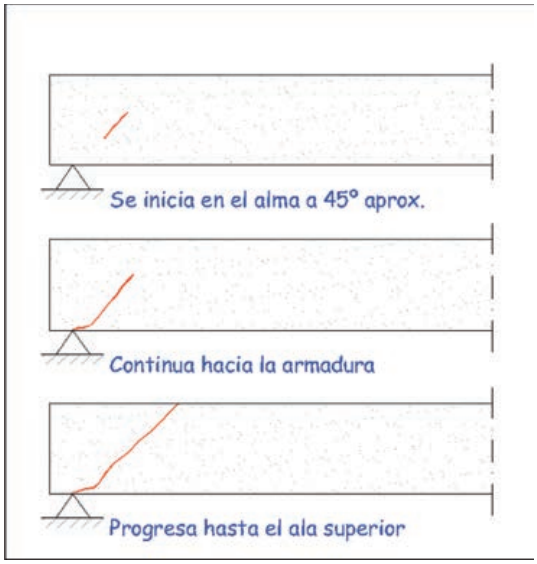
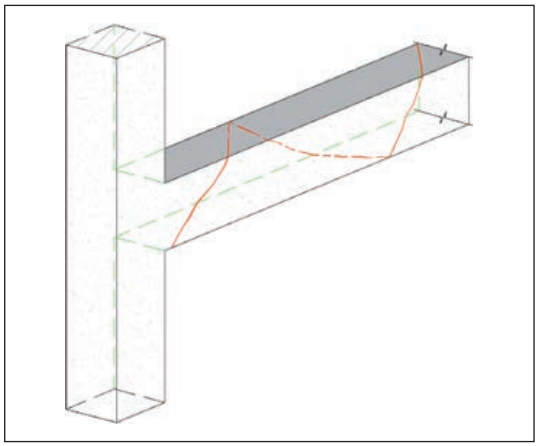


FIGURA 337. **ESQUEMA DE EVOLUCIÓN DE UNA FISURA POR CORTANTE.**

Fisuras por torsión. Son fisuras transversales e inclinadas similares a las fisuras por cortante, pero se diferencian en que las fisuras causadas por esfuerzos de torsión siguen un patrón de espiral o de tipo helicoidal que atraviesan toda la sección de los elementos.

En estructuras de hormigón armado los esfuerzos de torsión generan fisuras inclinadas en cada una de las caras del elemento (ver figura). Generalmente son fisuras continuas que van rodeando todo el elemento con una tendencia a seguir líneas a 45°, denotando que los cercos son insuficientes o su disposición es inadecuada. Esta insuficiencia se suele mostrar con mayor intensidad en las zonas de empotramiento a torsión, si bien también podrían aparecer en otras zonas debido a un corte de las armaduras prematuro.



FIGURAS 338 Y 339. **FISURACIÓN POR TORSIÓN EN UNA VIGA (IZQUIERDA) Y EN UNA LOSA (DERECHA).**

Causas de la fisuración de origen mecánico

El hecho de que los esfuerzos internos generados en la estructura sean superiores a aquellos que la estructura puede soportar sin sufrir determinados daños (fisuras, grietas) puede deberse a una diversidad de causas:

a) *Defecto de proyecto:* esa acción no se había tenido en cuenta en proyecto por error, o su valor es superior al supuesto en proyecto, o los esfuerzos provocados por ella se habían calculado incorrectamente; en cualquiera de los casos la estructura no estará adecuadamente dimensionada para resistir su efecto.

FIGURAS 340 Y 341. **LA EXISTENCIA DE FISURAS EN TODOS LOS VANOS, QUE HAN APARECIDO DESDE EL MOMENTO DE LA PUESTA EN SERVICIO Y QUE HAN IDO EVOLUCIONANDO CON EL TIEMPO, HACE PRESUPONER UN FALLO EN EL CÁLCULO ESTRUCTURAL O DE EJECUCIÓN.**

b) *Defecto de ejecución:* aunque la estructura estuviera bien proyectada para soportar la acción de esas cargas, su ejecución ha sido defectuosa (mala calidad de los materiales, colocación errónea de armadura, etc.).

c) *Situación accidental:* la estructura está bien proyectada y construida pero accidentalmente acaba soportando los esfuerzos de una acción determinada para la que no estaba prevista. Un caso típico de esta situación lo constituyen, por ejemplo, los impactos de vehículos con altura excesiva bajo el puente o los que habitualmente se producen en puentes metálicos de tablero inferior con plataforma estrecha.

FIGURA 342. **ROTURA DE UNA VIGA DEBIDO AL IMPACTO DE UN VEHÍCULO**.

Un ejemplo típico de lo expuesto en *a*), aunque no deba calificarse de defecto de proyecto, lo constituyen los puentes más o menos antiguos, proyectados en su día para las sobrecargas de uso previstas en las normas entonces vigentes. Puede suceder que las cargas reales de tráfico actuales generen esfuerzos superiores a los producidos por aquellas sobrecargas, en cuyo caso será necesario reestudiar el nivel de seguridad actual del puente y, en su caso, proceder a su refuerzo. Para ello es preciso tener un cierto conocimiento de la evolución de las Normas de acciones.

En otros casos, las fisuras producidas por efecto de las cargas actuantes sin que éstas sean superiores a las de proyecto, pueden reflejar otro tipo de defectos de proyecto, bien por errores que conduzcan a un insuficiente armado o, lo que quizá es más corriente, por defectos en la propia forma de disposición de la armadura que puede resultar incorrecta para las distribuciones tensionales que se producen en la pieza.

En cualquier caso es interesante recordar algunos detalles respecto a la aparición de fisuras de este tipo en casos reales:

- En cualquier sección que tenga armadura con una buena adherencia dispuesta en dirección más o menos perpendicular al plano de la tracción principal y con unos recubrimientos adecuados, las fisuras bajo cargas de servicio raramente superarán una anchura de 0,20-0,30 mm y una separación de unos 0,20-0,30 m.
- Cuando aparecen fisuras muy anchas inducidas por efecto de cargas, serán generalmente indicio de que el cálculo de seguridad frente a rotura o fisuración es incorrecto, bien por errores de ejecución o detalles de anclaje o, incluso, porque el efecto de un determinado tipo de carga haya sido mal interpretado o despreciado, de forma tal que la armadura dispuesta para resistir tal efecto sea inexistente o casi nula, provocando que bajo la carga de servicio se alcancen tensiones muy altas en una sección.

Otra situación relativamente frecuente lo constituyen los numerosos casos de puentes en los que, por sucesivas operaciones de repavimentación sin fresar previamente la capa de rodadura anterior, acaba existiendo una carga muerta de peso del pavimento que puede llegar a ser de hasta cuatro o cinco veces la prevista en proyecto, como puede verse en la figura siguiente.

FIGURA 343. **EJEMPLO DE REPAVIMENTACIÓN SIN FRESADO PREVIO**

En cualquier caso, si se detectan fisuras de una cierta importancia durante las inspecciones, convendrá hacer un estudio y toma de datos sobre las mismas, levantando un croquis de ellas, midiendo su espesor y separación y acotando en longitud, anotando aquellas circunstancias que puedan resultar de interés (manchas de óxido, depósitos blancos de carbonato cálcico, etc.), y marcando sobre la propia estructura el punto hasta donde llegan las más importantes, con indicación de la fecha. Es interesante conocer las posibles simetrías, antimetrías o disimetrías de los mapas de fisuras, que pueden revelar claramente los orígenes del daño.

Un patrón de fisuración generalmente se debe describir mediante las siguientes dimensiones: el espesor, la longitud, la dirección de la fisura y la distancia entre éstas, anotando las observaciones que se consideren relevantes sobre el elemento en el cual se presenta el daño. El espesor o ancho de las fisuras se debe medir por medio de un comparador de fisuras o fisurómetro de bolsillo, como el de la siguiente figura.

FIGURA 344. **FISURÓMETRO DE BOLSILLO**.

En elementos de hormigón pretensado, la fisuración a flexión puede ser un caso de patología estructural. Hay por tanto necesidad de observarlas minuciosamente y anotar las características geométricas de todas las fisuras apreciadas. La fisuración afecta no sólo a la durabilidad del elemento sino también a su propia funcionalidad, consecuencia de su pérdida de rigidez.

En cualquier caso, debe señalarse que el estudio de las fisuras exigirá la intervención de un especialista que examine todos los datos para poder llegar a un diagnóstico adecuado de la situación.

En hormigón pretensado es aplicable todo lo indicado para el armado, con algunas peculiaridades adicionales. Así se tiene el empuje al vacío en tendones curvos de continuidad y la curvatura en planta. Se producen por curvatura del tendón y desequilibrio en el estado tensional. Esto es más grave en piezas de poco espesor, aligeradas por los conductos, antes de la inyección o incluso después de ella. Así mismo, en los detalles específicos de cuñas de postesados de continuidad, es habitual que debido a la introducción de unas cargas puntuales bastante elevadas, se produzcan fisuras tanto por arrastre como por la propia difusión a toda la sección de la carga.

Las inyecciones mal realizadas han dado lugar a roturas por formación interna de hielo y, a más largo plazo, a corrosiones por falta de protección.

Existen una serie de deterioros que aparecen en el hormigón dentro de las primeras horas/días tras su puesta en obra, y que **podrían ser identificadas de forma errónea como defectos de origen estructural o químico,** por lo que conviene realizar algunos comentarios para su correcta identificación.

Fisuración por retracción hidráulica

Existen varios tipos de fisuras por retracción hidráulica, siendo más relevantes en el caso que nos ocupan las que se producen por asentamiento plástico y, especialmente, las de retracción por secado.

El asentamiento plástico consiste en un desplazamiento de los elementos sólidos hacia el fondo o parte baja de los moldes debido a la acción de la gravedad y del agua hacia la superficie del hormigón. Si dentro del hormigón existen barras de armado que impidan este desplazamiento aparecerán fisuras siguiendo la línea de aquéllas. Si lo que existe es un plano de barras paralelas a la superficie y próximas entre sí se producirá una fisura plana horizontal coincidiendo con el eje de las barras y que cortará al hormigón.

La retracción de secado se produce cuando el hormigón ha fraguado y se encuentra en un ambiente no saturado. Esta retracción es irreversible y es debida a la pérdida de agua en la pasta de cemento. En los muros laterales de los estribos suelen aparecer algunas semanas o meses después del endurecimiento del hormigón. Estas fisuras suelen ser de ancho pequeño o medio (0,05 a 0,3 mm) y con una secuencia de separación prácticamente constante.

Fisuración por contracción térmica inicial

Se trata de fisuras que pueden aparecer en elementos de espesor considerable, al enfriarse rápidamente la superficie de la pieza. El acortamiento está impedido por el núcleo más caliente de la pieza o por coacciones externas, como el cimiento previamente hormigonado. Suelen aparecer entre un día y una semana a partir del vertido del hormigón. Son fisuras normalmente paralelas y de ancho apreciable (0,15 a 0,30 mm).

Estas fisuras se presentan frecuentemente con máxima abertura en la base y decreciendo al ascender, en el caso de que sea el cimiento previamente hormigonado el que presente la coacción. En muros ejecutados sin juntas de contracción o sin suficiente armadura de retracción y temperatura se manifiestan con ancho constante en toda la altura del muro.

En la siguiente figura se pueden observar algunas de estas «fisuras intrínsecas» en elementos de hormigón estructural.

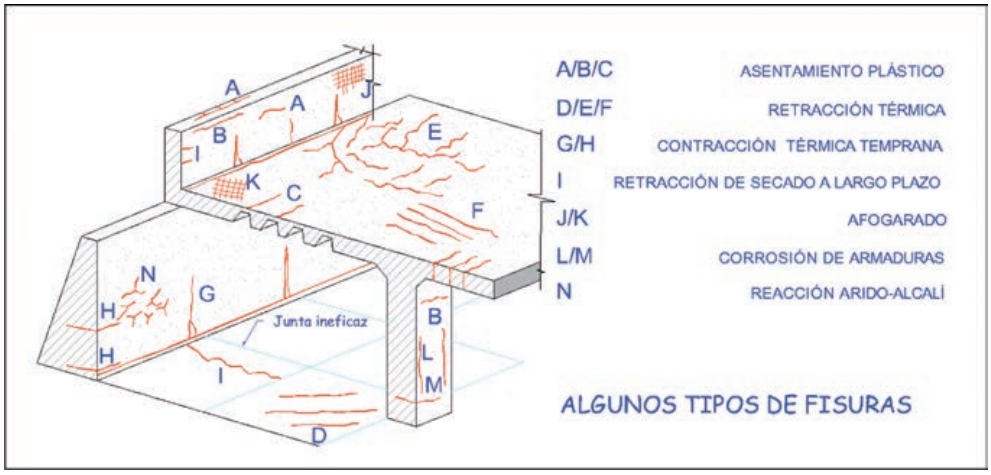


FIGURA 345. **EJEMPLO DE FISURAS INTRÍNSECAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL.**

5.4.1.7. Deterioros producidos en el proceso constructivo

En la calidad de una estructura tanto la bondad de los materiales como los cuidados en la ejecución tienen una importancia trascendental.

Una parte importante de los problemas que presentan las estructuras se debe a la falta de calidad de los materiales empleados en ellas y son consecuencia de que, o no se han elegido bien y no son los más adecuados para las condiciones en que han de desarrollar su función, o no responden a los requisitos que se ha previsto que deben poseer.

Muchas veces, los materiales son los adecuados y además son de calidad, y sin embargo los fallos son debidos a la mala ejecución o pocos cuidados con los que se ha realizado la obra; así, es frecuente detectar coqueras debidas a una mala compactación del hormigón, fisuras como consecuencia de un deficiente curado, errores en el armado, deficiente colocación de las armaduras, especialmente en detalles constructivos específicos (cuñas de anclaje, mamparos, refuerzos de apoyos y otros), etc.

Algunos de estos defectos que pueden afectar a la estructura son:

Humedades y filtraciones debidas a una impermeabilización deficiente

La inadecuada impermeabilización de los cimientos y de la propia subestructura (pilas y estribos) puede provocar la presencia de humedades y filtraciones en estos elementos. En ocasiones la humedad asciende por capilaridad desde el terreno debido a una deficiente impermeabilización de los cimientos; en otras ocasiones la humedad proviene de las tierras que contiene el estribo.

FIGURA 346. **HUMEDADES POR CAPILARIDAD EN ESTRIBO.**

Por otra parte, es muy habitual la presencia de humedades en los paramentos de la subestructura debido al agua que escurre a través de la junta de calzada, por falta de estanqueidad de la misma.

FIGURA 347. **HUMEDADES EN EL ESTRIBO DEBIDO A LA FALTA DE ESTANQUEIDAD DE LA JUNTA DE CALZADA.**

Defectos superficiales por incorrecta ejecución del hormigonado

Frecuentemente se producen errores de ejecución que pueden mermar las resistencias del hormigón y dar lugar a faltas de uniformidad en la mezcla con aparición de fisuras, grietas, coqueras, oquedades, desprendimientos, etc. La mayor parte de los errores y descuidos en el hormigón corresponden a las fases de fabricación (dosificación), transporte, puesta en obra, compactación y curado del mismo.

Uno de los defectos superficiales más comunes es el de las coqueras, consistentes en oquedades de tamaño diverso. Su origen está en una puesta en obra defectuosa del hormigón, por falta de vibrado o por la existencia de objetos extraños que han impedido el acceso del hormigón fresco a todos los rincones de la pieza. Con frecuencia, las coqueras son consecuencia de un erróneo planteamiento de una secuencia de hormigonado, con piezas de geometría compleja y armadura mal dispuesta para la puesta en obra del hormigón.

Ejecución incorrecta de las juntas de hormigonado

Lo ideal, en toda construcción de hormigón, es que el hormigonado se haga continuo, que no existan juntas. En la práctica, no siempre se puede conseguir, salvo excepciones, y en las obras son muchas las juntas de trabajo que hay que dejar debido al propio proceso constructivo, a tener que continuar al día siguiente por interrupción de la jornada laboral, por mal tiempo en época de fuertes heladas, por el propio proceso constructivo por fases o con dovelas prefabricadas, por falta de suministro, etc. Aparte de estas interrupciones, se pueden diseñar juntas específicas para evitar que se produzcan fisuras de retracción, reduciendo las dimensiones totales de cada elemento hormigonado. La retracción depende del módulo de elasticidad, del área de la pieza y del perímetro expuesto y se puede estimar en 0,25-0,40 mm/m. Cuanto mayor es la longitud de la pieza, mayor movimiento se acumula, por lo que estas juntas diseñadas expresamente ayudan a controlor la retracción.

Dos son los problemas que presentan las juntas de hormigonado y que pueden ser causa de fallos en el hormigón, uno es la mala elección de la zona donde se va a dejar la junta y el otro el deficiente tratamiento que se le haya dado (por ejemplo, problemas en el tratamiento de la impermeabilidad de la junta, colocación de juntas water-stop o similares).

FIGURA 348. **FISURA Y POSTERIOR DEGRADACIÓN DE LA ZONA DE JUNTA DE HORMIGONADO**

La abundancia de fallos coincidiendo con las juntas de hormigonado, especialmente en zonas de sismos, hace que deba prestarse un cuidado y vigilancia muy especial a la ejecución de las mismas.

Escasez de recubrimiento

Cuando el recubrimiento no es el adecuado suele aparecer una fisuración siguiendo el trazado de las armaduras.

5.4.2. DETERIOROS EN LA FÁBRICA

5.4.2.1. Deterioros por factores accidentales

Los daños más habituales en las estructuras de fábrica debido a factores mecánicos son los desconchones, fragmentaciones o pérdida de piezas ocasionados por el impacto de vehículos o elementos arrastrados durante las riadas, así como el lavado de llagas y el desgaste y abrasión de la fábrica producido por la propia circulación del agua y de elementos en suspensión.

5.4.2.2. Deterioros por factores físicos

Meteorización por la acción del viento

La acción del viento y las partículas que lleva en suspensión producen en la fábrica un desgaste importante por abrasión, dependiendo de la naturaleza del material sobre el que incide y de la energía cinética de las partículas en suspensión, a su vez dependiente de su masa y velocidad.

Su efecto más común es el deterioro superficial y la generación y agrandamiento de alvéolos. Es importante señalar que, en combinación con la acción de las sales solubles, el viento puede llegar a formar un sistema con gran poder de destrucción.

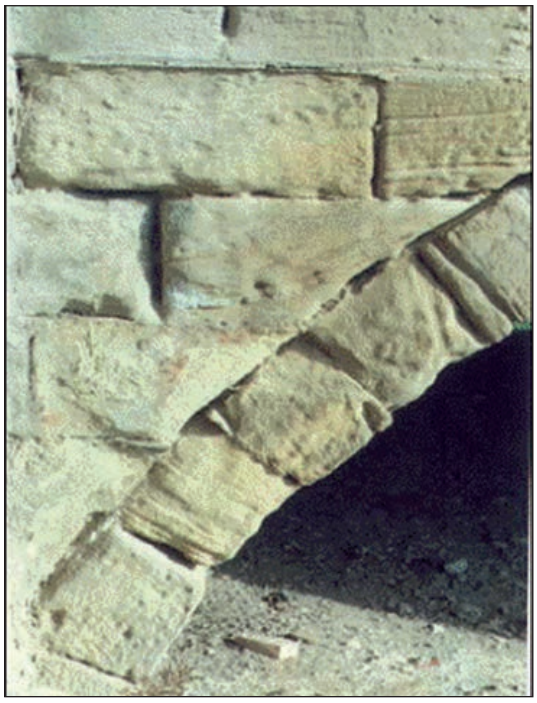


FIGURA 349. **METEORIZACIÓN POR ACCIÓN DEL VIENTO.**

Meteorización por la acción del hielo

El hielo es un agente de alteración física notable. El agua que se introduce en los poros y fisuras de la piedra, al congelarse, aumenta de volumen un 10% aproximadamente, lo que puede producir una presión suficiente para romper la piedra si se encuentra saturada o próxima a la saturación. A esto habría que añadir la presión hidráulica generada durante la congelación del agua. Estas tensiones provocan nuevas fisuras que finalmente conducen, en repetidos ciclos de hielo-deshielo, a la exfoliación, fisuración y eventual rotura del material (crioclastia).

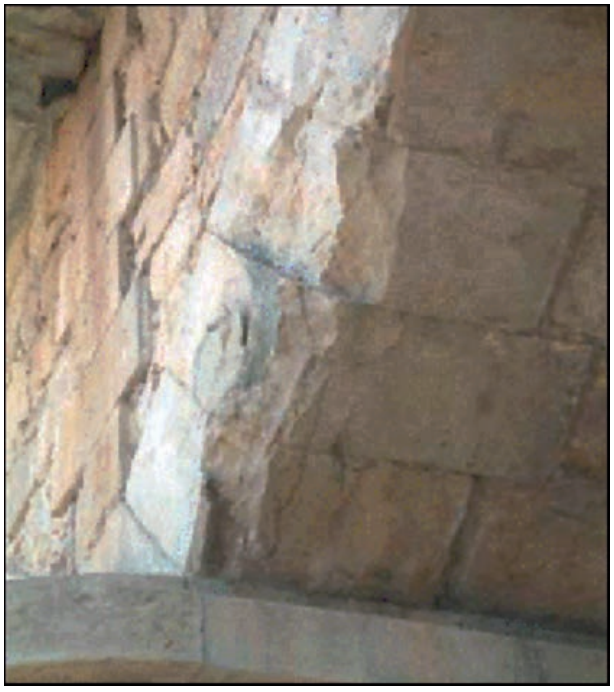


FIGURA 350. **METEORIZACIÓN POR LA ACCIÓN DEL HIELO-DESHIELO.**

La vulnerabilidad de la fábrica a la acción del hielo depende del volumen de huecos de la piedra, de los cambios de temperatura y del porcentaje de huecos ocupado por el agua (grado de saturación). Las presiones de cristalización son inversamente proporcionales al tamaño de los poros y fisuras. Así, las rocas y ladrillos con grandes poros son generalmente menos sensibles a las heladas que las que contienen poros pequeños.

Por otro lado cabe señalar que son más peligrosos los continuos cambios de temperatura alrededor de cero grados (ciclos de hielo y deshielo), que una temperatura baja mantenida, lo que hace, junto con la posibilidad de altos grados de humedad en superficie (grados de saturación elevados), que sean más proclives a sufrir fenómenos de helada las partes superficiales de la obra.

Meteorización por cambios de temperatura

Los cambios bruscos de temperatura actuando sobre las obras de fábrica pueden producir daños asociados al despegue y caída de las capas superficiales de las piezas.

Por un lado, cabe señalar que los coeficientes de dilatación de los minerales que constituyen las rocas son diferentes, por lo que con los cambios térmicos se originan tensiones internas que pueden producir fisuras, si aquéllas superan la capacidad resistente a tracción de la piedra.

Por otro lado, debemos tener en cuenta que la piedra es un material con una baja conductividad térmica y un alto calor específico, donde los fenómenos de difusión son más lentos. Así, cuando un material está expuesto al sol su superficie está más caliente que el interior, fenómeno que se invierte durante la noche, siendo estas diferencias de temperatura las causantes de la desigual dilatación que originan tensiones tangenciales en la piedra, que pueden llegar a superar la resistencia del material produciendo el deplacado y exfoliación del mismo (fisuras paralelas a la superficie).

Meteorización por hinchamiento

Otra causa de defectos en las obras de piedra es el cambio de volumen que experimentan algunas rocas al humedecerse, lo que puede agravar o acelerar el desarrollo de otros procesos.

El agua de lluvia puede penetrar en los materiales, en primer lugar, a causa de la presión de caída y del efecto del viento, principalmente en aquellos materiales como el ladrillo, con elevada porosidad y gran porcentaje de poros grandes en la superficie; en segundo lugar, por efecto de la capilaridad o absorción por tensión superficial. Este fenómeno aumenta si la superficie del material se encuentra alterada, y en paramentos expuestos al viento. De cualquier modo, la capacidad de absorción de agua de lluvia será más elevada cuanto mayor sea el coeficiente de absorción global del material.

Meteorización por cristalización de sales

Otro proceso de deterioro habitual de las obras de piedra es el fenómeno que se desencadena al cristalizar las sales solubles presentes en disolución en los poros de la piedra al evaporarse el agua. Dicho fenómeno causa la degradación química al reaccionar los componentes de la piedra y una meteorización mecánica debido a procesos ligados con la propia cristalización.

Su nocividad es variable, y depende no sólo de las características de la sal sino de las condiciones ambientales (variaciones de humedad y temperatura), las cuales controlan los mecanismos de disolución y precipitación.

Si la evaporación del agua se produce en la superficie se generan eflorescencias, costras y pátinas, que suelen estar constituidas por cloruros, sulfatos, o carbonatos de metales alcalinos y alcalino-térreos (fundamentalmente sodio, potasio y calcio). Estos compuestos pueden estar presentes en el material antes de su colocación, o tener su origen en circunstancias ajenas a la piedra, como pueden ser los materiales de construcción (morteros y cementos de unión), el terreno, una atmósfera ácida, metabolismo de organismos, etc. El sulfato potásico es el constituyente mayor de las eflorescencias provocadas por el cemento portland, que habitualmente se empleaba en interven-

ciones en la obra. También la absorción por capilaridad del agua del terreno que contenga sales solubles procedentes de abonos puede dar lugar a eflorescencias, siendo esto frecuente en muros de contención.

FIGURA 351. **EFLORESCENCIAS EN FÁBRICA DE LADRILLO.**

Es importante, a pesar de la semejanza de aspecto que puedan presentar, no confundir las eflorescencias con las manchas de mortero, éstas últimas debidas a una incorrecta eliminación del sobrante de este material durante la ejecución de la fábrica. Este es el caso de las exudaciones, que son resultado del lixiviado de la cal del mortero durante su hidratación y su posterior precipitación en forma de carbonato cálcico.

Los términos subeflorescencia y criptoeflorescencia hacen referencia a la cristalización de estas sales en el interior de los materiales, quedando ocultas al observador. Los compuestos salinos de las subeflorescencias y criptoeflorescencias son más peligrosos que los de las eflorescencias, ya que en las primeras, las sales están confinadas al espacio de los poros, capilares o microfisuras de la pieza, acrecentándose el efecto perjudicial tanto debido a la presión de cristalización como a la presión de hidratación, así como a los ciclos de hidratación y deshidratación y a la tensión generada por la dilatación térmica diferencial.

5.4.2.3. Deterioros por factores químicos

Meteorización por disolución

Es el fenómeno más importante y afecta casi a cualquier tipo de fábrica, aunque mayoritariamente a piedras de naturaleza carbonatada (calizas, dolomías). Puede producirse la disolución de carbonatos, del cemento de las areniscas, de los yesos, etc.

El fenómeno de erosión por disolución de carbonato cálcico es un proceso de degradación de la piedra que tiene lugar como consecuencia de la acción del agua que contiene anhídrido carbónico. Uno de los componentes del aire es el anhídrido carbónico (CO_2), cuya concentración es mayor en las aglomeraciones urbanas. El carbonato cálcico es poco soluble en agua pura, pero es mucho más soluble en agua que contiene CO_2, formándose bicarbonato cálcico, que es bastante inestable en solución, volviéndose a depositar carbonato cálcico donde haya tenido lugar la evaporación post erior. Por tanto el fenómeno de disolución es más importante en las obras construidas con piedra caliza, donde además de a la propia piedra, afecta habitualmente de manera especial a los morteros.

La disolución del carbonato cálcico es un ataque que adquiere más gravedad cuanto menor es la calidad de la caliza, teniendo una especial relevancia cuando la fábrica se encuentra ejecutada con morteros de cal grasa, como es habitual en obras de cierta antigüedad. El peligro de disolución de morteros, e incluso de la propia piedra, con el consiguiente arrastre y pérdida de material, es muy elevado, por lo que en este tipo de obras es esencial disponer de un buen sistema de drenaje, de manera que se asegure en todo momento la rápida evacuación del agua.

Meteorización por oxidación-reducción

Este deterioro apenas repercute en la integridad del sillar, tan sólo en el cambio de color de su superficie, no llevando consigo daños internos.

Las reacciones de oxidación y reducción afectan sobre todo a componentes férricos. El hierro es oxidado por el oxígeno libre del aire, dando lugar a óxido de hierro. El azufre (en los sulfuros) se oxida ligeramente a sulfato. En ambos casos el agua acelera los procesos de oxidación.

Meteorización por carbonatación

Los fenómenos asociados a la carbonatación no suelen ser en sí mismos muy perjudiciales, pero pueden estar indicando la presencia de otros fenómenos más dañinos.

Las calizas y areniscas con cemento calcáreo contienen carbonato de calcio en forma de calcita como principal componente, siendo por lo tanto las más susceptibles a presentar este fenómeno.

Meteorización por hidrólisis

Las reacciones de hidrólisis afectan fundamentalmente a componentes silicatados (por ej. feldespatos), por lo que son de especial relevancia en las rocas graníticas. La hidrólisis conduce en última instancia a la formación de minerales arcillosos, más estables en las condiciones ambientales de la superficie terrestre.

Meteorización por hidratación

La hidratación consiste en la incorporación de moléculas de agua por parte de un mineral. Este sería el caso de la anhidrita (sulfato cálcico) cuando se transforma en yeso (sulfato cálcico dihidratado).

Meteorización por contaminantes atmosféricos

En áreas urbanas y zonas industrializadas, los efectos de la contaminación atmosférica sobre el deterioro de la piedra son particularmente evidentes. Los contaminantes atmosféricos (sólidos, líquidos y gaseosos) reaccionan con los componentes de la piedra, dando lugar a diversas formas de alteración (eflorescencias, pátinas, costras) y a la degradación del material.

En primer lugar, se produce una deposición y acumulación de partículas contaminantes sobre la superficie de los materiales, favorecida por la textura rugosa de la gran mayoría de las fábricas. En el caso de la fábrica de ladrillo, la textura horizontal rayada de la fábrica, con alternancia de hiladas de ladrillo y mortero, origina que dichas juntas horizontales actúen de continuos goterones que interrumpen por igual el recorrido del agua y proporcionan también un aspecto muy uniforme del conjunto. Por otra parte, y por este motivo, la suciedad causa menor alteración visual en las fábricas de ladrillo que en fábricas de piedra más homogéneas.

En otros casos, descritos a continuación, la acción de los contaminantes atmosféricos puede ser mucho más perjudicial.

- Compuestos de azufre

La erosión de las rocas carbonatadas en atmósfera sulfurosa puede alcanzar niveles muy notables en condiciones desfavorables. En atmósferas industriales está presente en mayor o menor concentración el anhídrido sulfuroso, que se combina con el agua para formar ácido sulfúrico que ataca al carbonato cálcico formándose sulfito cálcico, el cual a su vez combinado con oxígeno da lugar a sulfato cálcico que, aunque generalmente se considera insoluble, se disuelve en agua en cierta proporción.

El sulfato cálcico es mucho más soluble en agua que el sulfato magnésico si la caliza de partida contenía este compuesto, como es habitual. Con ser grave este fenómeno de erosión, es mucho más grave la formación de una costra dura e impermeable por la acción de los gases sulfurosos, ya que dicha costra tiende a exfoliarse y desprenderse, produciendo una erosión mucho más grave.

• Compuestos de nitrógeno

Los principales son los óxidos de nitrógeno, procedentes en su mayoría de los fertilizantes nitrogenados, de los combustibles de los automóviles y de ciertos procesos bioquímicos. El mayor peligro para las piedras reside en la conversión fotoquímica de los óxidos de nitrógeno en ácido nítrico, sobre todo en los «smogs». Las piedras carbonatadas son especialmente sensibles a la acción de los contaminantes nitrogenados.

• Óxidos de carbono

El dióxido de carbono es un componente natural de la atmósfera, aunque su concentración ha crecido sensiblemente en los últimos decenios, debido principalmente a la quema de combustibles fósiles. Sus efectos negativos se concentran en los materiales calcáreos, al disolver, en presencia de agua, los carbonatos constituyentes de dichas rocas.

• Cloruros y fluoruros

Los productos clorados de la atmósfera proceden, principalmente, de fuentes naturales (mares, volcanes, desiertos...), así como de la actividad humana (plantas de fabricación de HCl, elaboración de papel y plásticos con cloro). Su acción se materializa, por lo general, a través del ácido clorhídrico al atacar calizas y areniscas con cemento calcáreo, disolviendo el material carbonatado y formando sales higroscópicas favorecedoras de deterioros importantes (alveolización y desagregación arenosa, entre otros).

En cuanto a los compuestos fluorados, provienen sobre todo de ciertas actividades industriales (fabricación de aluminio, acero, vidrio, fertilizantes...). Ataca a las calizas formando fluoruro cálcico, de volumen menor que la calcita, por lo que tiende a aumentar la porosidad del material.

5.4.2.4. Deterioros por factores biológicos

La acción mecánica de las raíces puede ser muy perjudicial para la fábrica. Las raíces de las plantas que crecen en las juntas pueden provocar el desprendimiento del mortero de unión, con la consiguiente pérdida de coherencia de la estructura. Por otra parte, la vegetación puede provocar alteraciones en el nivel de humedad del relleno, modificando los empujes actuantes sobre los elementos de contención de dicho relleno.

FIGURA 352. **VEGETACIÓN ENRAIZADA EN EL TAJAMAR DE UNA PILA.**

5.4.2.5. Deterioros producidos por la falta de definición de detalles constructivos o como consecuencia del proceso constructivo

Humedades y filtraciones debido a una deficiente impermeabilización y drenaje

Las humedades y filtraciones existentes en los paramentos de fábrica suelen tener su origen en una inadecuada impermeabilización del muro o del tablero, que no se encuentra correctamente aislado del relleno de tierras que contiene. Los sillares de arenisca y las fábricas de ladrillo son muy propensos a presentar ataques superficiales en los bajos de los muros por capilaridad del agua del terreno.

FIGURA 353. **FILTRACIONES A TRAVÉS DE LA BÓVEDA DEBIDO A UNA INADECUADA IMPERMEABILIZACIÓN.**

Por otra parte, una deficiente canalización de las aguas superficiales o infiltradas en el relleno puede ser el origen de graves situaciones patológicas. Un defectuoso drenaje del relleno por obturación de mechinales puede incrementar los empujes sobre los muros haciendo peligrar su estabilidad. La carencia de un adecuado sistema de canalización de las aguas superficiales puede ser la causa de erosiones en la base de la cimentación y de los consecuentes asientos o giros del muro correspondiente.

Fragmentación o desprendimiento de piezas

La fragmentación o desprendimiento de piezas en la fábrica de un estribo también pueden tener su origen en una ejecución inadecuada o la falta de material de relleno de juntas, etc.

Fisuración

El uso excesivo de explosivos para la extracción de la roca puede originar la formación de fisuras que den paso al agua y aceleren el envejecimiento de la piedra.

La puesta en obra de sillares de rocas sedimentarias con los planos de estratificación colocados paralelos a la dirección del esfuerzo y perpendiculares a los paramentos exteriores, trae como consecuencia la formación de fisuras por tracción entre los planos de estratificación.

En el caso del ladrillo, cualquier discontinuidad que haya quedado en la pasta arcillosa una vez llevado a cabo el moldeo, derivará en la formación de una fisura durante el secado o posteriormente en la cocción. Por otra parte, un secado demasiado rápido origina un gradiente de humedad muy acusado entre el interior y el exterior de la masa arcillosa, lo que origina unas tensiones que pueden conducir finalmente a la fisuración.

Degradación

La colocación en obra de la piedra con un exceso de humedad puede ser el origen de determinadas degradaciones. Cuando la piedra es extraída contiene una determinada humedad de cantera, que al perderla posteriormente por secado le confiere una mayor dureza a la vez que incrementa su dificultad de labra. El proceso de secado es, no obstante, conveniente puesto que al eliminarse la humedad de cantera se incrementa la resistencia de la piedra a la helada.

También influye la colocación en obra de sillares de rocas sedimentarias, ya que si los planos de estratificación se sitúan paralelamente a la dirección del esfuerzo y al paramento exterior, se produce fácilmente el descascarillamiento y la exfoliación del sillar al perder las hojas exteriores.

Otra causa de degradación es el empleo de diferentes tipos de piedra incompatibles entre sí en la misma construcción. Por ejemplo las areniscas con cemento silíceo pueden no ser afectadas por el ataque de gases sulfurosos de la atmósfera, pero en presencia del sulfato cálcico procedente de la descomposición de una caliza adyacente pueden sufrir un ataque de importancia con serios deterioros.

Exfoliaciones

En los ladrillos estos defectos pueden originarse por utilizar arcillas excesivamente plásticas debido a una deficiente fabricación y control de los materiales puestos en obra.

FIGURA 354. **EXFOLIACIONES AVANZADAS EN FÁBRICA DE LADRILLO.**

Deformaciones

Durante la fabricación del ladrillo se pueden producir piezas deformadas o torcidas si el contenido en arena es demasiado bajo. También pueden producirse alabeos y otros defectos de moldeo si existe un desequilibrio en la boquilla de la máquina de extrusión.

También se pueden producir deformaciones en las piezas de ladrillo si el proceso de secado no es uniforme.

Disminución de la resistencia mecánica

En el caso de los ladrillos, si el material ha tenido una cocción insuficiente, no se forma la adecuada proporción de fases vítreas, no obteniéndose la resistencia mecánica prevista, además de facilitar la penetración de agua y los posibles mecanismos de alteración asociados.

5.4.3. DETERIOROS EN MATERIALES METÁLICOS

5.4.3.1. Deterioros por factores mecánicos

Los daños más habituales en los elementos metálicos debido a factores mecánicos son los daños por impactos debidos al tráfico inferior y a la erosión superficial.

5.4.3.2. Deterioros por factores físicos

Las acciones de tipo físico producen un deterioro superficial que en el caso de los elementos metálicos afectan especialmente a las pinturas o tratamientos protectores que los cubren.

Por otra parte, debe comentarse que la acción del fuego sobre el acero modifica la plasticidad del mismo y con ello se rompe el equilibrio de las tensiones de trabajo previstas, con lo que se origina una pérdida de la estabilidad de la estructura. La temperatura a partir de la cual aparece el fenómeno de plasticidad, permite valorar la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Dicha temperatura es bastante baja y se alcanza con facilidad en toda la masa de la estructura, debido a la elevada conductividad térmica del acero. A partir de una temperatura de 250 °C, se modifican la resistencia y el límite elástico del acero. A partir de una temperatura de 538 °C (denominada «temperatura crítica»), la caída de la resistencia es muy acusada, con lo que la estructura no puede soportar la carga de diseño. Otro efecto negativo es la dilatación producida en los elementos que constituyen la estructura, aumentando las tensiones que pueden producir el colapso de la misma.

Por otro lado, el frío hace que el material presente una mayor fragilidad que a temperaturas ambiente medias, en torno a los 22 °C. A estos efectos, pueden existir problemas derivados de una mala elección del tipo de acero en proyecto o construcción, obteniendo secciones frágiles cuando las temperaturas externas son extremadamente frías. A este respecto se deberá elegir adecuadamente la resiliencia del material, así como adoptar unos espesores de chapa adecuados, pues se ven afectados también por el propio comportamiento del material en condiciones de frío extremo.

5.4.3.3. Deterioros por factores químicos

Los elementos metálicos son considerablemente sensibles a los factores climáticos y ambientales. Requieren, por tanto, una observación minuciosa de los daños que estos agentes producen en la estructura y un mantenimiento periódico que asegure su adecuada protección. Un sistema de protección inadecuado o un mantenimiento deficiente dejan a la estructura inerme frente al ataque del entorno, que comienza a deteriorar el metal mediante alteraciones químicas, a una velocidad que depende en gran medida de la temperatura, la humedad y la agresividad del aire en contacto con los elementos. Este fenómeno es conocido como *corrosión*.

El producto primario de la oxidación del hierro es el hidróxido ferroso blanco, $Fe(OH)_2$, que a su vez se oxida a hidróxido férrico $Fe(OH)_3$, de color rojizo. Así, el hierro de la estructura se va transformando, progresivamente, en óxido poroso de hierro hidratado, que se conoce por «herrumbre», la cual se distribuye en una serie de capas muy blandas y superpuestas. La formación de la «herrumbre» va acompañada de un elevado incremento de volumen o expansión, lo que conlleva la formación de estas capas.

Para que se desencadene este proceso es suficiente con la presencia simultánea de oxígeno y agua.

FIGURA 355. **CORROSIÓN EN LAS PILAS METÁLICAS DE UNA PASARELA**.

La corrosión ocasiona pérdidas de sección que, incluso si son de pequeña entidad, pueden convertirlo en sistemas degradados localmente, con una drástica alteración de las propiedades mecánicas del elemento, que acaba derivando en pequeños agujeros que avanzan rápidamente, hasta la completa perforación de la sección.

Los óxidos producto de la corrosión ocupan un volumen muy superior al del material sano inicial, por lo que se pueden abombar las piezas e incluso romper las uniones. El aumento de volumen es del orden de cuatro a seis veces, lo que nos puede servir para evaluar de forma aproximada la pérdida de sección.

Si la corrosión es leve o moderada no tiene incidencia sobre la capacidad portante de la estructura, pero si ésta fuera grave, puede disminuir la capacidad resistente de los elementos con pérdidas de sección o perforaciones y afectar a la funcionalidad de elementos aislados y de la estructura en general.

Pueden presentarse dos tipos de procesos:

1. *Corrosión generalizada.*
2. *Corrosión localizada.*

Por la naturaleza de las reacciones que intervienen en la corrosión, ésta se puede clasificar en:

1. *Corrosión química.* Es consecuencia del ataque del metal por reacciones químicas en el medio ambiente, las cuales se desarrollan en la superficie de contacto entre el metal y el medio corrosivo. En este caso los productos de corrosión se depositan y ejercen una cierta acción protectora (aunque no total, porque la capa que se forma es porosa). Se desarrolla en toda la superficie expuesta, lo que se traduce en una disminución regular del espesor del metal.
2. *Corrosión electroquímica.* Es consecuencia de la aparición de corrientes eléctricas entre dos zonas del metal que tienen diferentes potenciales, cuando se ponen en contacto a través del medio de ataque, sin que exista una fuente exterior que lo produzca. Es un pro-

ceso localizado, más peligroso que la corrosión química, ya que produce la formación de cráteres que van aumentando de profundidad pudiendo llegar a perforar el elemento.

La subestructura de un puente metálico no suele ser la zona más afectada por la corrosión generalizada, aunque debe prestarse atención a la posible corrosión localizada en la zona de contacto entre chapas que conectan las pilas al tablero. El inspector deberá observar si la corrosión desencadena pérdidas de sección o perforaciones en cartelas y demás elementos de unión.

La corrosión localizada suele presentarse antes de la generalizada, por lo que se convierte en un factor indicativo de que el sistema de protección de superficies ha comenzado a deteriorarse. En determinados casos, puede suponer un peligro estructural serio si se produce en ciertos detalles constructivos.

Debe prestarse especial atención a las uniones de elementos principales, ya que son elementos susceptibles de sufrir procesos de corrosión localizada. Entre ellos los más frecuentes son la merma de las cabezas de los roblones debido a la corrosión.

FIGURA 356. **ROBLONES AFECTADOS POR LA CORROSIÓN.**

Normalmente esta situación va acompañada de la aparición de corrosiones locales en esas zonas y manchas de óxido que chorrean desde el roblón afectado.

Los factores que favorecen el proceso de corrosión son los siguientes:

- La *humedad*, sobre todo cuando se queda almacenado el agua durante períodos de tiempo largos.
- Las *atmósferas industriales* o contaminadas con elevados contenidos de SO_2.
- Las *atmósferas marinas*.
- Los *detalles constructivos* que facilitan el almacenamiento de la humedad o de los depósitos de suciedad y, en algunos casos, dificultan la aplicación de la protección superficial.

Al ser la corrosión del acero un fenómeno superficial, existe la certeza de que el resto del material suele estar en buenas condiciones, si bien cuando estos defectos se producen en determinados detalles constructivos, pueden suponer entallas y los consiguientes problemas por fatiga. El fenómeno de la corrosión es un proceso de larga duración por lo que no es de temer que provoque el hundimiento de la estructura, a menos que su abandono permita que la corrosión se propague indefinidamente. No obstante conviene detectar la corrosión y eliminarla lo antes posible porque de esta forma se reducirá al mínimo el deterioro de la estructura y como consecuencia de ello, el gasto de la conservación.

La pintura es un factor clave en la prevención de la corrosión. En la inspección se debe por tanto prestar una gran atención al estado de envejecimiento de la pintura. Hay que reseñar si está saltada o cuarteada. Frecuentemente se realizan pinturas periódicas sin mediar una limpieza concienzuda de los óxidos superficiales y la pintura vieja: esto hace de dudosa eficacia el mantenimiento, y a veces incluso contraproducente.

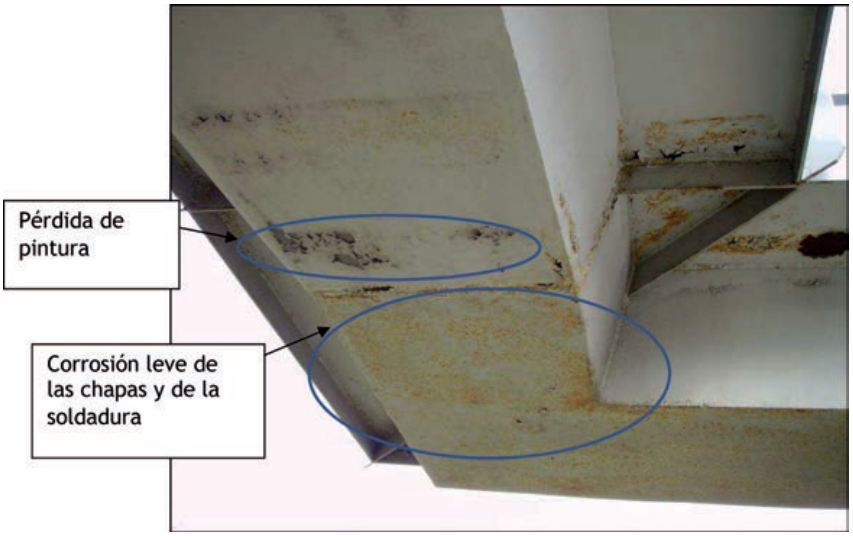


FIGURA 357. **CAJÓN METÁLICO AFECTADO POR LA PÉRDIDA DE PINTURA Y POR LA CORROSIÓN DE LAS CHAPAS.**

Se debe observar y anotar la disminución de espesor en las chapas corroídas.

Hay zonas donde se suele localizar más la corrosión; tal es el caso de las alas inferiores en la cara superior de sus superficies horizontales. En periodos de lluvias se acumulan charcos que pueden permanecer varios días; mayor es el efecto de retención con suciedades y tierra que se mantienen húmedas durante tiempos superiores. En los elementos en U o en cajón a veces no se han previsto los desagües u orificios de evacuación necesarios.

FIGURA 358. **CORROSIÓN EN LA ZONA DE UNIONES DE ELEMENTOS.**

En general, las siguientes zonas son especialmente susceptibles a la corrosión:

1. Las alas superiores e inferiores de las vigas.
2. Alrededor de las cabezas de roblones y tornillos.

3. En refuerzos, diafragmas y conexiones.
4. Bajo las juntas de la calzada y otras zonas que puedan estar expuestas al drenaje de la calzada.
5. En cualquier punto en el que dos chapas estén en contacto cara a cara y el agua pueda entrar entre ellas (en los espacios mínimos que hay entre distintas platabandas se introducen, por efecto de la tensión superficial del agua, laminillas de espesor micrométrico que provocan auténticas pilas electroquímicas).
6. En los extremos de los rigidizadores.
7. En los extremos de las vigas donde pueda acumularse suciedad.

Según el deterioro del elemento metálico, la corrosión tendrá una gravedad distinta:

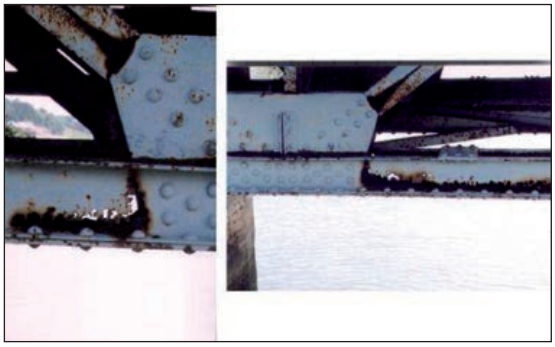
1. *Corrosión leve* (gravedad = 0). En este estado de corrosión no se ha perdido parte de la sección transversal del elemento y puede solucionarse mediante la aplicación de pinturas adecuadas.

FIGURA 359. **CORROSIÓN LEVE EN UNA VIGA.**

2. *Corrosión media* (gravedad = 1). En este estado de corrosión ya se encuentra afectada alguna zona de la sección transversal del elemento y por lo tanto ha perdido parte de su capacidad estructural; requiere de procedimientos más complejos o del reemplazo total para su rehabilitación.

FIGURA 360. **CORROSIÓN MEDIA EN UNA DIAGONAL.**

3. *Corrosión severa* (gravedad = 2). En este caso el elemento ya ha perdido gran parte o la totalidad de la sección transversal y de su capacidad estructural, y por lo tanto requiere de su sustitución para evitar problemas graves en la estructura.



FIGURAS 361 Y 362. **CORROSIÓN SEVERA CON PÉRDIDAS DE SECCIÓN DE LAS CHAPAS.**

5.4.3.4. Deterioros por factores biológicos

Algunos microorganismos son capaces de causar corrosión en las superficies metálicas sumergidas. Se han identificado algunas especies hidrógeno-dependientes que usan el hidrógeno disuelto del agua en sus procesos metabólicos provocando una diferencia de potencial del medio circundante. Su acción está asociada al *pitting* (picado) del acero o a la presencia de ácido sulfhídrico en el medio.

Otra agresión es el «biofouling», que comienza a partir de la formación de biopelículas microbianas que alcanzan con rapidez, debido a su rápido desarrollo, espesores del orden de 250 micras formadas por la acumulación de un millón de bacterias por centímetro cuadrado, denominadas «microfouling»; a partir de aquí se desarrollan organismos mayores, detectables a simple vista, constituyendo lo que se conoce como «macrofouling». El micro y el macrofouling constituyen el «biofouling» que modifica las condiciones corrosivas del medio, a menudo favoreciéndolas.

5.4.3.5. Deterioros en uniones

Al margen de los deterioros que se han comentado, deben mencionarse otros deterioros específicos para las uniones metálicas.

Deterioros en las uniones

- Uniones con roblones o tornillos simples

Este tipo de unión trabaja a cortadura simple, doble, etc., en función del número de chapas que una. En este tipo de conexión resulta importante el estado de conservación de los vástagos, así como de las cabezas de los mismos, con el objetivo de evitar posibles caídas o pérdidas de los elementos de unión.

La existencia de roblones flojos en las uniones entre elementos estructurales puede originarse por varias razones. Entre ellas las más frecuentes, al margen de las mermas de las cabezas debido a la corrosión, son las vibraciones excesivas al paso del tráfico, por defectos constructivos o por la existencia de cargas mayores a las de diseño.

La consecuencia de la presencia de roblones flojos es una sobre-solicitación en los demás elementos de la unión. No tiene incidencia en la respuesta resistente del puente, pero cuando afecta a varios roblones de la misma unión, se puede considerar que existe una disminución de funcio-

nalidad. El inspector deberá realizar un listado pormenorizado de los roblones que se encuentren flojos, incluyendo su posición exacta, con el fin de realizar un seguimiento de su evolución.

FIGURAS 363 Y 364. **UNIONES ROBLONADAS Y ATORNILLADAS (IZQUIERDA) Y DETALLE DE CORROSIÓN DE ROBLONES (DERECHA).**

Otra consecuencia de este daño es la posterior ausencia de roblones en las uniones afectadas. En este caso las consecuencias son peores, ya que el agua puede penetrar entre las chapas donde falta el roblón y producir paquetes de hidróxido que acaban deformando las chapas y reventando los roblones contiguos. Así mismo, producen una sobrecarga en los elementos adyacentes, pudiendo producir el agotamiento de éstos.

FIGURAS 365 Y 366. **CORROSIÓN EN UNIONES ROBLONADAS.**

• Uniones con tornillos de alta resistencia

En este caso, los tornillos no funcionan como elemento pasador, sino que trabajan por rozamiento. En este tipo de uniones se suelen disponer cubrejuntas que realizan la función de transmisión de los esfuerzos. Tanto los cubrejuntas como el propio acero de las uniones se suele granallar con objeto de mejorar la rugosidad superficial del acero. La puesta en obra de estos tornillos se realiza aplicando una cierta carga de tracción en el tornillo que produce una fuerza normal «N» entre el cubrejuntas y el propio perfil, de forma que cada tornillo sea capaz de transmitir un «μ·N». A partir de los esfuerzos de cálculo se dimensiona el número de tornillos necesario para resistir la unión.

En este tipo de uniones, resulta fundamental durante la fase de construcción controlar la carga de tesado en todos los tornillos, pues la seguridad de la unión depende directamente de su ejecución. El método más habitual para garantizar la carga de trabajo consiste en utilizar una serie de arandelas calibradas que, cuando se logra aplastar las rebabas de las arandelas, quiere decir que la carga del tornillo es la adecuada. Este sistema presenta un control muy fácil y seguro.

La patología principal de este tipo de uniones, al igual que en el caso de las anteriores, es el fenómeno de la corrosión, si bien en este caso los tornillos suelen ser galvanizados, estando de esta forma protegidos contra la corrosión.

En cualquier tipo de unión atornillada, si bien son más típicas de su ejecución con TAR, se deben vigilar especialmente las uniones a «testa» o enfrentadas, vigilando el correcto funcionamiento de éstas, verificando el estado de las soldaduras de los perfiles a las chapas, la posible abolladura de las mismas, así como cerciorarse del correcto funcionamiento de la unión, verificando la ausencia de despegues y daños en la propia unión.

FIGURA 367. **UNIÓN ATORNILLADA.**

• Uniones soldadas

Las uniones soldadas son aquellas que se resuelven con el aporte de material mediante la acción del calor, produciendo la fusión localizada de las piezas que se unen entre sí con el material de aportación. Para evitar la fragilidad de la unión, se suelen utilizar electrodos (material de aportación) de igual o mayor calidad que la de los aceros a soldar, por lo que suelen presentar diferentes potenciales de corrosión.

Desde el punto de vista de la tipología de la unión las soldaduras más frecuentes son «a tope» o en «ángulo». Las primeras consisten en realizar una preparación de los bordes, enfrentar las chapas a soldar y rellenar la interfase mediante el material de aportación. Las soldaduras en ángulo, son típicas de uniones de piezas que se encuentran con un cierto ángulo, 90° generalmente, y se sueldan por los dos lados en forma triangular, formando un cierto espesor de garganta.

El problema que presenta este tipo de unión suele ser la dificultad de control e inspección durante la ejecución y la necesidad de que las soldaduras queden bien hechas y perfectamente rematadas con ausencia de entallas, picaduras, mordeduras, sobreespesores, etc., que podrían producir posibles puntos de acumulación de tensiones y el consiguiente deterioro mecánico de la unión.

En cuanto a las uniones soldadas, cabe mencionar que éstas pueden fisurarse debido a fenómenos de retracción de la soldadura, fatiga o a un exceso de carga. También se puede fisurar el cordón de soldadura cuando éste se ha aplicado sobre un acero no soldable, si bien esta comprobación debería realizarse «a priori» antes de realizar la soldadura. La fisura aumentará hasta encontrar un borde de chapa, lo que puede llegar a romper el elemento y afectar a la unión e incluso a la estabilidad del puente.

Los inspectores deberán realizar una inspección visual de las soldaduras existentes, en busca de defectos visuales como los comentados anteriormente, determinando su posición exacta, y me-

diante el criterio de un técnico que conozca el funcionamiento resistente de la soldadura en cuestión, clasificar la gravedad de la fisura.

Asimismo, debido a los diferentes materiales que constituyen los puentes, así como al propio material de aportación, en las uniones existen metales con diferentes potenciales eléctricos, por lo que, en principio, serán zonas propensas a la aparición de corrosión y defectos superficiales.

FIGURA 368. **UNIÓN SOLDADA**.

Otro aspecto importante de las uniones realizadas con soldadura es la comprobación a fatiga de los diferentes elementos, especialmente en aquellos que se encuentren sometidos a una carrera de tensiones importante durante la vida útil del puente. A este respecto, se deberá prestar especial atención a los detalles constructivos con una clase de detalle inferior a 70-80, por ser más sensibles a estos problemas.

6 CONCLUSIONES

En el marco de un Sistema de Gestión de Puentes, las Inspecciones Principales cumplen una función fundamental como es la de ofrecer una **radiografía detallada del estado de conservación de las estructuras, cuantificada en forma de índice o condición de estado**, de forma que pueda establecerse una priorización de las actuaciones a llevar a cabo comparando el estado de las estructuras entre sí (suponen una verdadera auscultación visual de la estructura).

Mediante este documento se pretende ofrecer a técnicos y gestores de estructuras una **guía de actuación para desarrollar una campaña de inspecciones principales** de puentes, asumiendo las fronteras entre este nivel de inspección y aquellas de mayor alcance: las Inspecciones Especiales (siendo estas últimas necesarias para poder determinar la capacidad portante de los puentes, o analizar en detalle —no visualmente sino mediante ensayos, cálculos, etc.— los problemas existentes en determinados puentes).

Mediante las Inspecciones Principales, se debe estudiar el comportamiento del **puente en su conjunto**, con todas las interacciones posibles (zonas de aproximación-terraplenes, cauces, medioambiente, zonas urbanas, zonas de fuerte vialidad invernal, etc.) y teniendo siempre en cuenta no solo el comportamiento resistente, sino también su funcionalidad. **Se puede así determinar la vulnerabilidad del parque de puentes frente a posibles avenidas en cauces, inclemencias ambientales o sismos** (Mantenimiento preventivo).

Por eso es importante **ver todos los elementos** de las estructuras inspeccionadas y, en caso de no lograrlo con los medios establecidos, reflejar de forma clara y objetiva qué recursos sería necesario movilizar para conseguir una auscultación visual completa de todos los elementos del puente.

Es necesario **dominar la variedad de patologías en función de los materiales y de su comportamiento estructural**: la formación de los inspectores se convierte en una pieza clave del éxito de una campaña de inspecciones de puentes a través de la **determinación objetiva de los deterioros**.

En este sentido, la formación académica de los técnicos se convierte en un punto de partida fundamental, pero no menos importante es familiarizarse con la «cultura de la conservación» o la llamada «ingeniería de mantenimiento», que permita ahondar en temáticas tales como: técnicas de caracterización y evaluación estructural, reconocimiento de materiales, técnicas de rehabilitación y de adaptación funcional; y, sin ir más lejos, poder tener una cierta sensibilidad y adaptación a distintas disciplinas involucradas (geotecnia, hidráulica, seguridad vial, patrimonio e historia, etc.) que permita crear equipos multidisciplinares.

Las descripciones y comentarios realizados para los deterioros descritos en esta Guía no tratan de convertirse, como ya se ha advertido, en un exhaustivo catálogo de los mismos, sino que pretenden aportar una información básica sobre cada uno de ellos, entendiendo que ya existen, y se han recogido en el texto, suficientes referencias bibliográficas que permiten profundizar en cada una de las patologías.

CÓDIGO:		
DENOMINACIÓN:		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICIONALES DE LA INSPECCIÓN		OBSERVACIONES
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN		
INSPECTOR		
HUSO GEOGRÁFICO		
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERATURA		
HUMEDAD		
CONDICIONES ATMOSFÉRICAS		
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACION		
INDICE ESTIMADO		
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO		
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)		

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

VANOS							MEDICIÓN							ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	Nº UNIDADES V1	V2	V3	V4	V5	V6	Ud.	V1	V2	V3	V4	V5	V6		
							V7	V8	V9	V10	V11	V12		V7	V8	V9	V10	V11	V12		

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

TIRANTES						MEDICIÓN								ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	Nº UNIDADES T1	T2	T3	T4	T5	T6	Ud.	T1	T2	T3	T4	T5	T6		
														T7	T8	T9	T10	T11	T12		

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

PILAS							MEDICIÓN							ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OBS
				ÍNDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES														
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Ud.	P1	P2	P3	P4	P5	P6		
							P7	P8	P9	P10	P11	P12		P7	P8	P9	P10	P11	P12		

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

PILONOS						MEDICIÓN								ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OBS.
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO EXT. (1 a 4)	GRAV (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	Nº UNIDADES P1	P2	P3	P4	P5	P6	Ud.	P1	P2	P3	P4	P5	P6		
														P7	P8	P9	P10	P11	P12		

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

ESTRIBOS							MEDICIÓN							ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OBS
				ÍNDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES														
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	E1	E2					Ud.	E1	E2						

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

HASTIALES						MEDICIÓN							ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO EXT. (1 a 4)	GRAV (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	Nº UNIDADES H1	H2				Ud.	H1	H2						

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

RAMPAS/ESCALERAS

ACCESIBILIDAD						ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO			MEDICIÓN							FOTOS	Nº OBS
										EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	Nº UNIDADES						Ud.		
V1	V2	V3	V4	V5	V6								V1	V2	V3	V4	V5	V6			
V7	V8	V9	V10	V11	V12								V7	V8	V9	V10	V11	V12			

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

JUNTAS

ACCESIBILIDAD						ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO			MEDICIÓN							FOTOS	Nº OBS
													Nº UNIDADES								
J1	J2	J3	J4	J5	J6					EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	J1	J2	J3	J4	J5	J6	Ud.		

DENOMINACIÓN

CÓDIGO

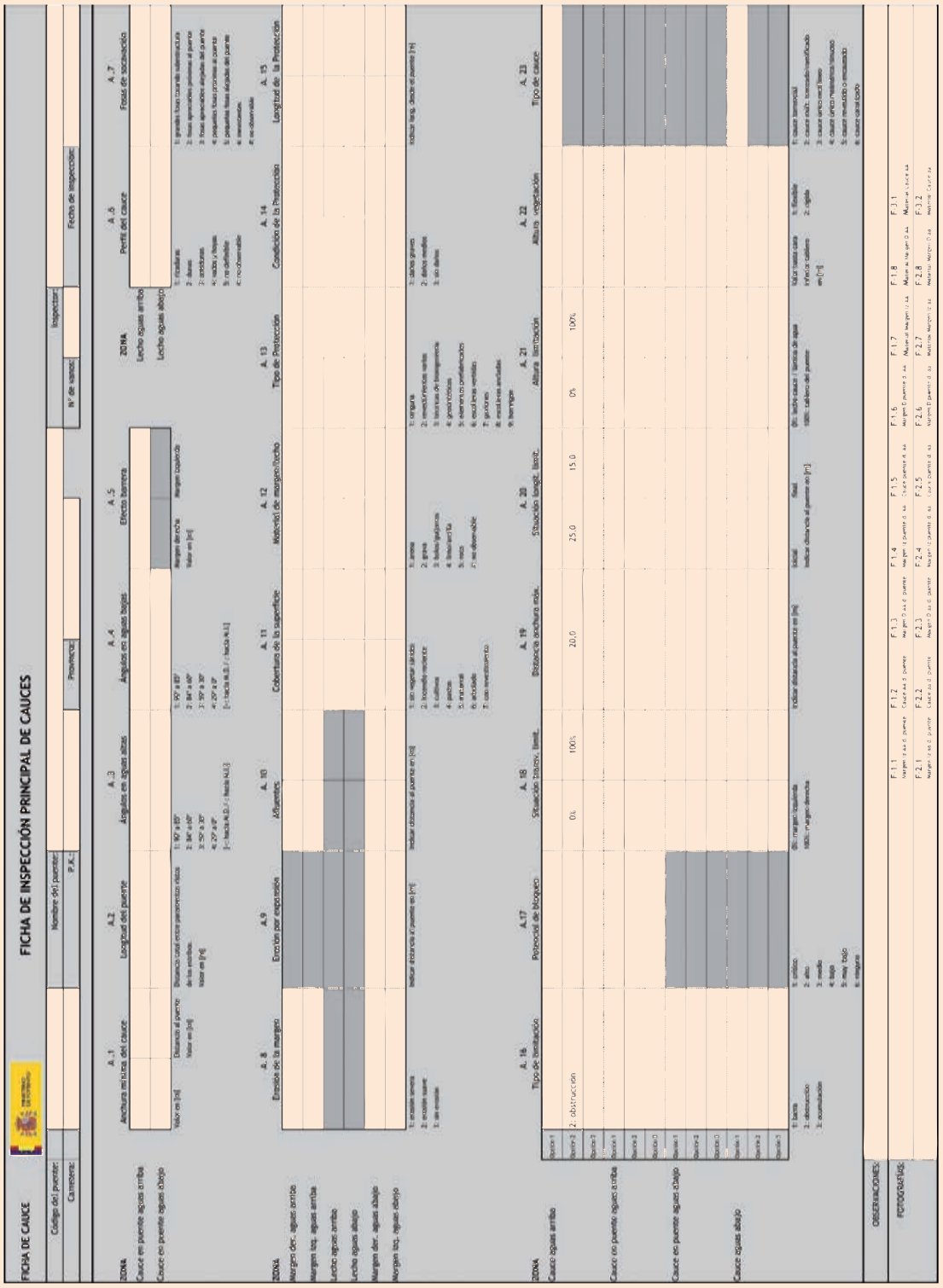
ELEMENTOS NO RESISTENTES								MEDICIÓN		FOTOS	Nº OBS
ACCESIBILIDAD V1	ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	ÍNDICE DEL DAÑO EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	Nº UNIDADES V1	Ud.		

DENOMINACIÓN CÓDIGO	OBSERVACIONES							CROQUIS
Nº OBS								

DENOMINACIÓN:	FECHA:
CÓDIGO	

Nº FOTO	FOTOGRAFÍAS

FICHAS TIPO DE INSPECCIÓN PRINCIPAL DE CAUCES



FICHA DE ESTRIBOS — **FICHA DE INSPECCIÓN PRINCIPAL DE CAUCES**

Código del puente:		Nombre del puente:			Inspector:		
Carretera:		P.K.:		Provincia:	Nº de vanos:		Fecha de inspección:

ELEMENTO	B.1 Localización	B.2 Tipo de estribo	B.3 Material del estribo	B.4 Tipo de Cimentación Estribo	B.5 Material en el estribo: En el lecho	B.5 Material en el estribo: Terr. Bajo estribo	B.6 Ángulo de ataque	B.7 Condición elemento	B.8 Dimensiones de elementos	
Aleta/M.E. AA Estribo margen derecha										
Estribo margen derecha										
Aleta/M.E. aa Estribo margen derecha										
Aleta/M.E. AA Estribo margen izquierda										
Estribo margen izquierda										
Aleta/M.E. aa Estribo margen izquierda										
	1: Llanura der. 2: Margen der. 3: Cauce 4: Margen izq. 5: Llanura izq.	1: cerrado 2: abierto 3: flotante 4: otro	1: tierra reforzada 2: mampostería 3: sillería 4: ladrillo 5: metálica 6: hormigón 7: otros	1: superficial 2: semiprofunda 3: profunda 4: no definible #: no observable	1: aluvial 2: suelo competente 3: roca fracturada y/o altamente meteor 4: terreno protegido / mejorado 5: en roca #: no observable	1: 61º a 90º 2: 31º a 60º 3: 6º a 30º 4: 0º a 5º 5: no incide [+: hacia M.D./-: hacia M.I.]	1: con daños graves 2: con daños medios 3: daños leves o sin daños	Longitud Valor en [m]	Ángulo Valor en [grados]	

ELEMENTO	B.9 Nivel máx. del agua	B.10 Cond. socavación	B.11 Profund. socavación	B.12 Tipo de protección	B.13 Estado de protección	B.14 Movimiento del estribo
Aleta/M.E. AA Estribo margen derecha						
Estribo margen derecha						
Aleta/M.E. aa Estribo margen derecha						
Aleta/M.E. AA Estribo margen izquierda						
Estribo margen izquierda						
Aleta/M.E. aa Estribo margen izquierda						
	Valor en [m] medido desde la marca original hasta la cara inferior del tablero (ver Manual) 1.000: no observable	1: fuerte 2: avanzado 3: moderado 4: no hay #: no observable	En [m] medido desde el terreno junto al estribo (nivel máximo en todo la anchura del estribo) hasta el nivel de contacto original 1.000: no observable	1: ningunos 2: revestimientos varios 3: técnicas de bioingeniería 4: gaviones 5: elementos prefabricados 6: escolleras verticales 7: gaviones 8: escolleras ancladas 9: hormigón	1: con daños graves 2: con daños medios 3: sin daños	0: Si 1: No

OBSERVACIONES:	
FOTOGRAFÍAS:	F-4.1 Vista frontal Estribo Margen derecha F-4.2 Vista frontal M.E. AA Estribo Margen F-4.3 Vista frontal M.E. aa Estribo Margen F-4.4 Vista frontal Estribo Margen izquierda F-4.5 Vista frontal M.E. AA Estribo Margen F-4.6 Vista frontal M.E. aa Estribo Margen

FICHA DE PILAS — **FICHA DE INSPECCIÓN PRINCIPAL DE CAUCES**

Código del puente:		Nombre del puente:			Inspector:		
Carretera:		P.K.:	Provincia:		Nº de vanos:		Fecha de inspección:

ELEMENTO	C.1 Localización	C.2 Tipo de pila	C.3 Material de la pila	C.4 Tipo de cimentación Pila	C.5 Material en la pila En el lecho	C.5 Material en la pila Torr. Bajo la pila	C.6 Ángulo de ataque	C.7 Condición Pila	C.8 Dimensiones de la pila Anchura	C.8 Dimensiones de la pila Longitud	C.8 Dimensiones de la pila Altura
P-1										10,00	
P-2											
P-3											
P-4											
P-5											
P-6											
P-7											
P-8											
P-9											
P-10											
	1: Llanura der. 2: Margen der. 3: Cauce 4: Margen izq. 5: Llanura izq.	1: muro frontal 2: fuste único 3: fuste múltiple exento 4: fuste múltiple arriostrado 5: otros	1: madera 2: mampostería 3: sillería 4: ladrillo 5: metálico 6: hormigón 7: mixto 8: otros	1: superficial 2: semiprofunda 3: profunda 4: no definible #: no observable	1: aluvial 2: suelo competente 3: roca fracturada y/o meteorizada 4: terreno protegido / mejorado 5: en roca #: no observable		1: 61° a 90° 2: 31° a 60° 3: 6° a 30° 4: 0° a 5° 5: no incide [+: hacia M.D./-: hacia M.I.]	1: con daños graves 2: con daños medios 3: daños leves o sin daños	Valor en [m]	Valor en [m]	Valor en [m]

ELEMENTO	C.9 Nivel máx. del agua	C.10 Cond. socavación	C.11 Profund. socavación	C.12 Tipo de protección	C.13 Estado de Protección	C.14 Ancho acarreo/fuste	C.15 nº de fustes	C.16 Forma del frente	C.17 Movimiento de la pila
P-1						0,0			
P-2									
P-3									
P-4									
P-5									
P-6									
P-7									
P-8									
P-9									
P-10									
	En [m] medido desde la marca visible de altura máxima alcanzada por el agua hasta la cara inferior del tablero 1.000: no observable	1: fuerte 2: avanzada 3: moderada 4: no hay #: no observable	Valor en [m] medido desde la marca original del lecho junto a la pila hasta el nivel actual del terreno. (ver Manual). 1.000: no observable	1: ninguna 2: revestimientos varios 3: técnicas de bioingeniería 4: geosintéticos 5: elementos prefabricados 6: escolleras verticales 7: gaviones 8: escolleras ancladas 9: hormigón	1: con daños graves 2: con daños medios 3: sin daños	Valor adimensional. 1: si no hay	Indicar nº por pila	1: plano 2: circular 3: en punta 4: otros	0: Si 1: No

OBSERVACIONES:								
FOTOGRAFÍAS:	F-4.7.1 Pila 1 vista desde vano 1	F-4.7.3 Pila 2 vista desde vano 2	F-4.7.5 Pila 3 vista desde vano 3	F-4.7.7 Pila 4 vista desde vano 4	F-4.7.9 Pila 5 vista desde vano 5	F-4.7.11 Pila 6 vista desde vano 6	F-4.7.13 Pila 7 vista desde vano 7	F-4.7.15 Pila 8 vista desde vano 8
	F-4.7.2 Pila 1 vista desde vano 2	F-4.7.4 Pila 2 vista desde vano 3	F-4.7.6 Pila 3 vista desde vano 4	F-4.7.8 Pila 4 vista desde vano 5	F-4.7.10 Pila 5 vista desde vano 6	F-4.7.12 Pila 6 vista desde vano 7	F-4.7.14 Pila 7 vista desde vano 8	F-4.7.16 Pila 8 vista desde vano 9

FICHA DE CROQUIS	FICHA DE INSPECCIÓN PRINCIPAL DE CAUCES					
Código del puente:		Nombre del puente:			Inspector:	
Carretera:		P.K.:		Nº de vanos:	Provincia:	Fecha de inspección:
OBSERVACIONES:						

EJEMPLO 1. Puente de hormigón pretensado. Tipología tablero de vigas

Vista alzado de la estructura

Vista inferior de la estructura

CÓDIGO: *código ejemplo 1*		
DENOMINACIÓN: *denominación ejemplo 1*		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICIONALES DE LA INSPECCIÓN		OBSERVACIONES
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	*15/03/2009*	
INSPECTOR	*nombre inspector*	
HUSO GEOGRÁFICO	*huso ejemplo 1*	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERATURA	*18º C*	
HUMEDAD	*65%*	
CONDICIONES ATMOSFÉRICAS	*soleado*	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN[19]		
ÍNDICE ESTIMADO		
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO		
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)		

[19] Los campos resaltados en amarillo se rellenarán una vez finalizada la inspección

EJEMPLO 1. Puente de hormigón pretensado. Tipología tablero de vigas

A continuación se rellenan los deterioros de los diferentes elementos:

Daños en los vanos:

DENOMINACIÓN: *denominación ejemplo 1*																			
CÓDIGO: *código ejemplo 1*																			
VANOS							MEDICIÓN						ACCESIBILIDAD						
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERÍA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES					Ud.						FOTOS	Nº OBS.
				EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	V1	V2	V3	V4	V5		V1	V2	V3	V4	V5		
Vigas	*H.P.*	*Falta/escasez de recubrimiento*	*1*	*1*	*0*	*0*	*0,2*					*m2*	*M*					*1*	
Vigas	*H.P.*	*Humedades y filtraciones*	*5*	*1*	*0*	*2*	*4*					*m2*	*M*					*2*	
Vigas	*H.P.*	*Desconchones/lajas (con armadura activa implicada)*	*1*	*1*	*1*	*1*	*0,1*					*m2*	*M*					*3*	
Forjado	*H.A.*	*Falta/escasez de recubrimiento*	*1*	*1*	*0*	*0*	*0,9*					*m2*	*M*					*4*	
Forjado	*H.A.*	*Desconchones/lajas (con armadura pasiva implicada)*	*6*	*1*	*0*	*1*	*1*					*m2*	*M*					*4*	
Enc.perdido	*H.A.*	*Desconchones/lajas (sin armadura implicada)*	*1*	*1*	*0*	*0*	*0,1*					*m2*	*M*					*5*	

Daños en los estribos:

DENOMINACIÓN: *denominación ejemplo 1*

CÓDIGO: *código ejemplo 1*

ESTRIBOS														
				INDICE DEL DAÑO			MEDICIÓN Nº UNIDADES			ACCESIBILIDAD				
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERÍA	EXT. (1 a 4)	GRAV. (0 a 2)	EVOL. (0 a 2)	E1	E2	Ud.	V1	V2	FOTOS	Nº OBS.	
M.L.convenc.		*Falta de relleno en el trasdós*	*1*	*1*	*0*	*0*	*0,3*		*m3*	*M*		*6*		
Murete guarda	*H.A.*	*Humedades y filtraciones*	*1*	*2*	*0*	*2*	*4*	*7*	*m2*	*M*	*M*	*7*		
M.F.portante	*H.A.*	*Falta/escasez de recubrimiento*	*1*	*1*	*0*	*1*	*1,8*	*3*	*m2*	*M*	*M*	*8*		
M.L.convenc.	*H.A.*	*Degradación superficial*	*4*	*1*	*0*	*1*	*2,4*		*m2*	*M*		*9*		
M.L.convenc.	*H.A.*	*Humedades y filtraciones*	*8*	*1*	*0*	*2*	*5*		*m2*	*M*		*10*		
M.F.portante	*H.A.*	*Humedades y filtraciones*	*1*	*2*	*1*	*2*	*125*	*39*	*m2*	*M*	*M*	*11*		
M.F.portante	*H.A.*	*Desconchones/lajas (sin armadura implicada)*	*1*	*1*	*0*	*0*		*0,2*	*m2*		*M*	*12*		

Librerías de deterioro empleadas:

Deterioro	Lib.	Librería
Degradación superficial	3	Fugas de lechada/nidos de grava/coqueras
Degradación superficial	4	Erosión superficial/disgregación/desagregación
Desconchones/lajas (con armadura activa o activa+pasiva implicada)	1	Ejecución inadecuada/disposición inadecuada
Desconchones/lajas (con armadura pasiva implicada)	6	Corrosión de armaduras
Desconchones/lajas (sin armadura implicada)	1	Ejecución inadecuada/disposición inadecuada
Eflorescencias	1	Migración y depósito de sales
Falta de relleno en el trasdós	1	Inadecuada ejecución
Falta/escasez de recubrimiento (armaduras vistas)	1	Falta/escasez de recubrimiento
Humedades y filtraciones	1	Ausencia/pérdida/deterioro del dispositivo de junta de calzada/acera
Humedades y filtraciones	4	Deterioro/longitud insuficiente/inadecuada ejecución/disposición de sumideros/gárgolas/vierteaguas/mechinales/goterones/tubos de desagüe
Humedades y filtraciones	5	Ausencia de goterón
Humedades y filtraciones	6	A través del tablero (inadecuada impermeabilización/acumulación de agua en la plataforma)
Humedades y filtraciones	8	A través de muros (inadecuada impermeabilización/drenaje)
Humedades y filtraciones	9	Por capilaridad
Vegetación	1	Musgos/líquenes adheridos al paramento

Fotografías de deterioros:

Fot 1. Falta/escasez de recubrimiento (lib.1)

Fot.2. Humedades y filtraciones (lib. 5) en vigas

Fot.3 Desconchón con A.P.implicada (lib. 1)

Fot. 4. Falta de recubrimiento y desconchón (lib.6)

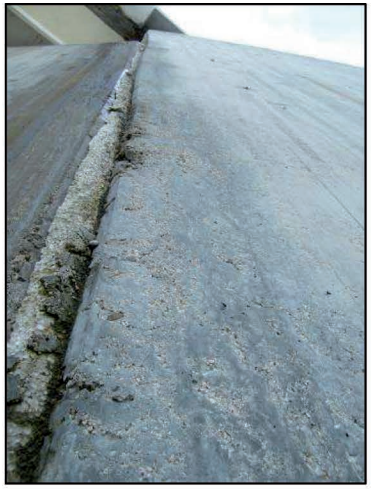
Fot. 5. Desconchón sin armadura implicada (lib.1)

Fot.6. Falta de relleno en trasdós de muro lat. (lib.1)

Fotografías de deterioros:

Fot.7. Humedades en murete de guarda (lib.1)

Fot.8.Escasez de recubrimiento en M.Frontal (lib. 1)



Fot.9. Degradación superficial del M.lat. (lib.4)

Fot.10. Humedad a través del M.lat. (lib.8)

Fot.11. Humedad en M.Frontal a través de juntas (lib.1)

Fot.12. Desconchón sin armadura implicada (lib.1)

Conclusiones de la inspección:

CÓDIGO: *código ejemplo 1*		
DENOMINACIÓN: *denominación ejemplo 1*		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICIONALES DE LA INSPECCIÓN		OBSERVACIONES
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	*15/03/2009*	
INSPECTOR	*nombre inspector*	
HUSO GEOGRÁFICO	*huso ejemplo 1*	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERATURA	*18º C*	
HUMEDAD	*65%*	
CONDICIONES ATMOSFÉRICAS	*soleado*	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
ÍNDICE ESTIMADO	*15*	
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO	*N*	
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)	*N*	

EJEMPLO 2. Puente de hormigón pretensado. Tipología tablero Losa

Vista Alzado de la estructura

Vista inferior de la estructura

CÓDIGO: Código ejemplo 2		
DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICCIONALES A LA INSPECCIÓN		**OBSERVACIONES**
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	**14/02/2011**	
INSPECTOR	**Nombre inspector**	
HUSO GEOGRÁFICO	**Huso ejemplo 2**	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERATURA	**8° C**	
HUMEDAD	**65%**	
CONDICIONES ATMOSFERICAS	**Muy nuboso**	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
INDICE ESTIMADO		
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO		
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)		

Los campos resaltados en amarillo se rellenaran una vez finalizada la inspección.

EJEMPLO 2. Puente de hormigón pretensado. Tipología tablero Losa

A continuación se rellenan los deterioros de los diferentes elementos:

Daños en los vanos:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2																			
CÓDIGO: Código ejemplo 2																			
VANOS							MEDICIÓN						ACCESIBILIDAD					FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES					Ud.							
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	V1	V2	V3	V4	V5		V1	V2	V3	V4	V5		
LOSA	H.P.	Desconchones/Lajas (Sin armadura implicada)	1	1	1	1	0,1	0,1			0,2	m2	A	A			A	1	
LOSA	H.P.	Fisuras/Grietas	904	1	1	1	80					ml	A					2	
LOSA	H.P.	Desconchones/Lajas (Con armadura implicada)	4	4	2	1	2					m2	A					3	
LOSA	H.P.	Fisuras/Grietas	8	1	2	1	51					ml	A					4	
LOSA	H.P.	Fisuras/Grietas	903	2	2	1	43					ml	A					5	
LOSA	H.P.	Humedades y filtraciones	4	1	1	1	70					m2	A					6	
LOSA	H.P.	Eflorescencias	1	1	2	1	2					m2	A					7	
LOSA	H.P.	Fisuras/Grietas	16	1	0	1	7					ml	A					8	

Daños en los estribos:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2													
CÓDIGO: Código ejemplo 2													
VANOS							MEDICIÓN			ACCESIBILIDAD		FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES		Ud.				
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	E1	E2		E1	E2		
D.cargadero	H.A	Fisuras/Grietas	8	1	1	1	0,5		m2	A		1	
D.cargadero	H.A	Degradación superficial	4	1	0	1	0,2		m2	A		2	
D.cargadero	H.A	Degradación superficial	2	2	1	0	1		m2	A		3	
D.cargadero	H.A	Vegetación	1	1	0	1	1		m2	A		4	
D.cargadero	H.A	Eflorescencias	1	1	1	1	0,7		m2	A		5	
D.cargadero	H.A	Humedades y filtraciones	1	1	1	1	2		m2	A		6	

Daños en las pilas:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2																			
CÓDIGO: Código ejemplo 2																			
VANOS							MEDICIÓN						ACCESIBILIDAD					FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES					Ud.							
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	P1	P2	P3	P4	P5		P1	P2	P3	P4	P5		
Fuste/Celul	H.A.	Desconchones/Lajas (Sin armadura implicada)	1	1	0	1	0,1	0,1			0,2	m2	A	A			A	1	
Fuste/Celul	H.A.	Fisuras/Grietas	1	1	0	1	0,2					ml	A					2	
Fuste/Celul	H.A.	Degradación superficial	2	2	0	0	3					m2	A					3	
Fuste/Celul	H.A.	Humedades y filtraciones	9	1	1	1	1					m2	A					4	
Fuste/Celul	H.A.	Eflorescencias	1	1	0	1	0,3					m2	A					5	

Librerías de deterioro empleadas:

Deterioro	Lib.	Librería
Desconchones/Lajas (sin armadura implicada)	1	Ejecución inadecuada/disposición inadecuada
Fisuras/Grietas	904	Debida a esfuerzos de cortante
Desconchones/Lajas (con armadura implicada)	4	Fragmentos desprendidos debido al contacto entre elementos de estructura
Fisuras/Grietas	8	Debidas al contacto entre elementos
Fisuras/Grietas	903	Debidas a esfuerzos de compresión
Humedades y filtraciones	4	Deterioro/longitud insuficiente/inadecuada ejecución/disposición de sumideros/gárgolas/vierteaguas/mechinales/goterones/tubos de desagüe
Fisuras/Grietas	16	Corrosión de armaduras
Degradación superficial	4	Erosión superficial/disgregación/desagregación
Degradación superficial	2	Porosidad
Vegetación	1	Musgos/líquenes adheridos al paramento
Humedades y filtraciones	1	Ausencia/perdida/deterioro del dispositivo de junta de calzada/acera
Humedades y filtraciones	9	Por capilaridad
Desconchones/Lajas (con armadura implicada)	1	Ejecución inadecuada/disposición inadecuada
Fisuras/Grietas	1	Ejecución inadecuada/disposición inadecuada (armaduras, elementos….)
Eflorescencias	1	Migración y deposito de sales

Fotografías de deterioros:

Fot1 Desconchón/Lajas sin armadura implicada Lib1

Fot2 Fisuras/Grietas Lib.904

Fot3 Desconchón/Lajas con armadura Lib.4

Fot4 Fisuras/Grietas Lib.8

Fot5 Fisuras/Grietas Lib.903

Fot6 Humedades y filtraciones Lib.4

Fot7 Eflorescencias Lib1

Fot8 Fisuras/Grietas Lib.16

Fotografías de deterioros:

Fot1 Fisuras/Grietas en dintel cargadero Lib.8

Fot2 Degradación superficial en dintel cargadero Lib.4

Fot3 Degradación superficial en dintel cargadero Lib.2

Fot4 Vegetación en dintel cargadero Lib.1

Fot5 Eflorescencia en dintel cargadero Lib.1

Fot6 Humedades y filtraciones en dintel cargadero Lib1

Fotografías de deterioros:

Fot1 Desconchón/Lajas sin armadura implicada Lib1

Fot2 Fisuras/Grietas Lib.1

Fot3 Degradación superficial Lib.2

Fot4 Humedades y filtraciones Lib9

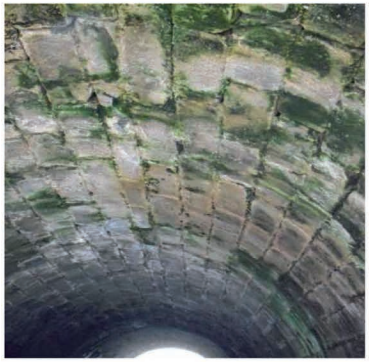
Fot5 Eflorescencias Lib1

Conclusiones de la inspección:

CÓDIGO: Código ejemplo 2		
DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICCIONALES A LA INSPECCIÓN		OBSERVACIONES
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	14/02/2011	
INSPECTOR	Nombre inspector	
HUSO GEOGRÁFICO	Huso ejemplo 2	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERTATURA	8° C	
HUMEDAD	65%	
CONDICIONES ATMOSFERICAS	Muy nuboso	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
INDICE ESTIMADO	59	
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO	N	
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)	N	

EJEMPLO 3. Puente de sillería. Tipología bóveda

Vista Alzado de la estructura



Vista inferior de la estructura

CÓDIGO: Código ejemplo 3		
DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 3		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICCIONALES A LA INSPECCIÓN		**OBSERVACIONES**
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	**30/03/2010**	
INSPECTOR	**Nombre inspector**	
HUSO GEOGRÁFICO	**Huso ejemplo 3**	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERTATURA	**8° C**	
HUMEDAD	**65%**	
CONDICIONES ATMOSFERICAS	**Muy nuboso**	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
INDICE ESTIMADO		
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO		
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)		

Los campos resaltados en amarillo se rellenaran una vez finalizada la inspección.

EJEMPLO 3. Puente de sillería. Tipología bóveda

A continuación se rellenan los deterioros de los diferentes elementos:

Daños en los vanos:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 3																			
CÓDIGO: Código ejemplo 3																			
VANOS							MEDICIÓN						ACCESIBILIDAD					FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES					Ud.							
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	V1	V2	V3	V4	V5		V1	V2	V3	V4	V5		
Bóveda	Sillería	Fragmentación (pérdida de sección en sillares, desconchón)	3	2	2	1	1					m2	A					1	
Bóveda	Sillería	Juntas degradadas/lavado de llagas	1	3	1	1	9					ml	A					2	
Bóveda	Sillería	Vegetación	1	3	1	1	20					m2	A					3	
Bóveda	Sillería	Humedades y filtraciones	7	2	1	1	26					m2	A					4	
Tímpano	Mampostería	Erosión/meteorización generalizada	1	2	1	1	3					m2	A					5	
Tímpano	Mampostería	Vegetación	2	2	1	1	2					m2	A					6	
Tímpano	Mampostería	Humedades y filtraciones	4	2	1	1	3					m2	A					7	

Daños en los estribos:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 3													
CÓDIGO: Código ejemplo 3													
VANOS							MEDICIÓN			ACCESIBILIDAD		FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES		Ud.				
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	E1	E2		E1	E2		
ML convencional	Sillería	Fragmentación (perdida de sección en sillares, desconchón)	3	2	1	1	5		Ud.	A		1	
ML convencional	Sillería	Juntas degradadas/lavado de llagas	1	2	1	1	8		m2	A		2	
ML convencional	Sillería	Humedades y filtraciones	8	2	1	1	7		m2	A		3	
ML convencional	Sillería	Vegetación	1	2	1	1	3		m2	A		4	
ML convencional	Mampostería	Pérdida de piezas/desprendimientos	1	2	1	1	2		m2	A		5	
ML convencional	Mampostería	Vegetación	2	3	1	1	11		m2	A		6	

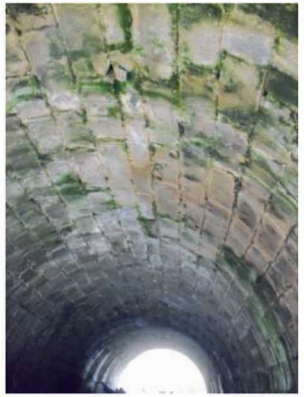
Librerías de deterioro empleadas:

Deterioro	Lib.	Librería
Fragmentación (perdida de sección en sillares, desconchón)	3	Contacto entre elementos
Juntas degradadas/lavado de llagas	1	Ataque físico (erosión)
Vegetación	2	Leñosa/arbustiva entre juntas de mampuestos
Humedades y filtraciones	7	A través de tablero (drenaje inadecuado del relleno de tierras sobre el tablero)
Erosión/meteorización generalizada	1	Acción ambiental/ataque físico (envejecimiento en general)
Humedades y filtraciones	4	Deterioro/longitud insuficiente/inadecuada ejecución/disposición de sumideros/gárgolas/vierteaguas/mechinales/goterones/tubos de desagüe
Humedades y filtraciones	8	A través de muros (inadecuada impermeabilización/drenaje)
Pérdida de piezas/desprendimientos	1	Falta de material de relleno de juntas
Vegetación	1	Musgos/líquenes adheridos al paramento

Fotografías de deterioros:

Fot1 Fragmentación Lib.3

Fot2 Juntas degradadas/lavado de llagas Lib.1

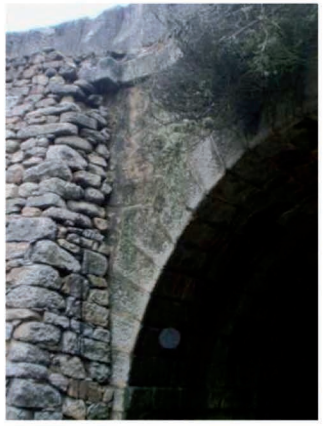


Fot3 Vegetación Lib.1

Fot4 Humedades y filtraciones Lib.7

Fot5 Erosión/meteorización generalizada Lib.1

Fot6 Vegetación Lib2



Fot7 Humedades y filtraciones Lib.4

Fotografías de deterioros:

Fot1 Fragmentación (pérdida de sección en los sillares) Lib3

Fot2 Juntas degradadas/lavado de llagas Lib1

Fot3 Humedades y filytaciones Lib.8

Fot4 Vegetación Lib.1

Fot5 Pérdida de piezas/desprendimientos

Fot6 Vegetación Lib.2

Conclusiones de la inspección:

CÓDIGO: Código ejemplo 3		
DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 3		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICCIONALES A LA INSPECCIÓN		**OBSERVACIONES**
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	**30/03/2010**	
INSPECTOR	**Nombre inspector**	
HUSO GEOGRÁFICO	**Huso ejemplo 3**	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERTATURA	**8° C**	
HUMEDAD	**65%**	
CONDICIONES ATMOSFERICAS	**Muy nuboso**	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
INDICE ESTIMADO	**43**	
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO	**N**	
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)	**N**	

EJEMPLO 4. Cajón mixto.

Vista Alzado de la estructura

Vista inferior de la estructura

CÓDIGO: Código ejemplo 4		
DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 4		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICCIONALES A LA INSPECCIÓN		**OBSERVACIONES**
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	**14/02/2011**	
INSPECTOR	**Nombre inspector**	
HUSO GEOGRÁFICO	**Huso ejemplo 2**	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERATURA	**31° C**	
HUMEDAD	**43%**	
CONDICIONES ATMOSFERICAS	**Despejado**	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
INDICE ESTIMADO		
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO		
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)		

Los campos resaltados en amarillo se rellenaran una vez finalizada la inspección.

Fotografías de inventario:

Vista general. 1

Vista general. 2.

Vista plataforma.

Vista desde E1.

Vista desde E2.

Detalle de pila.

Detalle forjado.

Detalle apoyo pila/ tablero.

Muro tierra armada.

Detalle aleta.

Detalle apoyo estribo/ tablero.

EJEMPLO 4. Cajón mixto.

A continuación se rellenan los deterioros de los diferentes elementos:

Daños en los vanos:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2																					
CÓDIGO: Código ejemplo 2																					
VANOS							MEDICIÓN							ACCESIBILIDAD						FOTOS	Nº OB
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES						Ud.								
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	V1	V2	V3	V4	V5	V6		V1	V2	V3	V4	V5	V6		
RIOSTRA	H.A.	Encofrado sin retirar	1	1	0	0	0,1					0,2	m2	A	A				A	1	
RIOSTRA	H.A.	Eflorescencias	1	1	0	1	0,7	0,6	3,4	1,6	0,2	0,1	m2	A						2	
RIOSTRA	H.A.	Degradación superficial	3	1	0	1	1.3						m2	A						3	
RIOSTRA	H.A.	Fisuración en malla	2	1	0	1	1						m2	A						4	
RIOSTRA	H.A.	Fisuras/grietas	903	1	0	1	3						ml	A						5	
FORJADO	H.A.	Degradación superficial	1	1	0	1	23						m2	A						6	
FORJADO	H.A.	Humedades y filtraciones	6	1	1	1	26						m2	A						7	
CAJÓN	H.A.	Corrosión de perfiles/chapas	3	3	0	1	80						m2	A						8	

Daños en las juntas:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2													
CÓDIGO: Código ejemplo 2													
JUNTAS							MEDICIÓN			ACCESIBILIDAD		FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES		Ud.				
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	J1E1	J1E2		J1E1	J1E2		
J calz. elas. armado		Pérdida de elementos protectores de anclajes	6	1	0	0	1,4		m2	A		1	
J calz. elas. armado		Pérdida de alineación entre placas o chapas (escalón)	6	1	0	1	2		m2	A		2	

Daños en los estribos:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 2													
CÓDIGO: Código ejemplo 2													
ESTRIBOS							MEDICIÓN			ACCESIBILIDAD		FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES		Ud.				
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	E1	E2		E1	E2		
Cama de nivelación	H.A	Degradación superficial	3	1	0	1	0,05		m2	A		2	
D.cargadero	H.A	Desconchones/lajas (sin armadura implicada)	1	1	0	0	0,01		m2	A		3	
D.cargadero	H.A	Acumulación de materiales	2	1	0	1	0,05		m2	A		4	
D.cargadero	H.A	Fisuras/grietas	7	1	0	0	1		m2	A		5	
M.F tierra reforzada	H.A	Humedades y filtraciones	1	1	1	1	3		m2	A		6	
M.F tierra reforzada	H.A	Vegetación	2	1	0	1	3	2	Ud	A		7	
M.F tierra reforzada		Desplazamiento relativo entre piezas	1	1	0	1	3		m2	A		8	
M.F tierra reforzada	H.A	Desconchones/lajas (sin armadura implicada)	1	1	0	1	0,2		m2	A		9	
M.F tierra reforzada	H.A	Humedades filtraciones	8	1	1	1	45		m2	A		10	

Daños en las pilas:

DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 3																			
CÓDIGO: Código ejemplo 3																			
PILAS							MEDICIÓN						ACCESIBILIDAD					FOTOS	NºOBS
ELEMENTO	MATERIAL	DAÑO	Nº LIBRERIA	INDICE DEL DAÑO			Nº UNIDADES					Ud.							
				EXT (1 a 4)	GRA (0 A 2)	EVOL (0 a 2)	P1	P2	P3	P4	P5		P1	P2	P3	P4	P5		
Fuste/Celul	H.A.	Fisuras/Grietas	0	1	0	0	40	41	32	38	41	m2	A	A			A	1	1
Fuste/Celul	H.A.	Fisuras/Grietas	13	1	0	0	14	11	7	3	5	ml	A					2	
Fuste/Celul	H.A.	Fisuración en malla	2	1	0	1	0,1					m2	A					3	

Librerías de deterioro empleadas:

Deterioro	Material	Elemento	Lib.	Librería
Acumulación de materiales	H.A.		2	Acumulación de materiales
Corrosión de perfiles/chapas	Metálico		3	Debido a la presencia de humedades/filtraciones
Degradación superficial	H.A.		1	Diferencias de color y aspecto a gran escala
Degradación superficial	H.A.		3	Fugas de lechada/nidos de grava/coqueras
Degradación superficial	H.A.		4	Erosión superficial/disgregración/desagregación
Desconchones/lajas (sin armadura implicada)	H.A.		1	Ejecución inadecuada/disposición inadecuada
Desplazamiento relativo entre piezas		M.F. tierra armada.	1	Inadecuada ejecución
Eflorescencias	H.A.		1	Migración y depósito de sales
Encofrado sin retirar	H.A.		1	Encofrado sin retirar
Fisuración en malla	H.A.		2	En fase de ejecución (retracción plástica, afogarado, curado deficiente)
Fisuras/grietas	H.A.		0	Otras causas/sin determinar
Fisuras/grietas	H.A.		13	Debidas a la escasez de recubrimiento/siguiendo el trazado de las armaduras
Fisuras/grietas	H.A.		7	Concentración de carga bajo apoyos/cargas puntuales

Fisuras/Grietas	H.A.		905	Debidas a esfuerzos de torsión
Eflorescencias	H.A.		1	Migración y deposito de sales
Humedades y filtraciones	H.A.		1	Ausencia/pérdida/deterioro del dispositivo de junta de calzada/acera
Humedades y filtraciones	H.A.		6	A través del tablero (inadecuada impermeabilización/acumulación de agua en la plataforma)
Humedades y filtraciones	H.A.		8	A través de muros (inadecuada impermeabilización/drenaje)
Pérdida de alineación entre placas o chapas (escalón)		J calz. elas. armado	6	Impacto de vehículos
Pérdida de elementos protectores de anclajes		J calz. elas. armado	6	Impacto de vehículos

Observaciones:

Deterioro 43: Las fisuras siguen el borde redondeado del fuste, fisuras debidas a la disposición y forma del fuste.

Fotografías de deterioros en elemento Vano:

Det. 1 Encofrado sin retirar

Det. 2 Eflorescencias. Lib.1

Det. 3 Deg. Sup. Lib.4.

Det.4 Fis. Malla. Lib.2.

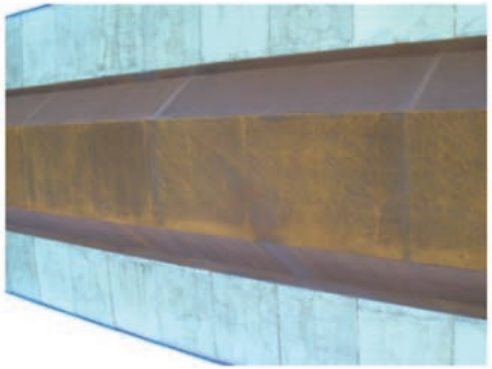
Det.5. Fis. Grietas. Lib.905

Det.5. Fis. Grietas.Lib.905

Det.6. Deg sup. Lib.1

Det.8. Hum. Filt. Lib. 6

Fotografías de deterioros en elemento Vano:



Det. 8. Corrosión en chapas.

Fotografías de deterioros en elemento Junta:

Det. 1. Perd. Elem. Protectores de anclajes.

Det.2. Perd.Alineación entre placas.

Fotografías de deterioros en elemento Estribo:

Det.1. Deg.Sup. Lib.3

Det.2 Desc/Lajas. Sin arma.imp. Lib. 1.

Det.3 Acumulación de mat.

Det.4. Fis./Grietas. Lib. 7.

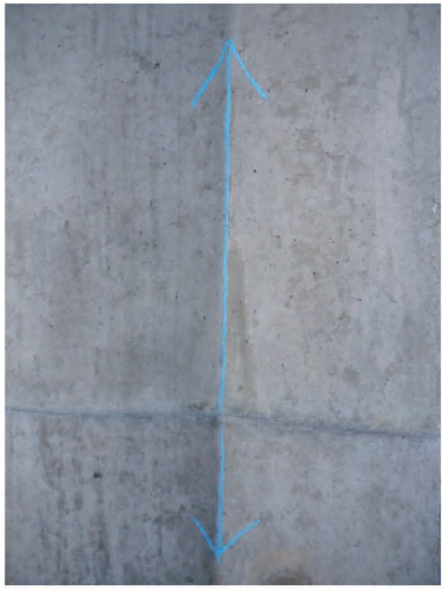
Det.5. Hum.Filt. Lib. 1.

Det.6. Vegetación. Lib.2

Det. 7. Deplazamiento rel. entre piezas.

Det. 8. Hum. Filt. Lib. 8.

Fotografías de deterioros en elemento Pila:



Det. 1. Fis/Grietas. Lib. 0.

Det.2. Fis/Grietas. Lib.13.

Det.3. Fis. En malla. Lib.2.

Conclusiones de la inspección:

CÓDIGO: Código ejemplo 4		
DENOMINACIÓN: denominación ejemplo 4		
INSPECCIÓN PRINCIPAL		
DATOS ADICCIONALES A LA INSPECCIÓN		**OBSERVACIONES**
DATOS GENERALES		
FECHA DE INSPECCIÓN	**14/02/2011**	
INSPECTOR	**Nombre inspector**	
HUSO GEOGRÁFICO	**Huso ejemplo 2**	
DATOS AMBIENTALES		
TEMPERTATURA	**31°C**	
HUMEDAD	**43%**	
CONDICIONES ATMOSFERICAS	**Despejado**	
DATOS SOBRE EL ESTADO DE CONSERVACIÓN		
INDICE ESTIMADO	**43**	
INSPECCIÓN ESPECIAL (S/N) MOTIVO	**N**	
INSPECCIÓN PRINCIPAL DETALLADA (S/N)	**N**	

EJEMPLO DE INSPECCIÓN PRINCIPAL DE CAUCES

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHAS DE ELEMENTOS DE CAUCE

1. ELEMENTOS DE GEOMETRÍA

1.1. AGUAS ARRIBA

Cauce	Tipo (A.23):	Cauce único meándrico/sinuoso
Cauce en puente	Anchura min. cauce (A.1) (m):.....	8.00
	Anchura min. cauce (dist. al puente) (A.1) (m):.	0.00
	Longitud del puente (A.2) (m)	83.40
	Ángulo en aguas altas (A.3).....	-90º a -85º
	Ángulo en aguas bajas (A.4):.....	-90º a -85º
	Efecto barrera (margen derch.) (A5):.....	0.00
	Efecto barrera (margen izqdo) (A.5):.....	0.00

1.2. DE AGUAS ABAJO

Cauce	Tipo (A.23):	Cauce único meándrico/sinuoso
Cauce en puente	Anchura min. cauce (A.1) (m):.....	8.00
	Anchura min. cauce (dist. al puente) (A.1) (m):.	0.00
	Longitud del puente (A.2) (m).....	83.40
	Ángulo en aguas altas (A.3).....	90º a 85º
	Ángulo en aguas bajas (A.4):.....	90º a 85º

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHAS DE ELEMENTOS DE CAUCE

2. ELEMENTOS DE CARACTERÍSTICAS

2.1. AGUAS ARRIBA

Margen izquierdo

Afluentes (A.10) (m):.....	Afl1	0	Afl2	0
Cobertura de la superficie (A.11) (m):.	T1	Arbolado	T2	Matorral
Material del margen (A.12):.....	T1	Arena		
Tipo de protección (A.13):.....	T1	Gaviones		
Condición de la protección (A.14):.....	T1	Daños medios		
Longitud de la protección (A.15) (m):..	T1	100	T2	0
Erosión del margen (A.8):.....		Sin erosión		

Lecho

Perfil del cauce (A.6):.....		Rizaduras		
Cobertura de la superficie (A.11) (m):..	T1	Matorral		
Fosas de socavación (A.7):.....		Inexistentes		
Tipo de protección (A.13):.....	T1	Ninguna		
Material del margen (A.12):.....	T1	Arena	T2	Grava
Longitud de la protección (A.15) (m):...	T1	0.00	T2	0.00
Condición de la protección (A.14):.....	T1	-		

Margen derecho

Afluentes (A.10.1) (m):.....	Afl1	0.00	Afl2	0.00
Cobertura de la superficie (A.11) (m):..	T1	Arbolado	T2	Matorral
Material del margen (A.12):.....	T1	Arena		
Tipo de protección (A.13):.....	T1	Ninguna		
Condición de la protección (A.14):.....	T1	-		
Longitud de la protección (A.15) (m):...	T1	0.00	T2	0.00
Erosión del margen (A.8):.....		Sin erosión		

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHAS DE ELEMENTOS DE CAUCE

3. ELEMENTOS DE CARACTERÍSTICAS

3.1. AGUAS ABAJO

Margen izquierdo

Afluentes (A.10) (m):.....	Afl1	0.00	Afl2	0.00
Cobertura de la superficie (A.11) (m):.	T1	Arbolado	T2	Matorral
Material del margen (A.12):.....	T1	Arena		
Tipo de protección (A.13):.....	T1	Ninguna		
Condición de la protección (A.14):.....	T1	-		
Longitud de la protección (A.15) (m):..	T1	0.00	T2	0.00
Erosión del margen (A.8):.....		Sin erosión		
Erosión por expansión (A.9) (m):.....		0.00		

Lecho

Perfil del cauce (A.6):.....		Rizaduras		
Cobertura de la superficie (A.11) (m):.	T1	Matorral		
Fosas de socavación (A.7):.....				
Tipo de protección (A.13):.....	T1	Ninguna		
Material del margen (A.12):.....	T1	Arena	T2	Grava
Longitud de la protección (A.15) (m):.	T1	0.00	T2	0.00
Condición de la protección (A.14):.....	T1	-		

Margen derecho

Afluentes (A.10) (m):.....	Afl1	0.00	Afl2	0.00
Cobertura de la superficie (A.11) (m):.	T1	Arbolado	T2	Matorral
Material del margen (A.12):.....	T1	Arena		
Tipo de protección (A.13):.....	T1	Ninguna		
Condición de la protección (A.14):.....	T1	-		
Longitud de la protección (A.15) (m):..	T1	0.00	T2	0.00
Erosión del margen (A.8):.....		Sin erosión		
Erosión por expansión (A.9) (m):.....		0.00		

FICHA DE DATOS GENERALES

4. ELEMENTOS DE LIMITACIONES

4.1. LISTADO DE LIMITACIONES

Cauce aguas arriba

Limitación 1

Tipo de limitación (A.16):.....	-			
Potencial de bloqueo (A.17):.....	Muy bajo			
Distancia anchura máxima (A.19):.....	0.00			
Tipo de vegetación (A.22):.....	-			
Altura vegetación (A.22):.....	0.00			
Situación transversal (A.18):.....	Izqda.	0.00	Drcha.	0.00
Situación Longitudinal (A.20):.....	Inicial	0.00	Final	0.00
Limitación en altura (A.21):.....	Inicial	0.00	Final	0.00

Limitación 2

Tipo de limitación (A.16):.....	Obstrucción			
Potencial de bloqueo (A.17):.....	Muy bajo			
Distancia anchura máxima (A.19):.....	10.00			
Tipo de vegetación (A.22):.....	-			
Altura vegetación (A.22):.....	0.00			
Situación transversal (A.18):.....	Izqda.	0.00	Drcha.	100.00
Situación Longitudinal (A.20):.....	Inicial	25.00	Final	10.00
Limitación en altura (A.21):.....	Inicial	90.00	Final	100.00

Limitación 3

Tipo de limitación (A.16):.....	Obstrucción			
Potencial de bloqueo (A.17):.....	Muy bajo			
Distancia anchura máxima (A.19):.....	14.10			
Tipo de vegetación (A.22):.....	-			
Altura vegetación (A.22):.....	0.00			
Situación transversal (A.18):.....	Izqda.	55.00	Drcha.	65.00
Situación Longitudinal (A.20):.....	Inicial	20.90	Final	14.10
Limitación en altura (A.21):.....	Inicial	0.00	Final	100.00

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHAS DE ELEMENTOS DE CAUCE

5. ELEMENTOS DE ESTRIBOS

5.1. MARGEN DEL ESTRIBO

Izquierdo

Localización (B.1):	Margen izq.
Tipo (B.2):	Cerrado
Cimentación (B.4)	Superficial
Ángulo de ataque (B.6)	0º a 5º
Condición (B.7):	Daños leves o sin daños
Longitud (B.8) (m):	15.00
Nivel máximo del agua (B.9) (m):	0.00
Condición de socavación (B.10):	No hay
Profundidad de socavación (B.11) (m):	0.00
Tipo de protección (B.12):	Ninguna
Estado protección (B.13):	-
Movimiento del estribo (B.14):	No

Material (B.3):	T1 Hormigón
Material en el lecho (B.5):	T1 Suelo competente
Material bajo estribo (B.5):	T1 No observable

Derecho

Localización (B.1):	Margen der.
Tipo (B.2):	Cerrado
Cimentación (B.4)	Superficial
Ángulo de ataque (B.6)	0º a 5º
Condición (B.7):	Daños leves o sin daños
Longitud (B.8) (m):	15.00
Nivel máximo del agua (B.9) (m):	0.00
Condición de socavación (B.10):	No hay
Profundidad de socavación (B.11) (m):	0.00
Tipo de protección (B.12):	Ninguna
Estado protección (B.13):	-
Movimiento del estribo (B.14):	No

Material (B.3):	T1 Hormigón
Material en el lecho (B.5):	T1 Suelo competente
Material bajo estribo (B.5):	T1 No observable

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHAS DE ELEMENTOS DE CAUCE

6. ELEMENTOS DE ESTRIBOS

6.1. AGUAS ARRIBA

Izquierdo

Cimentación (B.4)	Superficial
Condición (B.7):	Daños leves o sin daños
Longitud (B.8) (m):	10.00
Ángulo (B.8)	0
Condición de socavación (B.10):	No hay
Profundidad de socavación (B.11) (m):	0.00
Tipo de protección (B.12):	Ninguna
Estado protección (B.13):	Sin daños
Movimiento del estribo (B.14):	No

Material (B.3):	T1 Hormigón
Material bajo estribo (B.5):	T1 No observable
Material en el lecho (B.5):	T1 Suelo competente

Derecho

Cimentación (B.4)	Superficial
Condición (B.7):	Daños leves o sin daños
Longitud (B.8) (m):	10.00
Ángulo (B.8)	0
Condición de socavación (B.10):	No hay
Profundidad de socavación (B.11) (m):	0.00
Tipo de protección (B.12):	Ninguna
Estado protección (B.13):	Sin daños
Movimiento del estribo (B.14):	No

Material (B.3):	T1 Hormigón
Material bajo estribo (B.5):	T1 No observable
Material en el lecho (B.5):	T1 Suelo competente

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHAS DE ELEMENTOS DE CAUCE

7. ELEMENTOS DE ESTRIBOS

7.1. AGUAS ABAJO

Izquierdo

Cimentación (B.4)	Superficial
Condición (B.7):	Daños leves o sin daños
Longitud (B.8) (m):	9.00
Ángulo (B.8)	90
Condición de socavación (B.10):	No hay
Profundidad de socavación (B.11) (m):	0.00
Tipo de protección (B.12):	Ninguna
Estado protección (B.13):	-
Movimiento del estribo (B.14):	No

Material (B.3):	T1 Hormigón
Material bajo estribo (B.5):	T1 No observable
Material en el lecho (B.5):	T1 Suelo competente

Derecho

Cimentación (B.4)	Superficial
Condición (B.7):	Daños leves o sin daños
Longitud (B.8) (m):	9.00
Ángulo (B.8)	90
Condición de socavación (B.10):	No hay
Profundidad de socavación (B.11) (m):	0.00
Tipo de protección (B.12):	Ninguna
Estado protección (B.13):	-
Movimiento del estribo (B.14):	No

Material (B.3):	T1 Hormigón
Material bajo estribo (B.5):	T1 No observable
Material en el lecho (B.5):	T1 Suelo competente

Nº Vanos: 4

FICHA DE DATOS GENERALES

8. ELEMENTOS DE PILAS

8.1 ELEMENTOS DE PILAS

Pila P1

Localización (C.1):	Margen der.	Profundidad de socavación (C.11):	0.00
Tipo de pila (C.2):	Fuste múltiple exento	Tipo de protección (C.12):	Ninguna
Tipo de Cimentación (C.4):	No observable	Estado de protección (C.13):	-
Ángulo de ataque (C.6)	6º a 30º	Ancho acarreo/fuste (C.14):	1.00
Condición de la pila (C.7):	Daños leves o sin daños	Número de Fustes (C.15):	2
Nivel máximo del agua (C.9) (m):		Forma del frente (C.16):	Circular
Condición de socavación (C.10):	No hay	Movimiento de la pila (C.17):	No

Altura (C.8):	6.00
Anchura (C.8) (m):	1.20
Longitud (C.8) (m):	6.80

Material (C.3):	T1 Hormigón	T2 Hormigón
Material en el lecho (C.5):	T1 Suelo competente	T2 Suelo competente
Material bajo el lecho (C.5):	T1 No observable	T2 No observable

Pila P2

Localización (C.1):	Margen der.	Profundidad de socavación (C.11):	0.00
Tipo de pila (C.2):	Fuste múltiple exento	Tipo de protección (C.12):	Escolleras vertidas
Tipo de Cimentación (C.4):	No observable	Estado de protección (C.13):	Daños leves o sin
Ángulo de ataque (C.6)	0º a 5º	Ancho acarreo/fuste (C.14):	1.00
Condición de la pila (C.7):	Daños leves o sin daños	Número de Fustes (C.15):	2
Nivel máximo del agua (C.9) (m):	1000.00	Forma del frente (C.16):	Circular
Condición de socavación (C.10):	No hay	Movimiento de la pila (C.17):	No

Altura (C.8):	6.00
Anchura (C.8) (m):	1.20
Longitud (C.8) (m):	6.80

Material (C.3):	T1 Hormigón	T2 Hormigón
Material en el lecho (C.5):	T1 Suelo competente	T2 Suelo competente
Material bajo el lecho (C.5):	T1 No observable	T2 No observable

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FICHA DE DATOS GENERALES

8. ELEMENTOS DE PILAS

8.1 ELEMENTOS DE PILAS

Pila P3

Localización (C.1):	Margen izq.	Profundidad de socavación (C.11):	0.00
Tipo de pila (C.2):	Fuste múltiple exento	Tipo de protección (C.12):	Ninguna
Tipo de Cimentación (C.4):	No observable	Estado de protección (C.13):	-
Ángulo de ataque (C.6)	-6º a -30º	Ancho acarreo/fuste (C.14):	1.00
Condición de la pila (C.7):	Daños leves o sin daños	Número de Fustes (C.15):	1
Nivel máximo del agua (C.9) (m):	1000.00	Forma del frente (C.16):	Circular
Condición de socavación (C.10):	No hay	Movimiento de la pila (C.17):	No

Altura (C.8):	6.00	
Anchura (C.8) (m):	1.20	
Longitud (C.8) (m):	6.80	
Material (C.3):	T1 Hormigón	T2 Hormigón
Material en el lecho (C.5):	T1 Suelo competente	T2 Suelo competente
Material bajo el lecho (C.5):	T1 No observable	T2 No observable

FOTOGRAFÍAS GENERALES DE CAUCE

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FOTOGRAFÍAS GENERALES DE CAUCE

FOTOGRAFÍAS GENERALES DE CAUCE

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FOTOGRAFÍAS GENERALES DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FOTOGRAFÍAS GENERALES DE CAUCE

Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

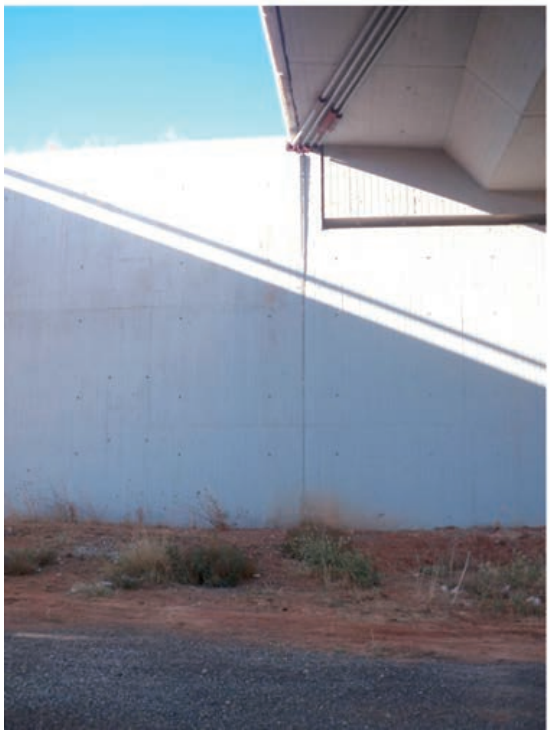
FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FOTOGRAFÍAS DE ESTRIBOS

FOTOGRAFÍAS DE ESTRIBOS



Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras
Subdirección General de Conservación y Explotación

Sistema de Gestión de Puentes

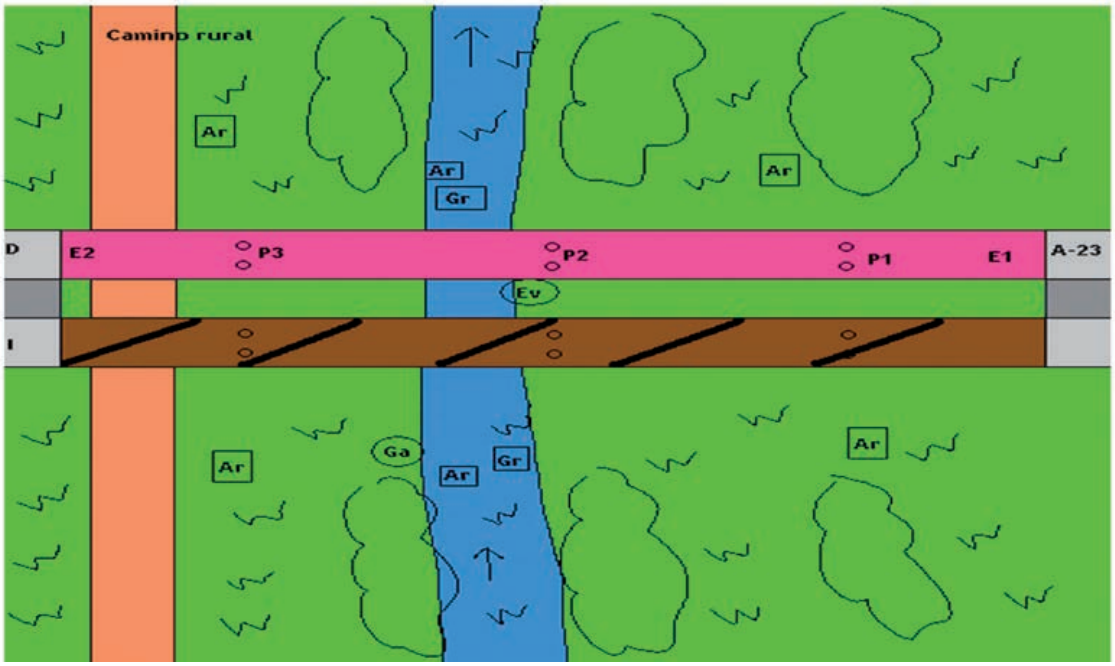
FICHA DE CAUCE

Código: **0A-0023-0062+536-D**

Nº Vanos: 4

FOTOGRAFÍAS DE PILAS

FOTOGRAFÍAS DE CROQUIS



Anejo V

DATOS FUNDAMENTALES EN LAS INSPECCIONES DE CAUCES

V.1. INTRODUCCIÓN

La inspección principal del cauce se realiza en estructuras con una luz mayor o igual de 6 m. Los datos a tomar en campo en el marco de una inspección principal de cauce se recogen en tres fichas:

- Ficha de cauce (datos tipo A).
- Ficha de estribos (datos tipo B).
- Ficha de pilas (datos tipo C).

En las siguientes páginas se describen los diferentes parámetros a obtener.

V.2. FICHA DE CAUCE (DATOS TIPO A)

En esta *ficha de cauce* se anotan todos aquellos datos que **describen el cauce y sus márgenes** derecha e izquierda, tanto aguas arriba del puente, como bajo el mismo y aguas abajo. Además, junto al puente hay que reseñar dos zonas importantes: una situada justo aguas arriba del mismo y otra situada justo aguas abajo.

V.2.1. PARÁMETRO A.1: ANCHURA DEL CAUCE

Se debe tomar el **ancho mínimo del cauce principal,** en metros, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, en las zonas indicadas para este parámetro en el epígrafe 5.2 («Cauce aguas arriba»; «Cauce aguas abajo»), dentro de la distancia de inspección *D*[1].

No se deben tener en cuenta las llanuras de inundación. Si dentro del cauce principal se definen claramente el cauce de aguas altas y el cauce de aguas bajas (ver figura 2.1.1) se tomará el cauce de aguas altas, a pesar de que el otro sea menor.

El objetivo de este parámetro A.1 es obtener el ancho real que permite el paso del flujo de agua en situación normal teniendo en cuenta posibles estrechamientos motivados por restricciones existentes.

En caso de que existan limitaciones (barras, obstrucciones, acumulaciones), su anchura *NO* se deberá restar de la anchura total, puesto que el parámetro A.18 ya define la geometría de las mismas.

Dado que no es igual que la sección de anchura mínima esté a 10 metros del puente que a 100 m, se debe indicar esta distancia junto con la medida de la anchura. Esta información (anchura de sección y distancia al puente) hay que indicarla en las cuatro celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 A (ver tabla 2.1).

---

[1] La longitud de tramo de cauce que debe ser objeto de la inspección, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente se establece en el *menor de los siguientes valores:*

- 4 veces la longitud del puente (L = distancia entre caras vistas de los estribos).
- 100 metros.

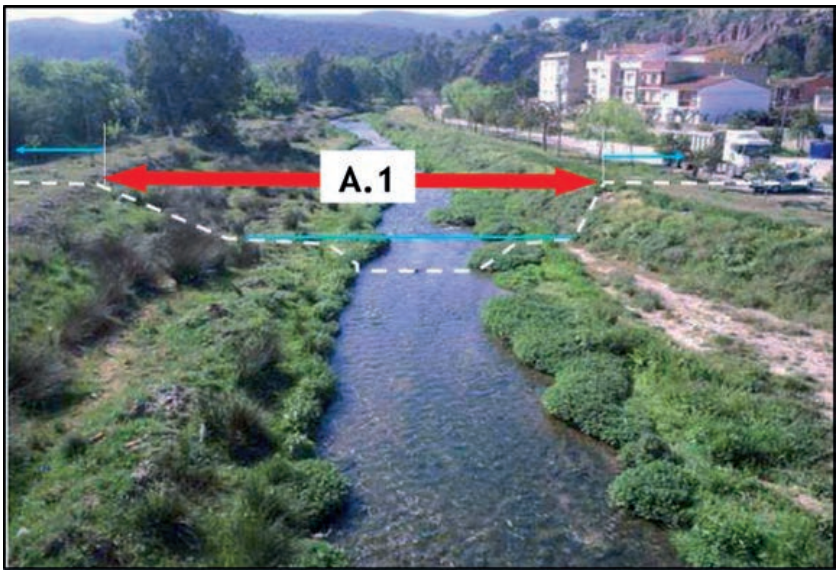


FIGURA 2.1.1. **ANCHURA DEL CAUCE.**

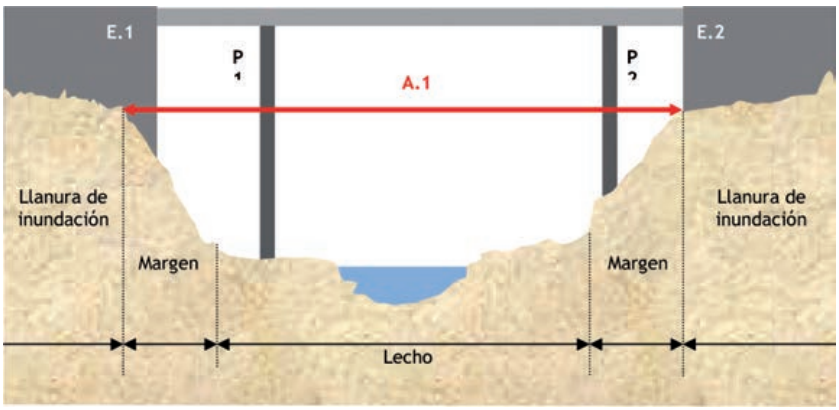


FIGURA 2.1.2. **ANCHURA DEL CAUCE.**

TABLA 2.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.1**

ZONA	ANCHURA MÍNIMA DEL CAUCE	
Cauce en puente aguas arriba	A.1.1	A.1.2
Cauce en puente aguas abajo	A.1.3	A.1.4
	Valor en [m]	Distancia al puente Valor en [m]

Los valores A.1.1 y A.1.3 se corresponden con la medida de la anchura (aguas arriba y aguas abajo) y los valores A.1.2 y A.1.4 se corresponden con la distancia al puente a la que se han medido los valores anteriores.

V.2.2. Parámetro A.2: longitud del puente (entre estribos)

Se debe medir la distancia entre caras vistas de los estribos (ver figuras 2.2.1 y 2.2.2), en metros, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente.

FIGURAS 2.2.1 Y 2.2.2. **LONGITUD DEL PUENTE (ENTRE ESTRIBOS).**

V.2.3. PARÁMETRO A.3: ÁNGULOS EN AGUAS ALTAS

Se debe medir el ángulo entre la línea que mejor indica el sentido del flujo del cauce en aguas altas (las flechas en la figura 2.3.1) y la directriz longitudinal del tablero, tanto aguas arriba del puente (parámetro **A.3.1**) como aguas abajo del mismo (parámetro **A.3.2**).

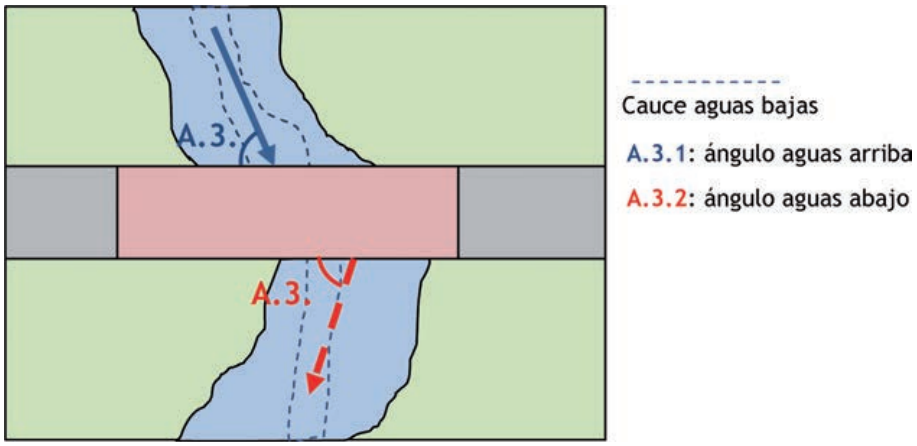


FIGURA 2.3.1. **ÁNGULOS EN AGUAS ALTAS.**

La medición de este ángulo es aproximada, por lo que basta con asignarlo a uno de los cuatro rangos angulares indicados en la figura 2.3.2 (precedido por el signo + si el flujo incide en la margen derecha y – si el flujo incide en la margen izquierda):

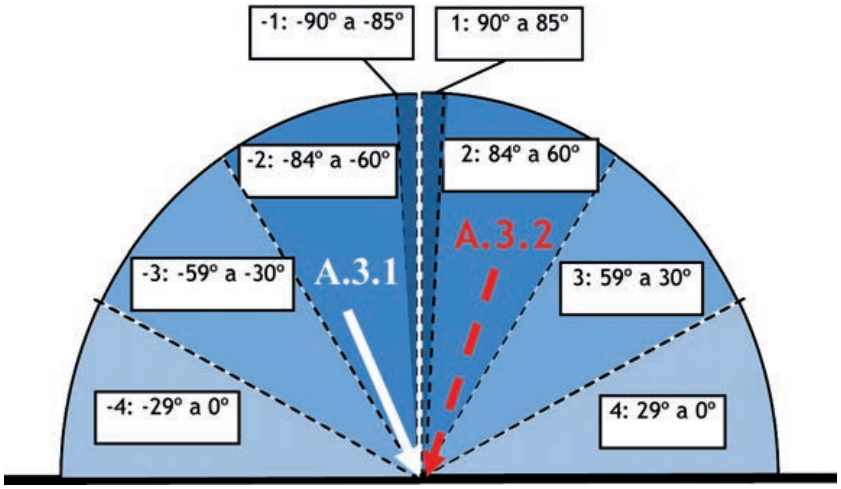


FIGURA 2.3.2. **RULETA DE MEDIDA DE ÁNGULOS EN AGUAS ALTAS.**

V.2.4. PARÁMETRO A.4: ÁNGULOS EN AGUAS BAJAS

Se debe medir el ángulo entre la línea que indica el sentido del flujo del cauce en aguas bajas (las flechas en la figura 2.4.1) y la directriz longitudinal del tablero, tanto aguas arriba del puente (la flecha de trazo continuo; parámetro **A.4.1**) como aguas abajo del mismo (la flecha de trazo discontinuo; parámetro **A.4.2**).

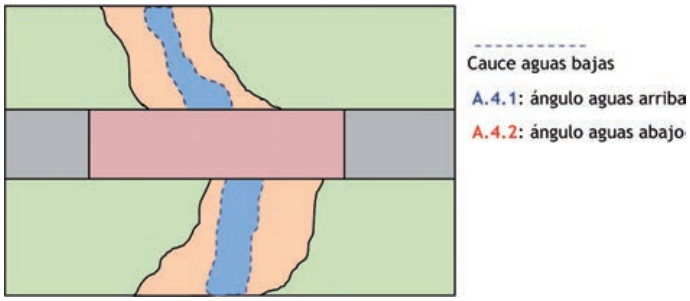


FIGURA 2.4.1. **ÁNGULOS EN AGUAS BAJAS.**

Al igual que en el caso anterior, la medición de este ángulo es aproximada, por lo que basta con asignarlo a uno de los cuatro rangos angulares indicados en la figura 2.3.2 (precedido por el signo + si el flujo incide en la margen derecha y – si el flujo incide en la margen izquierda).

FIGURA 2.4.2. **VISTA GENERAL DE CAUCE EN AGUAS BAJAS.**

En la figura 2.4.3 se puede apreciar en un ejemplo real la diferencia entre la dirección que adopta el cauce principal de aguas altas (señalado mediante líneas continuas en color azul) y el cauce principal de aguas bajas (cuyo eje se marca mediante una línea discontinua).

FIGURA 2.4.3. **CAUCE EN AGUAS ALTAS (DELIMITADO POR LAS LÍNEAS CONTINUAS) Y EN AGUAS BAJAS (INDICADO POR LA LÍNEA DISCONTINUA).**

V.2.5. PARÁMETRO A.5: EFECTO BARRERA

Este parámetro se emplea para evaluar el efecto de contracción que la infraestructura a la que pertenece el puente (la estructura y sus terraplenes de acceso, en caso de que los tenga) tiene sobre el cauce que pasa bajo la obra.

En caso de que el terraplén de acceso a cada estribo del puente suponga una barrera física al flujo del agua, bien por estar situado en el cauce, en una margen o en una llanura de inundación, hay que indicar (en metros) la longitud de dicho terraplén.

Si se considera que la altura del terraplén apenas supone una barrera para el cauce (el flujo puede sobrepasar fácilmente el terraplén a juicio del Inspector), se debe anotar el valor «0,00» en la celda correspondiente e indicarlo en las Observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 A.

Esta información hay que indicarla, *sólo para el cauce aguas arriba,* en las dos celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 A (ver tabla 2.5).

TABLA 2.5. **VALORES DEL PARÁMETRO A.5**

ZONA	EFECTO BARRERA	
Cauce en puente aguas arriba	A.5.1	A.5.2
Cauce en puente aguas abajo	—	—
	Margen derecha Valor en [m]	Margen izquierda

Por ejemplo, en la celda superior izquierda de la tabla 2.5 (parámetro A.5.1) hay que indicar la longitud del terraplén que interrumpe el flujo de agua y que está situado en la sección aguas arriba del puente, en su margen derecha.

En todas las celdas hay que anotar la longitud real hasta una distancia máxima igual a la longitud del puente (ver parámetro A.2). Si la longitud del terraplén es superior a esta distancia, hay que indicar el valor del parámetro A.2, precedido del símbolo «>».

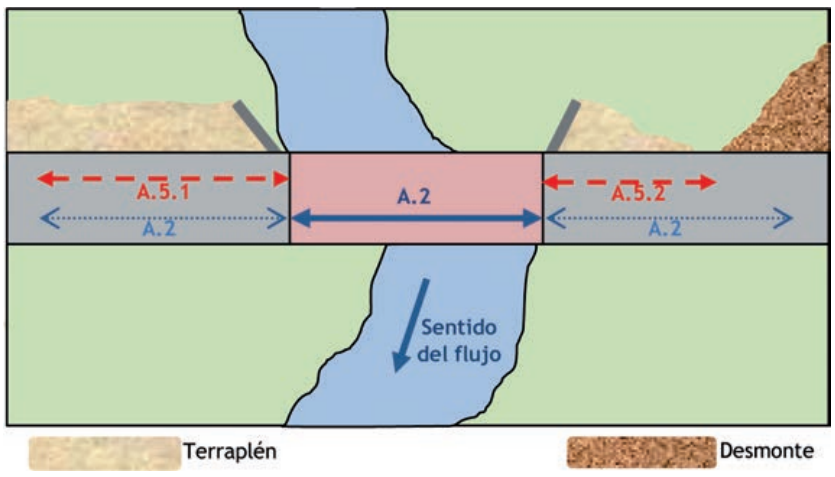


FIGURA 2.5.1. **MEDIDA DEL EFECTO BARRERA DE UNA INFRAESTRUCTURA.**

En el ejemplo de la figura 2.5.1, en la celda del parámetro A.5.1 se anotaría «> *valor A.2*», mientras que en la celda del parámetro A.5.2 se anotaría el valor medido en metros in situ. A continuación se muestran unas imágenes de terraplenes que suponen una barrera que contrae el flujo del cauce.

FIGURAS 2.5.2 Y 2.5.3. **VISTA DE UN EFECTO BARRERA DEL TERRAPLÉN DE ACCESO A UN PUENTE.**

Importante: En caso de que el puente esté situado íntegramente en una llanura de inundación, hay que indicarlo expresamente en las Observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 A.

V.2.6. PARÁMETRO A.6: PERFIL DEL CAUCE

Se debe anotar la existencia de determinadas formas de fondo múltiples en el lecho del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, y que alteran su perfil longitudinal (ya de por sí irregular en la mayoría de los casos).

Estas formas de fondo pueden clasificarse como se indica en la tabla 2.6:

TABLA 2.6. **VALORES DEL PARÁMETRO A.6**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Rizaduras	2.6.1
2	Dunas	2.6.2
3	Antidunas	2.6.3
4	Vados y hoyas	2.6.4
5	No definible	—
#	No observable	—

Las **rizaduras** se producen en lechos de tipo arenoso y tienen un aspecto de dunas de pequeño tamaño repetidas (el aspecto es semejante al del fondo de una playa en la zona sumergida). Para obtener una idea del tamaño de esta forma de fondo, puede observarse en la imagen de la izquierda de la figura 2.6.1 una tapa del objetivo de una cámara fotográfica semienterrada.

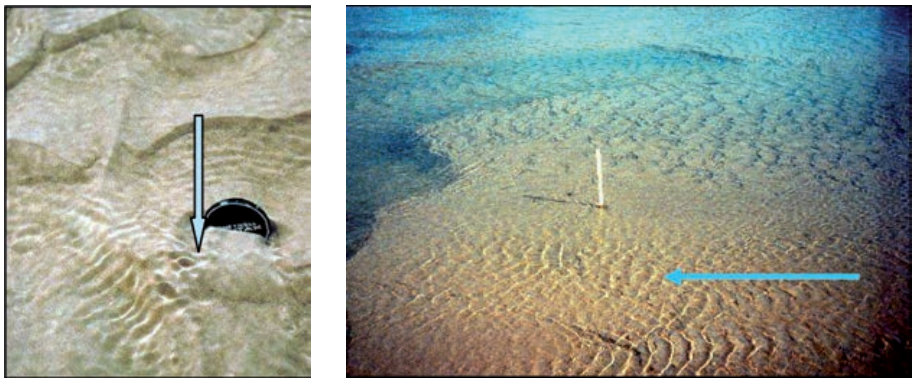


FIGURA 2.6.1. **ASPECTO DE «RIZADURAS» EN EL LECHO.**

La forma de las rizaduras es de sección triangular con las siguientes características:

- Longitud < 30 cm.
- Ancho < 5 cm.

Las **dunas** son las formas de lecho habituales para diámetros medios de la granulometría del cauce comprendidos entre 0,6 mm < D_{50} < 1,5 mm. Es importante indicar que sí que existen perturbaciones en la superficie libre, siendo éstas depresiones de la lámina libre sobre las crestas de las dunas. La longitud de las dunas y su área es mucho mayor que en las rizaduras pero son también de sección triangular. Su longitud oscila entre 0,6 y 3 m, y su altura, entre 6 y 30 cm.

FIGURA 2.6.2. **ASPECTO DE «DUNAS» EN EL LECHO.**

Cuando la tensión de corte y la potencia erosiva se incrementan todavía más, el lecho y superficie libre, planos, evolucionan formándose gradualmente nuevas formas de lecho y ondas superficiales. Estas formas de lecho pueden crecer en altura hasta hacerse inestables y romper (**antidunas rompientes,** o simplemente **antidunas**), o asentarse gradualmente sin romper, reformándose **(antidunas estacionarias).**

FIGURA 2.6.3. **EFECTO DE LAS «ANTIDUNAS» SOBRE LA LÁMINA DE AGUA DE UN CAUCE.**

Con pendientes muy pronunciadas, una elevada velocidad del flujo y un elevado transporte sólido, aparecen las **hoyas y rápidas** (o **vados**). Este tipo de flujo consta de una larga rápida (3 a 9 m) en la que el flujo se acelera rápidamente pasando a supercrítico, un resalto hidráulico al final de la rápida y posteriormente una larga hoya (3 a 9 m) en la que el flujo es tranquilo pero acelerándose. Las hoyas y rápidas se desplazan hacia aguas arriba a velocidades de 0,3-0,6 m/min.

FIGURA 2.6.4. **ASPECTO DE «VADOS Y HOYAS» EN EL LECHO.**

V.2.7. PARÁMETRO A.7: FOSAS DE SOCAVACIÓN

Con este parámetro se recoge la existencia de fosas de socavación en el lecho del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, en relación con la magnitud y afección a éste. Las **fosas de socavación** son formaciones *aisladas* que aparecen en fondos de gravas y bolos pudiendo tener otro origen, tipo de flujo y características morfológicas y de desarrollo, que las hoyas y vados.

Los posibles valores de este parámetro se indican en la tabla 2.7:

TABLA 2.7. **VALORES DEL PARÁMETRO A.7**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Grandes fosas tocando subestructura	2.7.1
2	Fosas apreciables próximas al puente	2.7.1
3	Fosas apreciables alejadas del puente	—
4	Pequeñas fosas próximas al puente	—
5	Pequeñas fosas alejadas del puente	—
6	Inexistentes	—
#	No observable	—

A diferencia con el parámetro A.6 (Perfil del cauce), que describe la forma general del lecho del cauce, este parámetro recoge un *fenómeno localizado.*

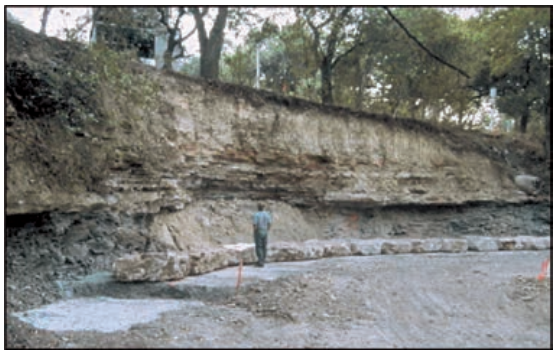
FIGURAS 2.7.1 Y 2.7.2. **EJEMPLO DE FOSAS DE SOCAVACIÓN TOCANDO SUBESTRUCTURA Y FOSAS DE SOCAVACIÓN APRECIABLES PRÓXIMAS AL PUENTE.**

V.2.8. PARÁMETRO A.8: EROSIÓN DE LA MARGEN

El objetivo de este parámetro es describir el estado de gravedad de las márgenes de un cauce, debido al efecto de la erosión. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 2.8:

TABLA 2.8. **VALORES DEL PARÁMETRO A.8**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Erosión severa	2.8.1 2.8.2
2	Erosión suave	2.8.3
3	Erosión por expansión	—
4	Sin erosión	2.8.4



FIGURAS 2.8.1 Y 2.8.2. **EROSIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «1: EROSIÓN SEVERA».**

FIGURAS 2.8.3 Y 2.8.4. **EROSIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «2: EROSIÓN SUAVE» Y DE TIPO «3: SIN EROSIÓN».**

Importante: Aunque también se comenta para el siguiente parámetro (A.9), en caso de que exista éste (erosión por expansión aguas abajo del puente) se debe indicar igualmente la existencia de erosión en la margen, puesto que mediante el parámetro A.8 se valora su gravedad, mientras que con el parámetro A.9 se indica la posición relativa al puente de un tipo muy específico de erosión.

V.2.9. Parámetro A.9: erosión por expansión

Este parámetro se debe indicar únicamente en las zonas denominadas «Margen derecha aguas abajo» y «Margen izquierda aguas abajo».

El parámetro da información sobre la presencia de erosión en el lecho o márgenes, en las zonas de expansión geométrica brusca aguas abajo del puente, como consecuencia de la existencia de remolinos turbulentos socavadores, que se generan al expandirse bruscamente el flujo inmediatamente aguas abajo del puente y en las proximidades de las márgenes. Puede dar lugar a erosión transversal (erosión de margen propiamente dicha o erosión por expansión) o erosión en fondo (fosa de socavación, que puede ser causa de colapso de margen por inestabilidad del pie de de la misma). En caso de que exista, se debe indicar su distancia al paramento aguas abajo del puente, medida desde el centro de la expansión.

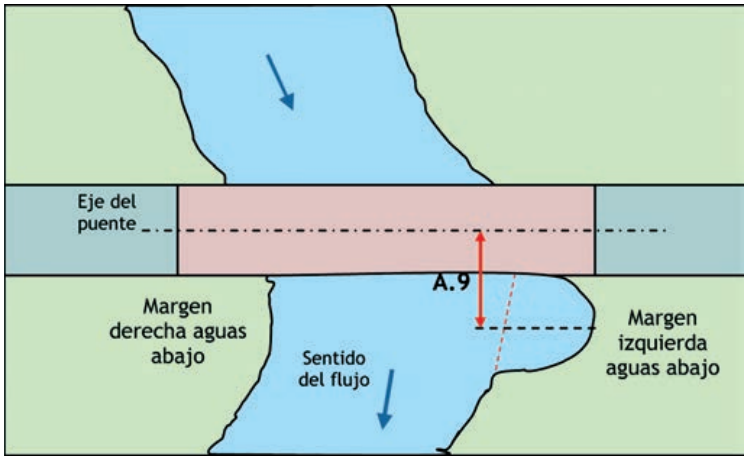


FIGURA 2.9.1. **EROSIÓN POR EXPANSIÓN.**

Generalmente, se trata de una formación simétrica creada por corrientes circulares laterales (remolinos) producidas cuando el cauce se ensancha rápidamente una vez superado el puente.

Importante: Tal y como ya se ha comentado en el parámetro anterior (A.8), en caso de que exista *erosión por expansión aguas abajo del puente* se debe indicar igualmente la existencia de erosión en la margen, puesto que mediante el parámetro A.8 se valora su gravedad, mientras que con el parámetro A.9 se indica la posición relativa al puente de un tipo muy específico de erosión.

V.2.10. PARÁMETRO A.10: AFLUENTES

Mediante este parámetro se destaca la existencia de afluentes, confluencias o drenajes, indicando la distancia al puente a la que se encuentran. Las cunetas y tuberías de drenaje de menos de 1 m de diámetro no se consideran afluentes, a menos que el flujo entrante tenga un efecto significativo sobre la estructura o la geomorfología del lugar.

FIGURA 2.10.1. **AFLUENTE POR LA MARGEN IZQUIERDA, AGUAS ABAJO DEL PUENTE.**

V.2.11. PARÁMETRO A.11: COBERTURA DE LA SUPERFICIE

Se debe definir el tipo de cobertura del terreno en las cuatro márgenes del cauce y en la distancia «D». También el lecho puede tener algún tipo de cobertura y, por lo tanto, ésta debe quedar indicada. Este parámetro no hace referencia al material del terreno de las márgenes o del lecho, que se definirá por medio del siguiente parámetro A.12, sino a su cobertura.

Esta información hay que indicarla en las doce celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 A (ver tabla 2.11.1). Para cada una de las seis zonas hay que indicar los dos tipos de cobertura mayoritarios (si sólo se distinguiera claramente un tipo, basta con anotar un valor en la primera columna, correspondiente a las celdas *impares*: A.11.1, A.11.3, A.11.5, A.11.7, A.11.9 y A.11.11) y por lo tanto se pueden llegar a indicar un máximo de doce valores.

TABLA 2.11.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.11**

ZONA	COBERTURA DE LA SUPERFICIE	
Margen derecho aguas arriba	A.11.1	A.11.2
Margen izquierdo aguas arriba	A.11.3	A.11.4
Lecho aguas arriba	A.11.5	A.11.6
Lecho aguas abajo	A.11.7	A.11.8
Margen derecho aguas abajo	A.11.9	A.11.10
Margen izquierdo aguas abajo	A.11.11	A.11.12

En cada celda hay que escoger entre los tipos indicados en la tabla 2.11.2:

TABLA 2.11.2. **VALORES DEL PARÁMETRO A.11**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Sin vegetar (árido)	2.11.1 (lecho) 2.11.2 (margen)
2	Incendio reciente	2.11.3
3	Cultivos	2.11.4 (lecho)
4	Pastos	2.11.5 (margen) 2.11.6 (lecho)
5	Matorral	2.11.7 2.11.8
6	Arbolado	2.11.9
7	Con revestimiento	2.11.10

FIGURAS 2.11.1 Y 2.11.2. **COBERTURA DE LECHO DE TIPO «1: SIN VEGETAR (ÁRIDO)».**

FIGURAS 2.11.3 Y 2.11.4. **COBERTURA DE MARGEN DE TIPO «2: INCENDIO RECIENTE» Y DE TIPO «3: CULTIVOS».**

FIGURAS 2.11.5 Y 2.11.6. **COBERTURA DE LECHO DE TIPO «4: PASTOS».**

FIGURAS 2.11.7 Y 2.11.8. **COBERTURA DE MARGEN DE TIPO «5: MATORRAL».**

FIGURAS 2.11.9 Y 2.11.10. **COBERTURA DE MARGEN DE TIPO «6: ARBOLADO» Y DE TIPO «7: CON REVESTIMIENTO»**

No hay que confundir una cobertura de tipo 7 (con revestimiento) con un cauce canalizado. En este último caso el caudal está controlado y discurre por un *lecho* artificial, que se puede prologar con unas pavimentaciones laterales (ver figura 2.11.11). Sería el caso de los canales de regadío.

FIGURA 2.11.11. **CAUCE CANALIZADO.**

Normalmente, en el caso de que una (o varias) de las márgenes estén revestidas (tipo 7), este revestimiento se convierte en un tipo de protección y por lo tanto habrá que describirlo **también** mediante los parámetros A.13 a A.15.

V.2.12. Parámetro A.12: material de la margen/lecho

Se debe definir el tipo de material en las cuatro márgenes del cauce y en la distancia «D». También se debe caracterizar el material del lecho del cauce.

Esta información hay que indicarla en las doce celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 A (ver tabla 2.12.1). Para cada una de las seis zonas hay que indicar los dos tipos de cobertura mayoritarios (si sólo se distinguiera claramente un tipo, basta con anotar un valor en la primera columna, correspondiente a las celdas *impares:* A.12.1, A.12.3, A.12.5, A.12.7, A.12.9 y A.12.11) y por lo tanto se pueden llegar a indicar un máximo de doce valores.

TABLA 2.12.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.12**

ZONA	MATERIAL DE MARGEN/LECHO	
Margen derecho aguas arriba	A.12.1	A.12.2
Margen izquierdo aguas arriba	A.12.3	A.12.4
Lecho aguas arriba	A.12.5	A.12.6
Lecho aguas abajo	A.12.7	A.12.8
Margen derecho aguas abajo	A.12.9	A.12.10
Margen izquierdo aguas abajo	A.12.11	A.12.12

En cada celda hay que escoger entre los tipos indicados en la tabla 2.12.2:

TABLA 2.12.2. **VALORES DEL PARÁMETRO A.12**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	TAMAÑO MEDIO DE PARTÍCULA (MM)	FIGURA
1	Arena	0.062 < Ø < 2	2.12.1
2	Grava	2 < Ø < 64	2.12.2
3	Bolos/guijarros	64 < Ø	2.12.3
4	Limo/arcilla	Ø < 0.062	2.12.4
5	Roca	—	2.12.5
#	No observable	—	—

FIGURAS 2.12.1 Y 2.12.2. **MATERIAL DE LA MARGEN DE TIPO «1: ARENA» Y DE TIPO «2: GRAVA».**

FIGURAS 2.12.3 Y 2.12.4. **MATERIAL DE LA MARGEN DE TIPO «3: BOLOS/GUIJARROS» Y DE TIPO «4: LIMO/ARCILLA».**

FIGURA 2.12.5. **MATERIAL DE LA MARGEN DE TIPO «5: ROCA».**

V.2.13. PARÁMETRO A.13: TIPO DE PROTECCIÓN

Se debe definir el tipo de protección de las dos márgenes del cauce aguas arriba y aguas abajo, y en la distancia definida en el último párrafo del epígrafe 5.1. También el lecho puede tener algún tipo de protección y, por lo tanto, ésta debe quedar indicada.

Esta información hay que indicarla en las doce celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 A (ver tabla 2.13.1). Para cada una de las seis zonas hay que indicar los dos tipos de protección mayoritarios en caso de que exista alguno de ellos (si sólo se distinguiera claramente un tipo, basta con anotar un valor en la primera columna, correspondiente a las celdas *impares:* A.13.1, A.13.3, A.13.5, A.13.7, A.13.9 y A.13.11) y por lo tanto se pueden llegar a indicar un máximo de doce valores.

En cada celda hay que escoger entre los tipos indicados en la tabla 2.13.2.

TABLA 2.13.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.13**

ZONA	TIPO DE PROTECCIÓN	
Margen derecho aguas arriba	A.13.1	A.13.2
Margen izquierdo aguas arriba	A.13.3	A.13.4
Lecho aguas arriba	A.13.5	A.13.6
Lecho aguas abajo	A.13.7	A.13.8
Margen derecho aguas abajo	A.13.9	A.13.10
Margen izquierdo aguas abajo	A.13.11	A.13.12

TABLA 2.13.2. **VALORES DEL PARÁMETRO A.13**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Ninguna	—
2	Revestimientos varios	—
3	Técnicas de bioingeniería	2.13.1 (margen) 2.13.2 (margen)
4	Geosintéticos	2.13.9 (margen)
5	Elementos prefabricados	2.13.8 (margen)
6	Escolleras vertidas	2.13.3 (margen) 2.13.4 (lecho)
7	Gaviones	2.13.5 (margen)
8	Escolleras ancladas	2.13.7 (lecho)
9	Hormigón	2.13.1 (margen y lecho) 2.13.4 (margen) 2.13.6 (margen y lecho)

Todas aquellas protecciones que no encajen con los tipo 3 a 9, se pueden indicar de forma genérica como de tipo 2 (revestimientos varios), tratando de realizar una descripción en las Observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 A.

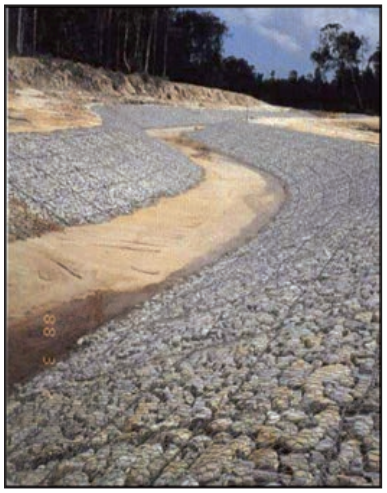
Las técnicas de bioingeniería emplean el uso de plantaciones específicas que protejan las superficies frente a la erosión (ver palmeras en la figura 2.13.1).

FIGURA 2.13.1. **PROTECCIÓN MIXTA DE LA MARGEN DE TIPO «3: BIOINGENIERÍA» Y DE TIPO «9: HORMIGÓN».**

FIGURA 2.13.2. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «3: BIOINGENIERÍA» (MARGEN REVESTIDA CON TÉCNICAS DE BIOINGENIERÍA: FIBRAS NATURALES (ESPARTO, COCO), CON REFUERZO DE ESQUEJES VIVOS DE SAUCE Y CHOPO).**

Las escolleras de tipo 6 (escolleras vertidas) tienen en cuenta todas aquellas escolleras, independientemente de su tamaño, cuyas piezas no están enganchadas entre sí o al suelo mediante un ligante (hormigón) o ancladas al lecho o márgenes mediante elementos metálicos (normalmente enrejados). Estos dos últimos ejemplos se corresponden con el de una protección de tipo 8 (escolleras ancladas).

FIGURAS 2.13.3 Y 2.13.4. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «6: ESCOLLERAS VERTIDAS» Y DE TIPO «9: HORMIGÓN» Y DEL LECHO DE TIPO «6: ESCOLLERAS VERTIDAS».**



FIGURAS 2.13.5 Y 2.13.6. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «7: GAVIONES» Y DE TIPO «9: HORMIGÓN» Y DEL LECHO TAMBIÉN DE TIPO «9: HORMIGÓN».**

FIGURAS 2.13.7 Y 2.13.8. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «8: ESCOLLERAS ANCLADAS» Y DE TIPO «5: ELEMENTOS PREFABRICADOS».**

FIGURA 2.13.9. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN DE TIPO «4: GEOSINTÉTICOS».**

V.2.14. Parámetro A.14: condición de la protección

Mediante este parámetro se intenta establecer de una forma cualitativa el estado de las protecciones existentes, tanto las del lecho como las de las márgenes.

Como también se dispone para este parámetro de dos columnas de celdas, si en el parámetro anterior, A.13, se ha definido un solo tipo de protección, por ejemplo en la margen izquierda aguas arriba (A.13.3), se debe definir el estado correspondiente a dicha protección en la celda A.14.3 (sombreada en color rojo en la tabla 2.14.1).

TABLA 2.14.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.14**

ZONA	CONDICIÓN DE LA PROTECCIÓN	
Margen derecho aguas arriba	A.14.1	A.14.2
Margen izquierdo aguas arriba	A.14.3	A.14.4
Lecho aguas arriba	A.14.5	A.14.6
Lecho aguas abajo	A.14.7	A.14.8
Margen derecho aguas abajo	A.14.9	A.14.10
Margen izquierdo aguas abajo	A.14.11	A.14.12

La condición de una protección se puede clasificar como se indica en la tabla 2.14:

TABLA 2.14. **VALORES DEL PARÁMETRO A.14**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Daños graves	2.14.1 (margen) 2.14.2 (margen) 2.14.3 (lecho)
2	Daños medios	2.14.4 (margen) 2.14.5 (margen)
3	Sin daños	2.14.6 (margen)

FIGURA 2.14.1. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN EN MALAS CONDICIONES (DAÑOS GRAVES).**

FIGURA 2.14.2. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN EN MALAS CONDICIONES (DAÑOS GRAVES).**

FIGURA 2.14.3. **PROTECCIÓN DEL LECHO EN MALAS CONDICIONES (DAÑOS GRAVES).**

Se entiende por *daños graves* aquellos que afectan al estado resistente de la protección (erosiones locales importantes, desprendimientos, fallo o colapso) mientras que, con *daños medios* se denota afecciones fundamentalmente a la durabilidad de la medida de protección (fisuras claramente visibles, pequeñas fracturas, erosiones leves o moderadas, movilización con recolocación de escollos, etc.) que obviamente, en última instancia si no se toman medidas podría devenir en daños graves.

También se puede considerar un daño como medio, aún siendo el fallo de la protección total, siempre que este tenga un marcado carácter local (afección longitudinal menor al 5%) y se encuentre relativamente alejado de la estructura (fuera de la zona considerada como cauce en el puente). Si existe un daño grave pero de carácter local se convierte en daño medio.

FIGURAS 2.14.4 Y 2.14.5. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN EN CONDICIONES GRAVES (DAÑOS GRAVES).**

FIGURA 2.14.6. **PROTECCIÓN DE LA MARGEN EN BUENAS CONDICIONES (SIN DAÑOS).**

V.2.15. PARÁMETRO A.15: LONGITUD DE LA PROTECCIÓN

Se debe indicar la longitud de la protección, en metros, medida desde el puente hacia aguas arriba o aguas abajo.

Como también se dispone para este parámetro de dos columnas de celdas, si en los parámetros anteriores, A.13 y A.14, se ha definido un solo tipo de protección, por ejemplo en la margen izquierda agua arriba (A.13.3/A.14.3), se debe definir la longitud correspondiente a dicha protección en la celda A.15.3 (sombreada en color rojo en la tabla 2.15.1).

TABLA 2.15.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.15**

ZONA	LONGITUD DE LA PROTECCIÓN	
Margen derecho aguas arriba	A.15.1	A.15.2
Margen izquierdo aguas arriba	A.15.3	A.15.4
Lecho aguas arriba	A.15.5	A.15.6
Lecho aguas abajo	A.15.7	A.15.8
Margen derecho aguas abajo	A.15.9	A.15.10
Margen izquierdo aguas abajo	A.15.11	A.15.12

En el ejemplo de la figura 2.15.1, existen dos protecciones aguas abajo del puente. En el caso de la protección de la margen izquierda habría que indicar la longitud (indicada en la figura mediante una línea de trazos de color rojo) en la celda A.15.11. La protección de la margen derecha no comienza justo en el puente (se indica mediante una línea de trazo y punto en color verde oscuro en la figura 2.15.1), pero aún así la longitud se mediría desde el puente y se indicaría dicha longitud en la celda A.15.9, precisando este hecho en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 A.

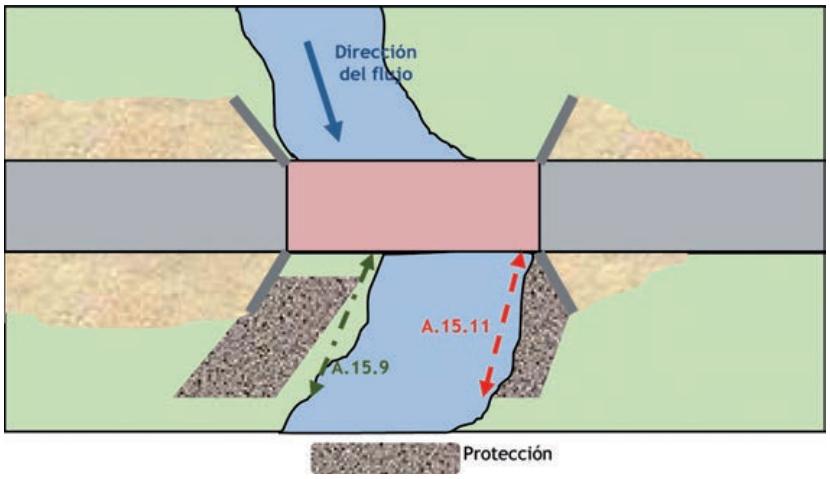


FIGURA 2.15.1. **MEDIDA DE LA LONGITUD DE LA PROTECCIÓN.**

V.2.16. PARÁMETRO A.16: TIPO DE LIMITACIÓN

Mediante este parámetro se intenta describir la existencia y el tipo de todo aquel elemento que, de alguna forma, suponga una limitación dentro de la sección transversal libre del cauce. Estos elementos limitativos de la sección pueden ser de varios tipos, indicados en la tabla 2.16.

TABLA 2.16. **VALORES DEL PARÁMETRO A.16**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Barra	2.16.1
2	Obstrucción	2.16.2
3	Acumulación	2.16.3 2.16.4

- **Barra:** es una acumulación lateral o intermedia (dentro de la sección del cauce) de sedimentos, que puede afectar a la capacidad del cauce o sentido del flujo de forma significativa en aguas altas.
- **Obstrucción** u obstáculo: son aquellas limitaciones producidas por la acción humana. Se puede tratar de estructuras (puentes, presas), edificaciones, campos de cultivo, plantaciones arbustivas o arbóreas, frutales, etc.
- **Acumulación** u objetos/materiales arrastrados o vertidos: se trata de objetos que son arrastrados por el cauce y que se han depositado en el mismo, ocasionando una limitación.

El *potencial de bloqueo* (parámetro A.17) está ligado al tipo 3 de limitación, es decir, a una *Acumulación*. Este tipo de limitación debe indicarse y por tanto debe incluirse en la ficha de cauce (parámetro A.17) incluso con carácter potencial. Esto quiere decir que siempre hay que indicar un Potencial de bloqueo:

- Tanto en el caso de que ya se ha convertido en una *Acumulación.*
- como si todavía no existe dicha limitación, indicando en este caso la potencialidad de que el material existente aguas arriba del puente pueda bloquear el cauce.

Dada la importancia de este matiz, se volverá a repetir en el siguiente epígrafe.

FIGURA 2.16.1. **BARRA INTERMEDIA DENTRO DE UN CAUCE.**

FIGURAS 2.16.2 Y 2.16.3. **OBSTRUCCIÓN (EDIFICACIÓN) DENTRO DE UN CAUCE Y OBSTRUCCIÓN (UN PUENTE CON RESPECTO AL OTRO) DENTRO DE UN CAUCE.**

FIGURA 2.16.4. **ACUMULACIÓN DENTRO DE UN CAUCE.**

V.2.17. Parámetro A.17: potencial de bloqueo

La finalidad de este parámetro es la de valorar la **potencialidad del puente de ser bloqueado** por objetos o materiales arrastrados/arrastrables por el cauce. En estos objetos y materiales se engloban aquellos que pueden bloquear el cauce y que no suponen una obstrucción (natural o artificial) asentada o unas barras, puesto que estos aspectos ya se recogen en parámetros previos. No se debe confundir, entonces, con las barras, acarreos u obstrucciones y sí considerar estos arrastres independientemente. Este parámetro A.17 **hay que indicarlo siempre**.

Se puede presentar en dos casos:

- En el primero de ellos la limitación es *real* (el inspector lo está viendo) y se cumplen las dos condiciones siguientes:

  1. El origen del potencial de bloqueo se encuentra en las zonas denominadas «Cauce aguas arriba» y «Cauce en puente aguas arriba»
  2. Cuando la limitación potencial sea del tipo «3: acumulación», según se ha clasificado mediante el parámetro A.16.

En este caso, además de indicar las características del parámetro A.17, hay que indicar los parámetros A-18 a A.22.

- En el segundo caso hay que indicar la potencialidad de que el material existente aguas arriba del puente pueda ser arrastrado y bloquee el cauce bajo el puente. Por ejemplo: si existe vegetación de ribera a base de árboles de porte elevado que pueden llegar a ser arrastrados por el flujo en avenidas y las luces de los vanos son inferiores al porte de los árboles, existe un potencial *Alto* de que el cauce resulte bloqueado bajo el puente.

  En este caso, sólo es preciso indicar las características del parámetro A.17; no hay que indicar los parámetros A-18 a A.22.

Este tipo de limitación debe incluirse siempre en las fichas, tanto si tiene carácter real (el inspector lo está viendo) como potencial (no es real pero podría llegar a pasar). Las posibles opciones se indican en la tabla 2.17.

TABLA 2.17. **VALORES DEL PARÁMETRO A.17**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Crítico
2	Alto
3	Medio
4	Bajo
5	Muy bajo
6	Ninguno

1: Crítico: Se evidencia bloqueo parcial del vano por objetos/materiales o bloqueo de una parte significativa de los vanos secundarios.

2: Alto: Riesgo elevado de bloqueo por objetos/materiales en cauce de la abertura del puente de vano único o bloqueo parcial significativo de los vanos secundarios.

3: Medio: Riesgo apreciable de bloqueo por objetos/materiales en cauce de la abertura del puente de vano único o bloqueo parcial de vanos secundarios.

4: Bajo: La/s abertura/s del puente de vano único parecen ser suficientes y los objetos/materiales podrían pasar sin mayores problemas.

5: Muy bajo: La/s abertura/s del puente de vano/s único/múltiples parece/n ser más que suficiente/s y los objetos/materiales podrían pasar sin problemas.

6: Ninguno: La sección hidráulica del puente permite el trasiego seguro de los posibles objetos/materiales provenientes del cauce.

V.2.18. PARÁMETRO A.18: SITUACIÓN TRANSVERSAL DE LA LIMITACIÓN

Mediante este parámetro A.18 y los tres siguientes (A.19, A.20 y A.21) se intenta definir la geometría de las limitaciones. Este primer parámetro intenta definir la **anchura máxima** de la limitación mediante unos valores porcentuales, donde el 0% se corresponde con la limitación en contacto con la margen izquierda y un 100% se corresponde con la limitación en contacto con la margen derecha.

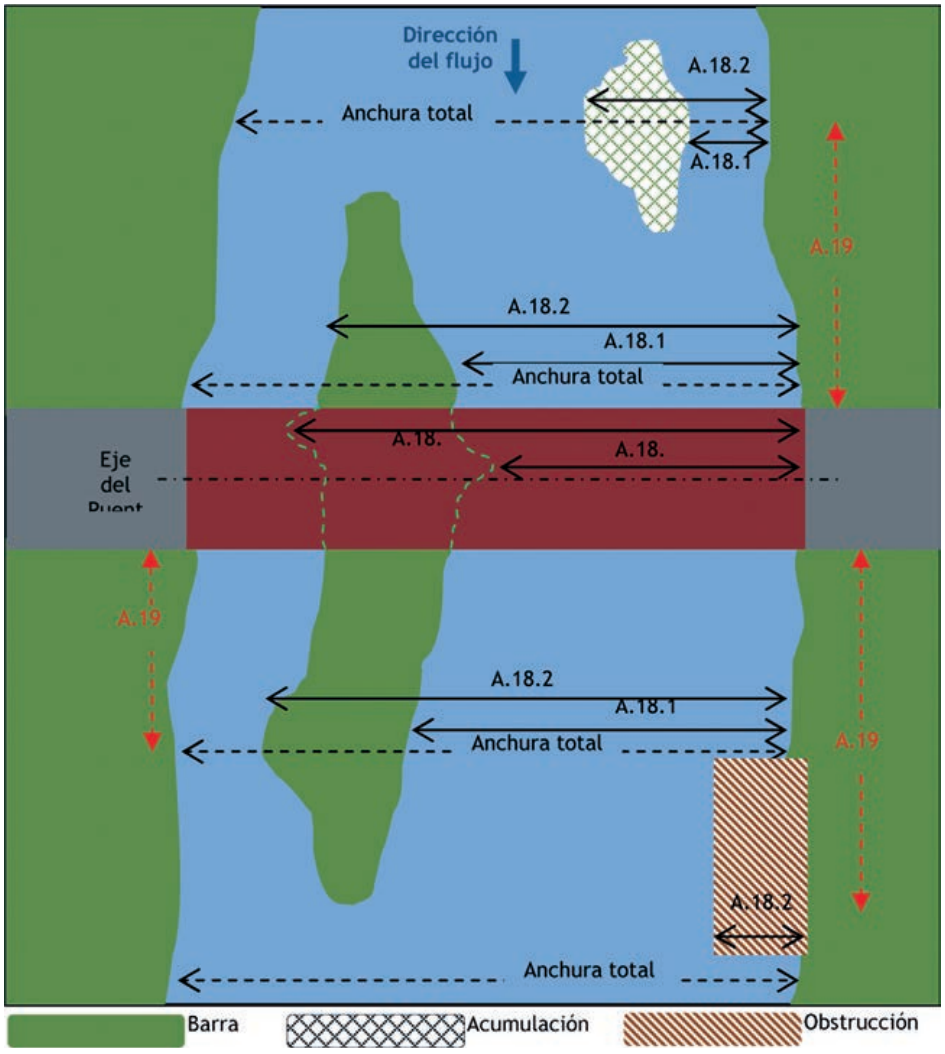


FIGURA 2.18.1. **SITUACIÓN DE LA ANCHURA MÁXIMA DE LAS LIMITACIONES EN UN CAUCE.**

Se pueden dar varias situaciones:

- **Si la limitación *NO* está en contacto con el puente**, aquélla se habrá marcado en los parámetros A.16 y A.17 en las zonas denominadas «Cauce aguas arriba» y «Cauce aguas abajo» (ver la Barra en la parte superior de la figura 2.18.1 y la Obstrucción en la parte inferior de dicha Figura). Se debe localizar la sección en la que se encuentra la máxima anchura de la limitación y en dicha sección se marcarán los dos porcentajes: A.18.1 para indicar la distancia desde la margen izquierda del cauce hasta el primer contacto con la limitación y A.18.2 para indicar la distancia desde la margen izquierda del cauce hasta el último contacto con la limitación (ver tabla 2.18.1).

TABLA 2.18.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.18**

ZONA		A.16 TIPO DE LIMITACIÓN	A.18 SITUACIÓN TRANSVERSAL LIMITACIÓN	
Cauce aguas arriba	Opción 1	Acumulación	A.18.1	A.18.2
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce en puente aguas arriba	Opción 1	Barra	A.18.1	A.18.2
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce en puente aguas abajo	Opción 1			
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce aguas abajo	Opción 1	Obstrucción	0%	A.18.2
	Opción 2			
	Opción 3			

1: barra
2: obstrucción
3: acumulación

0%: margen izquierda
100%: margen derecha

- **Si la limitación *SÍ* está en contacto con el puente,** aquélla se habrá marcado en los parámetros A.16 y A.17 en las zonas denominadas «Cauce en puente aguas arriba» y «Cauce en puente aguas abajo» (ver la Barra que atraviesa el puente por debajo en la figura 2.18.1).

TABLA 2.18.2. **VALORES DEL PARÁMETRO A.18**

ZONA		A.16 TIPO DE LIMITACIÓN	A.18 SITUACIÓN TRANSVERSAL LIMITACIÓN	
Cauce aguas arriba	Opción 1			
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce en puente aguas arriba	Opción 1	Barra	A.18.1	A.18.2
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce en puente aguas abajo	Opción 1	Barra	A.18.1	A.18.2
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce aguas abajo	Opción 1			
	Opción 2			
	Opción 3			

1: barra
2: obstrucción
3: acumulación

0%: margen izquierda
100%: margen derecha

Importante: Se hace especial hincapié en la **importancia de indicar los dos valores** (A.18.1 y A.18.2), tanto si ambos tienen valores distintos de 0% o 100% (es decir, la limitación NO está en contacto con alguna de las márgenes) como si uno de ellos es igual a alguno de dichos valores.

V.2.19. PARÁMETRO A.19: DISTANCIA DE LA ANCHURA MÁXIMA DE LA LIMITACIÓN

Mediante este parámetro se define, en metros, la distancia al eje longitudinal del puente a la que se encuentra la sección de máxima anchura de la limitación indicada mediante el parámetro anterior. En la figura 2.18.1 se muestran las distancias de las cuatro limitaciones dibujadas salvo en una de ellas, al coincidir la anchura máxima con la sección de contacto con el puente. En la Tabla 2.19.1 se indican los valores que deben anotarse.

TABLA 2.19.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.19**

ZONA		A.16 TIPO DE LIMITACIÓN	A.18 SITUACIÓN TRANSVERSAL LIMITACIÓN		A.19 DISTANCIA ANCHURA MÁX.
Cauce aguas arriba	Opción 1	Acumulación	A.18.1	A.18.2	A.19
	Opción 2				
	Opción 3				
Cauce en puente aguas arriba	Opción 1	Barra	A.18.1	A.18.2	0
	Opción 2				
	Opción 3				
Cauce en puente aguas abajo	Opción 1	Barra	A.18.1	A.18.2	A.19
	Opción 2				
	Opción 3				
Cauce aguas abajo	Opción 1	Obstrucción	0 %	A.18.2	A.19
	Opción 2				
	Opción 3				
		1: barra 2: obstrucción 3: acumulación	0%: margen izquierda 100%: margen derecha		Indicar distancia al puente en [m]

V.2.20. PARÁMETRO A.20: SITUACIÓN LONGITUDINAL DE LA LIMITACIÓN

Mediante este parámetro A.20 se intenta definir la situación longitudinal a lo largo del cauce en que se encuentra cada limitación observada. Se deben indicar los valores en metros y anotarse como se muestra en la tabla 2.20.1 y en la figura 2.20.1. Se puede dar la situación:

- **Si la limitación *SÍ* está en contacto con el puente,** aquélla se habrá marcado en los parámetros A.16 y A.17 en las zonas denominadas «Cauce en puente aguas arriba» y «Cauce en puente aguas abajo» (ver barra y semibarras que atraviesan el puente por debajo en la figura 2.20.1) se marcarán las dos distancias en metros: A.20.1 y A.20.2 hasta el eje del puente como se muestra en la figura 2.20.1 (ver tabla 2.20.1).

TABLA 2.20.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.20**

ZONA		A.16 TIPO DE LIMITACIÓN	A.20 SITUACIÓN LONGITUDINAL DE LAS LIMITACIONES	
Cauce aguas arriba	Opción 1	Acumulación	A.20.1	A.20.2
	Opción 2			
	Opción 3			
Cauce en puente aguas arriba	Opción 1	Barra	A.20.1	0
	Opción 2	Semibarra	A.20.1	A.20.2
	Opción 3			
Cauce en puente aguas abajo	Opción 1	Barra	0	A.20.2
	Opción 2	Semibarra	A.20.1	A.20.2
	Opción 3			
Cauce aguas abajo	Opción 1	Obstrucción	A.20.1	A.20.2
	Opción 2			
	Opción 3			

1: barra
2: obstrucción
3: acumulación

inicial
Indicar distancia al puente en [m]

final

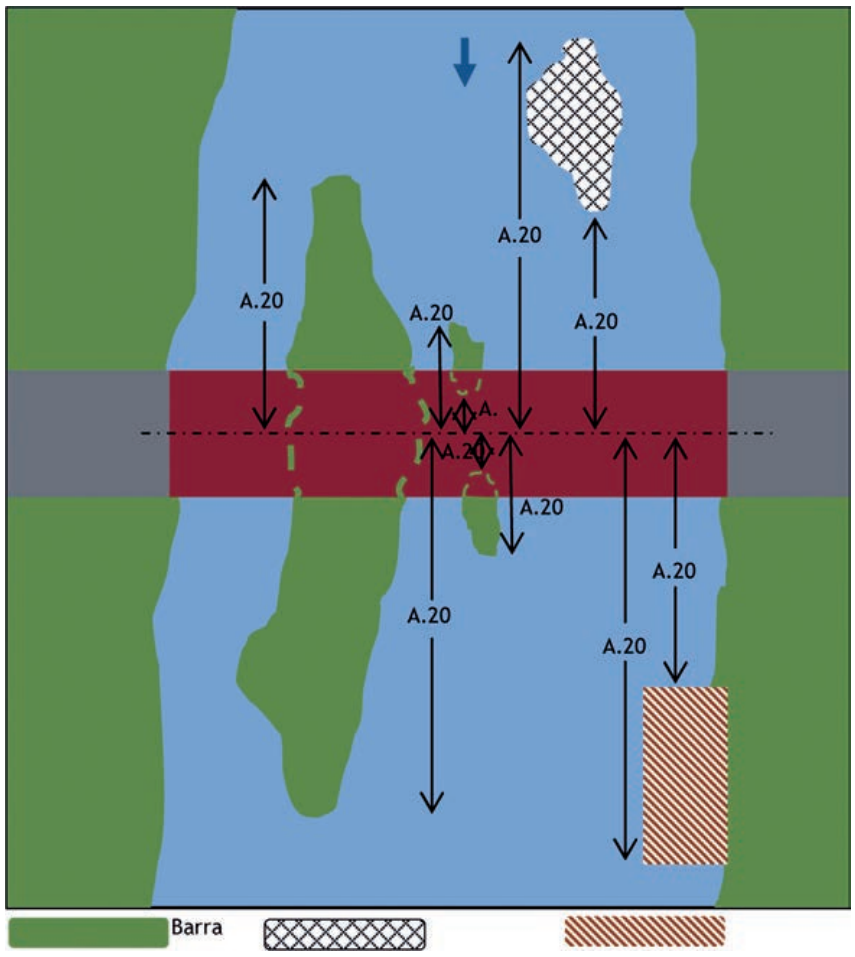


FIGURA 2.20.1. SITUACIÓN LONGITUDINAL DE LAS LIMITACIONES EN UN CAUCE.

Importante: Se hace especial hincapié en la **importancia de indicar los dos valores** (A.20.1 y A.20.2), tanto si ambos tienen valores distintos de 0% o 100% (es decir, la limitación NO está en contacto con el eje longitudinal del puente) como si uno de ellos es igual a alguno de dichos valores.

V.2.21. PARÁMETRO A.21: ALTURA DE LA LIMITACIÓN

Este parámetro define la geometría en la **máxima altura** de la limitación con respecto al puente, mediante unos valores porcentuales, donde el 0% se corresponde con el lecho del cauce y un 100% se corresponde con la cara inferior del tablero del puente en el centro de luz del vano afectado por la limitación (o la clave del arco o de una bóveda).

Normalmente todas las limitaciones nacen del lecho, y por lo tanto el parámetro A.21.1 será habitualmente 0%.

Importante: En caso de que **no** sea posible observar directamente el lecho (y por lo tanto conocer la distancia entre lecho y tablero), se tomará el porcentaje desde la cota de agua en el momento de la inspección, pero en las Observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 A se deberá precisar la distancia (en metros) desde la lámina de agua en el momento de la inspección a la cara inferior del tablero del puente en el centro de luz del vano afectado por la limitación (o la clave del arco o de una bóveda), tal y como se indica en la figura 2.21.2.

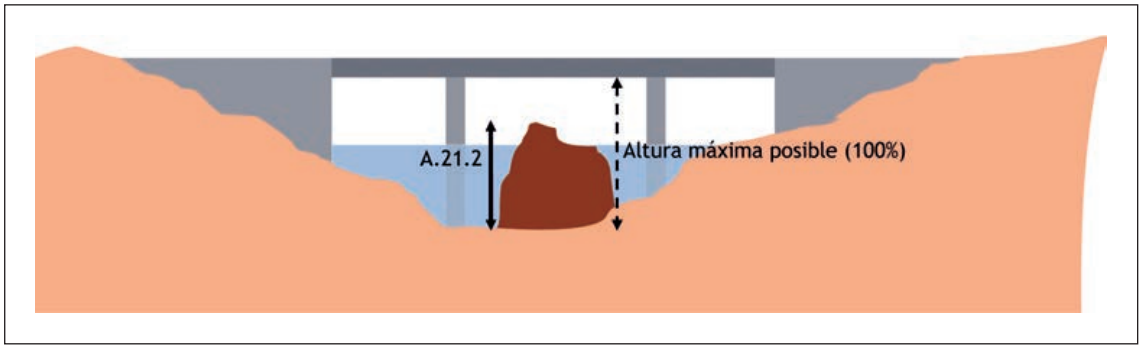


FIGURA 2.21.1. **SITUACIÓN EN ALTURA DE LAS LIMITACIONES EN UN CAUCE (LECHO VISIBLE).**

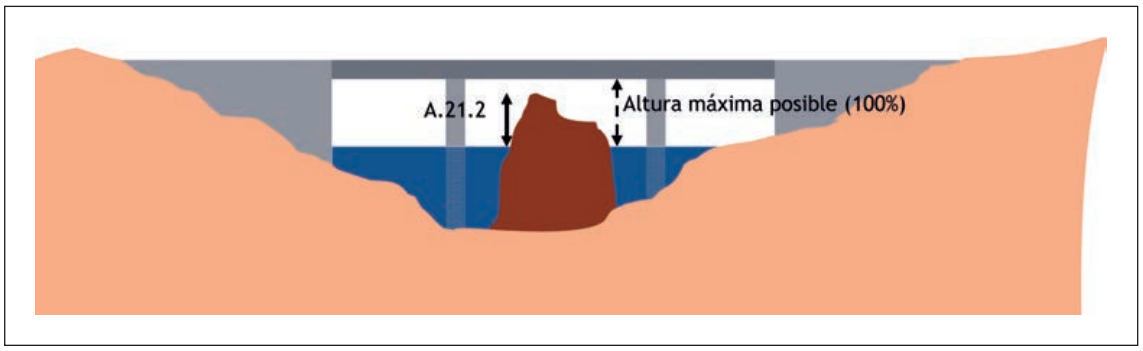


FIGURA 2.21.2. **SITUACIÓN EN ALTURA DE LAS LIMITACIONES EN UN CAUCE (LECHO NO VISIBLE).**

No se debe tener en cuenta la altura de la vegetación existente sobre la limitación, que se considera mediante el parámetro A.22.

V.2.22. PARÁMETRO A.22: ALTURA DE LA VEGETACIÓN

Este parámetro indica la existencia de vegetación sobre una limitación observada, y define el tipo y la geometría de esta vegetación según la **altura media** de la vegetación con respecto al puen-

te. Para indicar la altura media se deberá precisar la distancia (en metros) en la columna izquierda (ver parámetro A.22.1 en la tabla 2.22.1) desde la altura media de la vegetación en el momento de la inspección a la cara inferior del tablero del puente en el centro de luz del vano afectado por la limitación (o la clave del arco o de una bóveda), según se indica en la figura 2.22.1.

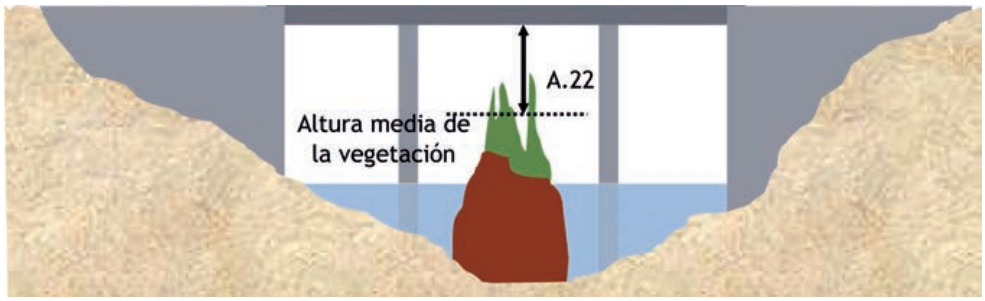


FIGURA 2.22.1. **SITUACIÓN EN ALTURA DE LA VEGETACIÓN SOBRE LIMITACIÓN EN UN CAUCE.**

Para indicar el tipo de vegetación existente, se debe rellenar en la segunda columna (ver parámetro A.22.2 en la tabla 2.22.1), que puede tener dos opciones: vegetación flexible (herbácea o arbustiva) o rígida (arbórea).

TABLA 2.22.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.22**

ZONA		A.22	
		ALTURA	VEGETACIÓN
Cauce aguas arriba	Opción 1	A.22.1	A.22.2
	Opción 2		
	Opción 3		
Cauce en puente aguas arriba	Opción 1		
	Opción 2		
	Opción 3		
Cauce en puente aguas abajo	Opción 1		
	Opción 2		
	Opción 3		
Cauce aguas abajo	Opción 1		
	Opción 2		
	Opción 3		
		Valor hasta cara inferior tablero en [m]	1: flexible 2: rígida

Importante: Si no existe una limitación, no se debe indicar valor alguno de altura de vegetación aunque exista vegetación en el lecho. La simple existencia de vegetación en el propio lecho del cauce ya queda indicado con el Parámetro A.11 (cobertura de la superficie).

V.2.23. PARÁMETRO A.23: TIPO DE CAUCE

Se debe clasificar el tipo de cauce mediante una de las categorías que se indican en la tabla 2.23.1:

TABLA 2.23.1. **VALORES DEL PARÁMETRO A.23**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Cauce torrencial	2.23.1
2	Cauce múltiple trenzado/ramificado	2.23.2
3	Cauce único rectilíneo	2.23.3 2.23.4
4	Cauce único meándrico/sinuoso	2.23.5 2.23.6
5	Cauce revestido o encauzado	2.23.7
6	Cauce canalizado	2.23.8

- **Cauce de tipo *«1: cauce torrencial»:*** Son cursos de agua en zonas de montaña que se caracterizan por tener fuertes pendientes longitudinales, mayores del 5%. Tienen los cauces materiales gruesos, piedras, cantos rodados, grava y arena, predomina el arrastre de fondo. Las cuencas son pequeñas y muy pendientes y producen una respuesta rápida a las lluvias, las crecientes son violentas y de corta duración.

FIGURA 2.23.1. **CAUCE DE TIPO «1: CAUCE TORRENCIAL».**

- **Cauce de tipo *«2: cauce múltiple trenzado o ramificado»:*** Son aquellos cuyo lecho mayor se divide en varios canales menores que sucesivamente se bifurcan y reúnen aguas abajo, separados por numerosos islotes y playones llamados en conjunto barras de cauce. Estas barras son acumulaciones producto del mismo río, las cuales se componen principalmente de sedimentos de lecho: gravas, arenas y cantos que sólo a trechos se mueven en razón de su peso. Los cauces trenzados se caracterizan por presentar un lecho de amplitud variada durante todo el curso, con estrechamientos y ensanchamientos sucesivos.

FIGURA 2.23.2. **CAUCE DE TIPO «2: CAUCE MÚLTIPLE TRENZADO O RAMIFICADO».**

- **Cauce de tipo *«3: cauce único rectilíneo»:*** Estos cauces se caracterizan por una sinuosidad baja y multiplicidad 1, es decir, un único canal. Son muy inestables, tendiendo a evolucionar a otros tipos de río. Tienen caudal de alta energía y gran capacidad erosiva. Corresponden a cauces con fondos sinuosos con algunas depresiones y con cambios de pendiente relativamente bruscos, a ambos lados de la corriente de agua se producen sedimentaciones en forma de playones y barras. Es preciso matizar que un cauce rectilíneo no tiene por qué ser necesariamente una línea recta estricta (ver figuras 2.23.3 y 2.23.4), sino que puede existir un cambio de trazado en su trayectoria, entre dos alineaciones rectas.

FIGURAS 2.23.3 Y 2.23.4. **CAUCE DE TIPO «3: CAUCE ÚNICO RECTILÍNEO».**

- **Cauce de tipo *«4: cauce único meándrico o sinuoso»:*** Este tipo de cauce tiene sinuosidad alta y canal único. Su característica principal es la unidad geométrica llamada meandro, una curva completa sobre el canal, compuesta por dos arcos sucesivos. Las corrientes fluviales meandriformes combinan un carácter erosivo (generalmente, en la parte cóncava de la curva o meandro) y sedimentario (en la orilla convexa). Estas diferencias se deben, como es obvio, a la distinta velocidad de las aguas en las dos orillas. El movimiento así descrito genera la socavación, desplome y erosión de la parte exterior del meandro y la deposición en la parte interior, deposición que tendrá lugar en la orilla interna del siguiente meandro.

  En el caso de un cauce de tipo «4: meándrico o sinuoso», es importante mencionar en las Observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 A si existen sobreanchos en las curvas.

FIGURAS 2.23.5 Y 2.23.6. **CAUCE DE TIPO «4: CAUCE ÚNICO MEÁNDRICO O SINUOSO».**

- **Cauce de tipo *«5: cauce revestido o encauzado»:*** Son aquellos cauces en las que por medio de obras realizadas en los márgenes de los ríos trata de proteger las orillas de la erosión hidráulica.

FIGURA 2.23.7. **CAUCE DE TIPO «5: CAUCE REVESTIDO O ENCAUZADO».**

- **Cauce de tipo *«6: cauce canalizado»:*** Se trata de una rectificación del cauce originario del río que evita que fluya por sus antiguos meandros, modificando su sección transversal originaria a otra de tipo geométrica (rectangular o trapezoidal).

FIGURA 2.23.8. **CAUCE DE TIPO «6: CAUCE CANALIZADO».**

V.3. FICHA DE ESTRIBOS (DATOS TIPO B)

En la ficha denominada IPC-1 F-1 B se recogen los datos a tomar relativos a los estribos del puente. Para ello, hay que tener en cuenta el sentido de numeración de los elementos, tanto del puente como del cauce. Para la estructura se deben respetar los siguientes criterios:

- El **estribo margen derecha** es el situado en la margen derecha del cauce y el **estribo margen izquierda** es el situado en la margen izquierda del cauce.

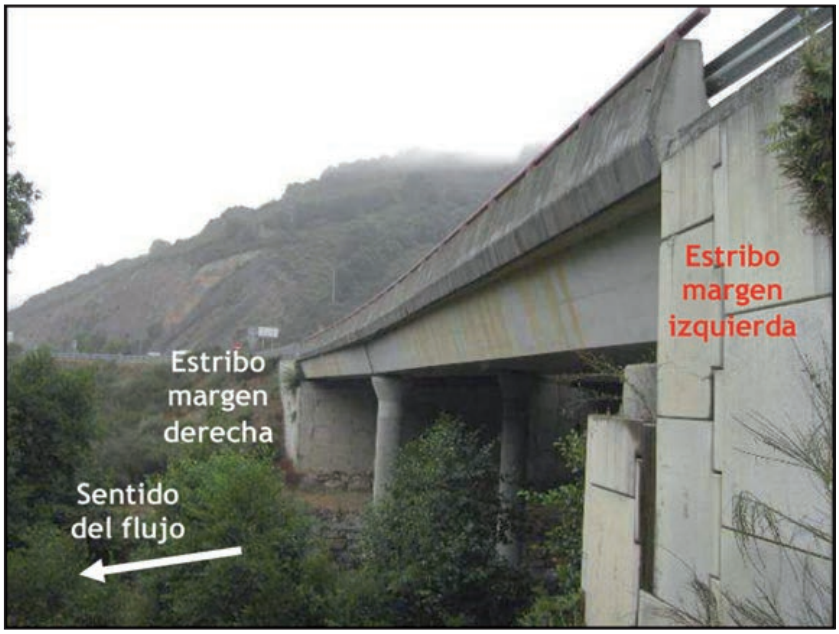


FIGURA 3.1. **NUMERACIÓN DE ELEMENTOS EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE.**

- En las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 B hay que indicar con qué numeración (según la nomenclatura de la inspección de la estructura) coincide cada uno de los estribos. Por ejemplo, si el Estribo margen derecha es el Estribo núm. 1 o núm. 2, según la nomenclatura empleada para describir la estructura.
- Las aletas o muros laterales de cada estribo se deben distinguir según queden en el lado aguas arriba (AA) o aguas abajo (aa) del cauce (ver figura 3.2).

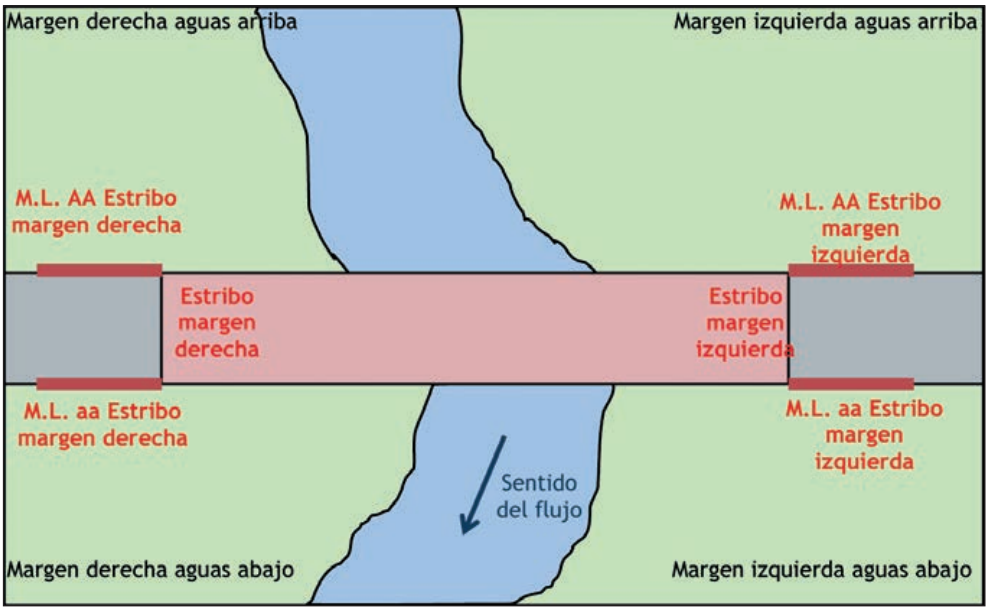


FIGURA 3.2. **NUMERACIÓN DE ELEMENTOS EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE.**

V.3.1. PARÁMETRO B.1: LOCALIZACIÓN DEL ESTRIBO

Un estribo puede estar compuesto por varios elementos. Los denominados elementos principales del estribo están situados en la parte frontal y suelen tener dos funciones: soportar las cargas del tablero y contener las tierras situadas tras ellos (el «*Muro frontal*» de la figura 3.1.1 o el «*Muro frontal de contención de tierras*» y el «*Cargadero*» de la figura 3.1.2). Los elementos secundarios del estribo tienen como única función la contención de tierras y están situados, o bien lateralmente, o bien en la zona frontal pero no bajo el tablero del puente (el «*Muro lateral*» y la «*Aleta*» de la Figura 3.1.1 o el «*Muro lateral de contención de tierras*» de la figura 3.1.2).

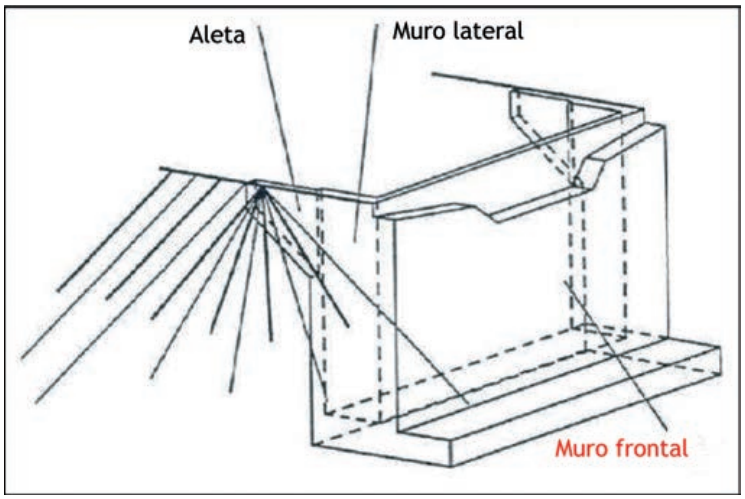


FIGURA 3.1.1. **ELEMENTOS DE UN ESTRIBO CERRADO.**

FIGURA 3.1.2. **ELEMENTOS DE UN ESTRIBO FLOTANTE.**

Mediante este parámetro se intenta establecer la posición de los **elementos principales** del estribo con respecto al cauce. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.1:

TABLA 3.1. **VALORES DEL PARÁMETRO B.1**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Llanura derecha	3.1.4
2	Margen derecha	3.1.5
3	Cauce	3.1.6 3.1.7
4	Margen izquierda	—
5	Llanura izquierda	—

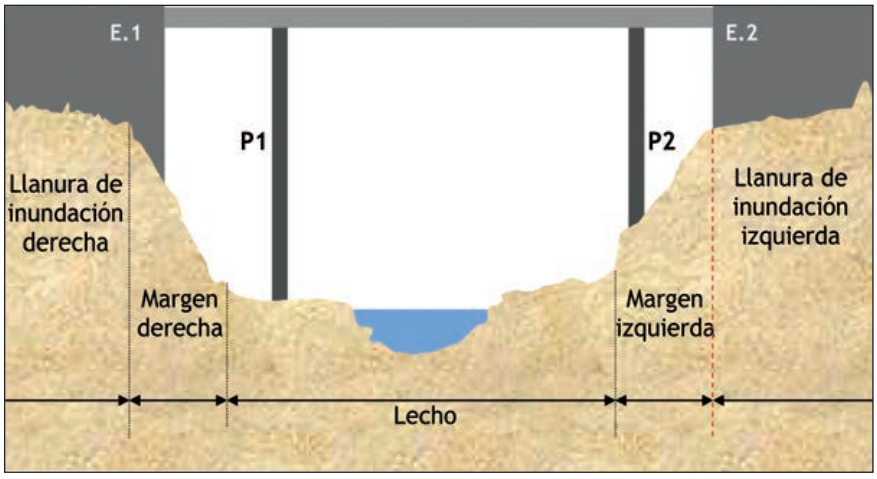


FIGURA 3.1.3. **ELEMENTOS DE UN ESTRIBO FLOTANTE.**

Como se puede observar en la figura 3.1.3, la localización del estribo E.1 se encuentra en la zona de la *Margen derecha*, ahora bien, el estribo E.2 se localiza en el límite de dos zonas (*Margen izquierda* y *Llanura de inundación izquierda*), por lo tanto la posición del estribo E.2 será localizada e indicada en la zona más vulnerable de las dos opciones, es decir: *Margen izquierda*.

La ubicación denominada *Llanura derecha* es aquella situada en la llanura de inundación derecha, en el sentido del flujo de agua del cauce (ver figura 3.1.4). Empleando este mismo criterio, la *Llanura izquierda* es aquella situada en la llanura de inundación izquierda en el sentido del flujo.

FIGURA 3.1.4. **ESTRIBO EN «LLANURA DERECHA».**

FIGURAS 3.1.5 Y 3.1.6. **ESTRIBO EN «MARGEN DERECHA» Y EN «CAUCE».**

La ubicación denominada *Margen derecha* es aquella situada en la margen derecha del cauce principal, en el sentido del flujo de agua del cauce (ver figura 3.1.6). Empleando este mismo criterio, la *Margen izquierda* es aquella situada en la margen izquierda en el sentido del flujo. La ubicación denominada *Cauce* es aquella situada dentro del cauce principal (ver figura 3.1.7).

FIGURA 3.1.7. **ESTRIBO EN «CAUCE».**

V.3.2. Parámetro B.2: tipo de estribo

Este parámetro permite definir la tipología estructural de los estribos. Los valores que puede adoptar son los indicados en la fabla 3.2:

TABLA 3.2. **VALORES DEL PARÁMETRO B.2**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Cerrado
2	Abierto
3	Flotante
4	Otro

Las definiciones de la tabla anterior se pueden encontrar en [7] «Guía para la realización del Inventario de Obras de Paso» (Ministerio de Fomento, 2010).

V.3.3. Parámetro B.3: material del estribo

Aunque pueden coexistir varios materiales simultáneamente en el conjunto de los elementos que conforman un estribo, este parámetro sólo hace referencia al elemento principal, tal y como se ha definido éste en el epígrafe 3.1 (ver el elemento *Muro frontal* con el texto en color rojo en la figura 3.1.1).

Si este elemento principal estuviera conformado a su vez por más de un elemento, habría que indicar el material del elemento que sufre el contacto directo del cauce (en el caso mostrado en la figura 3.1.2 habría que indicar el material del *Muro frontal de contención de tierras*).

Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.3:

TABLA 3.3. **VALORES DEL PARÁMETRO B.3**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Tierra reforzada o armada
2	Mampostería
3	Sillería
4	Ladrillo
5	Metálico
6	Hormigón
7	Otros

Si un elemento está compuesto por varios materiales, hay que marcar la existencia de ambos materiales con la opción 7 *Otros* e indicar en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 B qué dos materiales forman este elemento.

El parámetro B.3 se debe indicar tanto para los estribos como para sus aletas o muros laterales, en las celdas reservadas para cada uno de ellos a tal efecto.

V.3.4. PARÁMETRO B.4: TIPO DE CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO

En la mayor parte de las ocasiones la cimentación de los estribos no será visible, pero este dato es de gran importancia para evaluar el efecto de la capacidad erosiva de un cauce sobre un puente.

Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.4:

TABLA 3.4. **VALORES DEL PARÁMETRO B.4**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Superficial
2	Semiprofunda
3	Profunda
4	No definible
#	No observable

En caso de que no se pueda apreciar la cimentación se debe indicar la opción #*No observable*.

V.3.5. PARÁMETRO B.5: MATERIAL EN EL ESTRIBO

Mediante este parámetro se pretende clasificar el material que conforma el lecho/margen junto al estribo que por la acción erosiva del agua puede ser desplazado, produciendo la socavación del estribo. Es decir, se trata de clasificar el terreno visible situado junto al estribo.

También se pretende clasificar el material sobre el que se asienta el estribo. En este caso, si no se dispone de información adicional (proyecto de la estructura, informe geotécnico, etc.) no hay forma de obtener el dato.

TABLA 3.5.1. **VALORES DEL PARÁMETRO B.5**

ELEMENTO	EN EL LECHO/ MARGEN	BAJO ESTRIBO
Aleta/M.L. AA Estribo margen derecha	B.5.1	B.5.7
Estribo margen derecha	B.5.2	B.5.8
Aleta/M.L. aa Estribo margen derecha	B.5.3	B.5.9
Aleta/M.L. AA Estribo margen izquierda	B.5.4	B.5.10
Estribo margen izquierda	B.5.5	B.5.11
Aleta/M.L. aa Estribo margen izquierda	B.5.6	B.5.12

Hay que indicar el material que se encuentra tanto junto al elemento principal del estribo (ver definición en el epígrafe 3.1) como junto a los elementos secundarios —aletas o muros laterales izquierdo y derecho de ambos estribos.

Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.5.2:

TABLA 3.5.2. **POSIBLES OPCIONES PARA EL PARÁMETRO B.5**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Aluvial	3.5.1
2	Suelo competente	3.5.2
3	Roca fracturada o altamente meteorizada	—
4	Terreno protegido/mejorado	3.5.3
5	En roca	3.5.4
#	No observable	—

La opción **Aluvial** (ver figura 3.5.1) describe un lecho compuesto mayoritariamente por partículas finas con elementos de mayor tamaño intercalados. El lecho tiene una granulometría no continua y presenta un elevado potencial frente a la socavación.

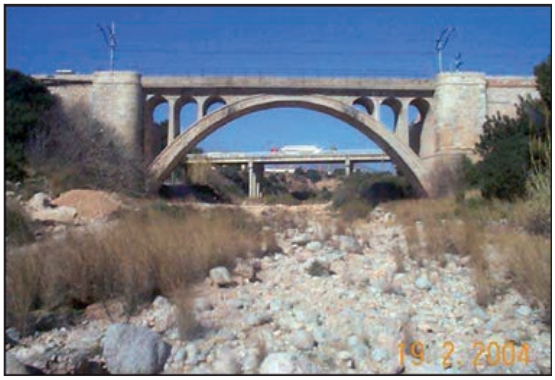
La opción **Suelo competente** (ver figura 3.5.2) describe un lecho compuesto por escollera natural, bolos, gravas, arena y finos, de forma que el lecho tiene una granulometría continua y compacta. Tiene un riesgo frente a la socavación reducido.

Si existe una protección del lecho (hormigón, piedra, escollera...) junto al estribo, se debe marcar la opción **Terreno protegido** (ver figura 3.5.3).

La opción **Roca fracturada o altamente meteorizada** describe un lecho cuando la roca esta desintegrada o descompuesta, la roca se rompe en pequeños fragmentos, se disuelve a consecuencia de su exposición a agentes atmosféricos y biológicos.

La opción **En roca** (ver figura 3.5.4) describe un lecho rocoso, en el que la roca puede estar erosionada, meteorizada, fracturada o debilitada en mayor o menor debida, presentando un potencial frente a la socavación reducido o nulo.

Si el cauce estuviera turbio o la vegetación o acumulaciones sobre el lecho fueran de tal magnitud que no permitieran observar el lecho del cauce, habría que escoger la opción **No observable.**



FIGURAS 3.5.1 Y 3.5.2. **LECHO JUNTO AL ESTRIBO CLASIFICADO COMO «ALUVIAL» Y LECHO JUNTO AL ESTRIBO CLASIFICADO COMO «SUELO COMPETENTE».**

FIGURAS 3.5.3 Y 3.5.4. **LECHO JUNTO AL ESTRIBO CLASIFICADO COMO «TERRENO PROTEGIDO» Y CLASIFICADO COMO «EN ROCA».**

V.3.6. PARÁMETRO B.6: ÁNGULO DE ATAQUE DEL ESTRIBO

Mediante este parámetro se mide el ángulo con que incide el flujo de agua en el *cauce de aguas altas,* sobre el elemento principal del estribo (según se define este elemento en el epígrafe 3.1).

El ángulo es el que forma el sentido del flujo con el paramento de cada uno de los estribos (B.6.1 con el estribo núm. 1 y B.6.2 con el estribo núm. 2; ver figura 3.6.1). Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.6:

TABLA 3.6. **VALORES DEL PARÁMETRO B.6**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	61° a 90°
2	31° a 60°
3	6° a 30°
4	0° a 5°
5	No incide

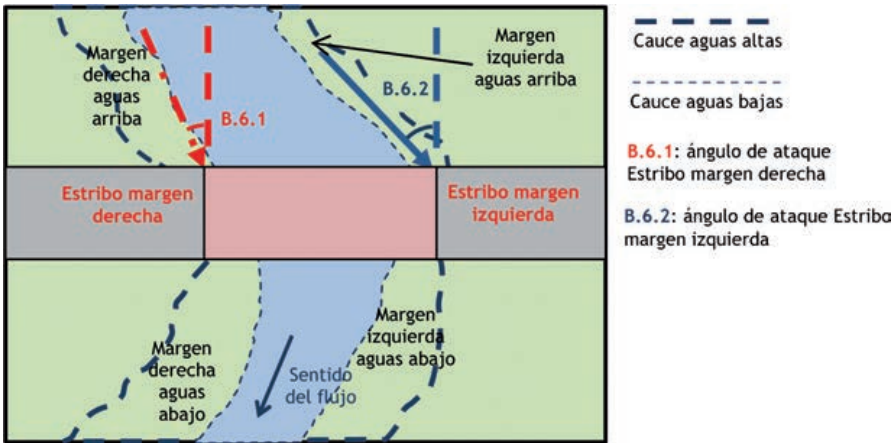


FIGURA 3.6.1. **ÁNGULO DE ATAQUE SOBRE LOS ESTRIBOS.**

Si el estribo se encuentra completamente fuera del *cauce de aguas altas,* se deberá indicar la opción 5 «No incide».

Si el flujo se dirige hacia la margen izquierda (como ocurre en el ejemplo de la figura 3.6.1), los dos ángulos irán precedidos por el signo «–».

En la figura 3.6.2 se muestra una ruleta de ángulos donde situar el sentido del flujo sobre ambos estribos.

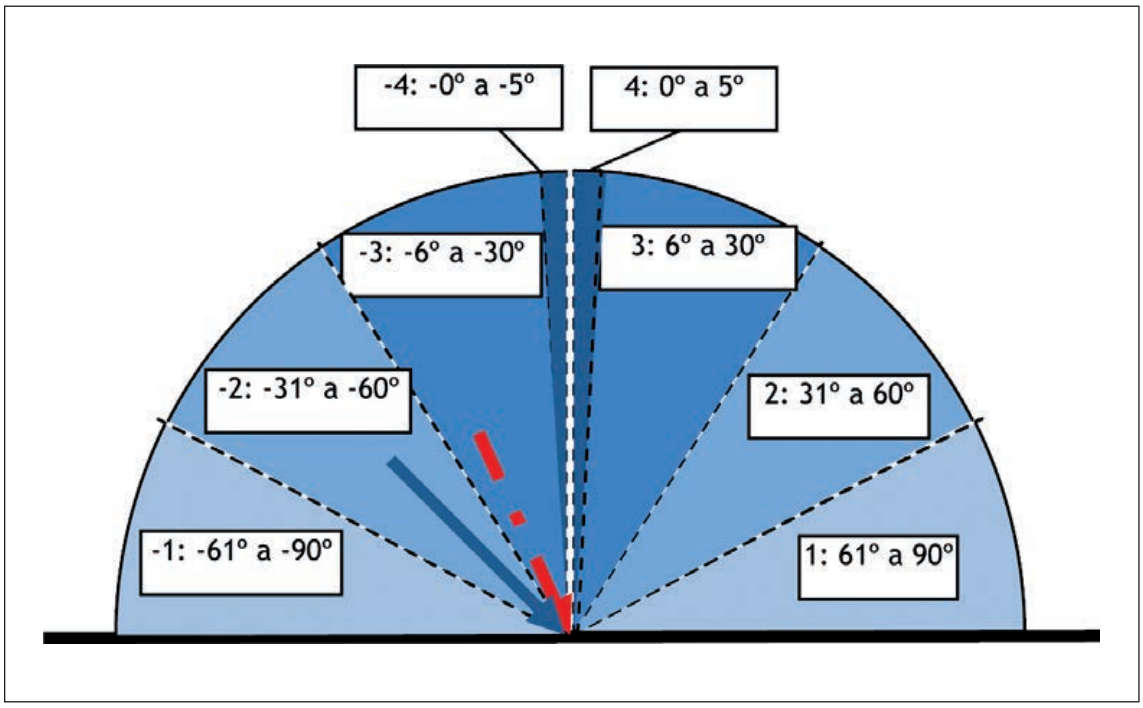


FIGURA 3.6.2. **RULETA DE MEDIDA DEL «ÁNGULO DE ATAQUE EN EL ESTRIBO».**

Evidentemente, los estribos no tienen por qué ser perpendiculares al eje longitudinal de la carretera, pero esto no afecta al sistema de ángulos planteados.

V.3.7. Parámetro B.7: condición del elemento

La condición del elemento intenta reflejar el estado del estribo o de sus elementos (aletas o muro lateral derecho e izquierdo), no en lo que se refiere a la socavación, sino a su estado resistente o durable. Un muro frontal de mampostería con pérdida de piezas y lavado de juntas estará peor preparado para resistir frente a la socavación que si el paramento se encuentra en buenas condiciones.

No se pretende definir el tipo de daños, sino el estado general del elemento. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.7:

TABLA 3.7. **VALORES DEL PARÁMETRO B.7**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Con daños graves	3.7.1
2	Con daños medios	3.7.2
3	Daños leves o sin daños	3.7.3

FIGURA 3.7.1. **ESTRIBO «CON DAÑOS GRAVES».**

Se entiende por *daños graves* aquellos que afectan al estado resistente del elemento (erosiones locales importantes, desprendimientos, fallo o colapso) mientras que, con *daños medios* se denota afecciones fundamentalmente a la durabilidad del elemento (fisuras claramente visibles, pequeñas fracturas, erosiones leves o moderadas, movilización con recolocación de escollos, etc.) que obviamente, en última instancia y si no se toman medidas podría devenir en daños graves. También se puede considerar un daño como medio, aún siendo el fallo de la protección total, siempre que este tenga un marcado carácter local (afección longitudinal menor al 5%) y se encuentre relativamente alejado de la estructura (fuera de la zona considerada como cauce en el puente). Si existe un daño grave pero de carácter local se convierte en daño medio.

FIGURAS 3.7.2 Y 3.7.3. **ESTRIBO «CON DAÑOS MEDIOS» Y CON «DAÑOS LEVES O SIN DAÑOS».**

V.3.8. Parámetro B.8: dimensiones de elementos

Este parámetro geométrico doble se emplea para caracterizar los elementos de los estribos:

1. Mediante la longitud, en metros, según el paramento de los elementos (columna izquierda de la tabla 3.8) y
2. mediante el ángulo que forman las aletas/muros laterales con el elemento principal del estribo (según se define el «elemento principal» en el epígrafe 3.1), medido en grados sexagesimales (columna derecha de la tabla 3.8).

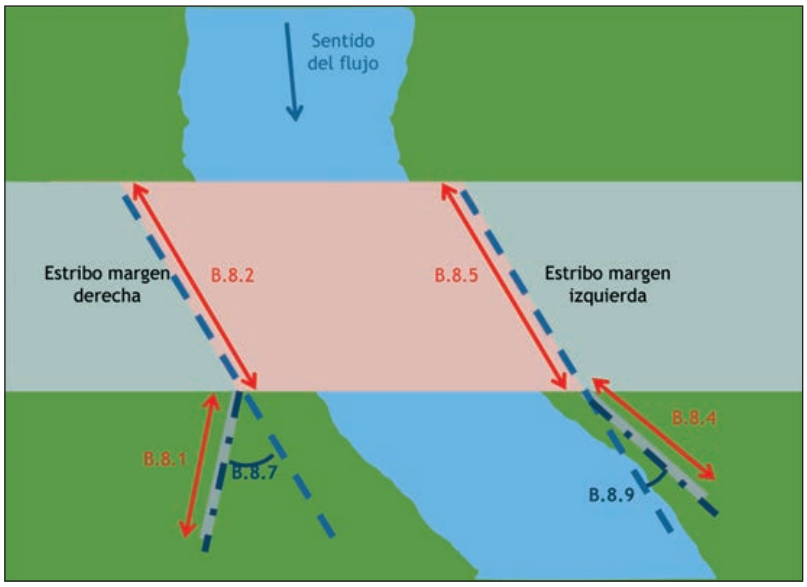


FIGURA 3.8.1. **ANCHURA DEL PARAMENTO DE LOS ESTRIBOS DE UN PUENTE.**

TABLA 3.8. **VALORES DEL PARÁMETRO B.8**

ELEMENTO	DIMENSIONES DE ELEMENTOS	
Aleta/M.L. AA Estribo margen derecha	B.8.1	B.8.7
Estribo margen derecha	B.8.2	
Aleta/M.L. aa Estribo margen derecha	B.8.3	B.8.8
Aleta/M.L. AA Estribo margen izquierda	B.8.4	B.8.9
Estribo margen izquierda	B.8.5	
Aleta/M.L. aa Estribo margen izquierda	B.8.6	B.8.10
	Longitud Valor en [m]	Ángulo Valor en [grados]

Si en el momento de la inspección no se puede determinar esta medida, por falta de acceso o cualquier otro motivo, se debe indicar en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 B indicando la causa.

V.3.9. Parámetro B.9: nivel máximo del agua en el estribo

Este parámetro se emplea para medir la altura máxima que ha podido alcanzar el agua junto al estribo en una avenida. Se debe medir, en metros, la distancia del nivel máximo del agua en toda la anchura del paramento del elemento principal del estribo (según se define el «elemento principal» en 5.3.1) con respecto a la cara inferior del tablero (o el arranque del arco en el caso de una bóveda o puente arco; en el caso de un tubo, se debe indicar con respecto a la clave del tubo).

La evidencia de un nivel máximo puede ser una marca en el paramento del estribo, restos de arrastres sobre ciertos elementos, etc. (ver figuras 3.9.1 y 3.9.2).

FIGURA 3.9.1. **EVIDENCIA DE UN NIVEL MÁXIMO DEL AGUA EN LOS ESTRIBOS.**

Si en la inspección no se ha podido detectar ninguna evidencia de un nivel del agua por encima del existente en el momento de dicha inspección, se debería medir la distancia entre la lámina de agua en el momento de la inspección y el tablero, según se indica en el primer párrafo de este epígrafe.

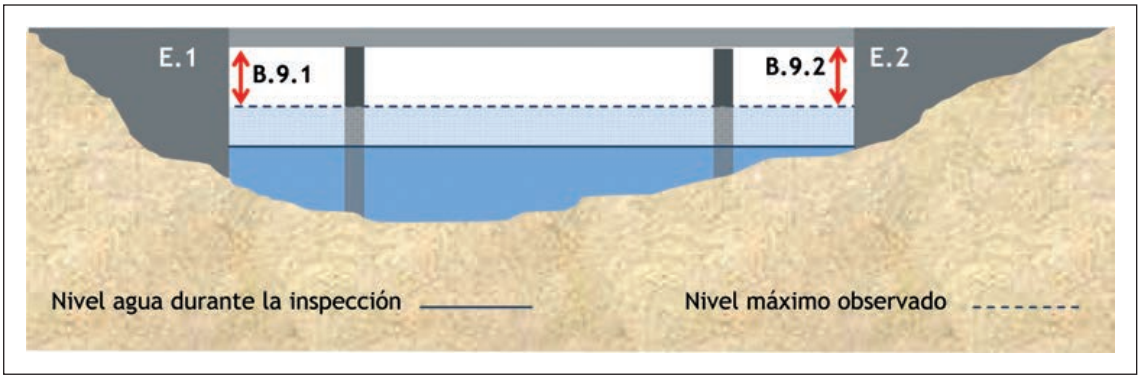


FIGURA 3.9.2. **NIVEL MÁXIMO DEL AGUA EN LOS ESTRIBOS.**

3.10. PARÁMETRO B.10: CONDICIÓN DE SOCAVACIÓN EN EL ESTRIBO

Con este parámetro se recogen las condiciones de socavación en cada estribo. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 3.10:

TABLA 3.10. **VALORES DEL PARÁMETRO B.10**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Fuerte	3.10.1 / 3.10.2
2	Avanzada	3.10.3 / 3.10.4
3	Moderada	3.10.5
4	Inexistente	—
#	No observable	—

Si se ve la cimentación y el descalce de la misma se aprecia claramente, se considera socavación **fuerte** (en este caso es obligatorio realizar un croquis de la socavación observada).

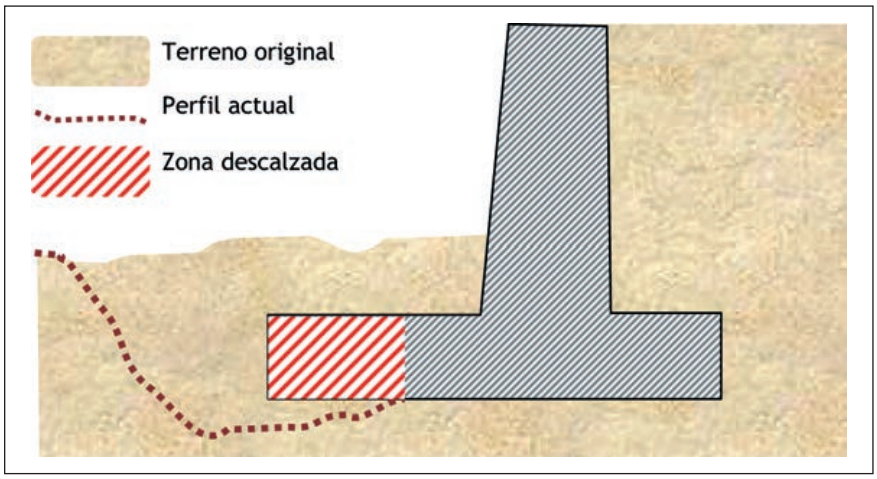
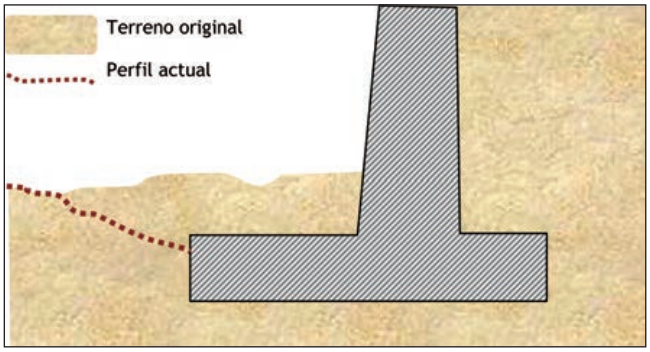


FIGURA 3.10.1. **SOCAVACIÓN FUERTE EN ESTRIBO.**

FIGURA 3.10.2. **SOCAVACIÓN FUERTE EN ESTRIBO.**

Si se ve el pie de la cimentación, pero aún no se ha producido descalce, entonces se considera socavación **avanzada**. Igualmente la socavación es avanzada si se puede ver alguna parte de las caras laterales de la cimentación o puede ser detectada, con un palo, por ejemplo.



FIGURAS 3.10.3 Y 3.10.4. **SOCAVACIÓN AVANZADA EN ESTRIBO.**

Si no se ve el pie de la cimentación pero se detecta la existencia de socavación, se indica que hay socavación **moderada**.

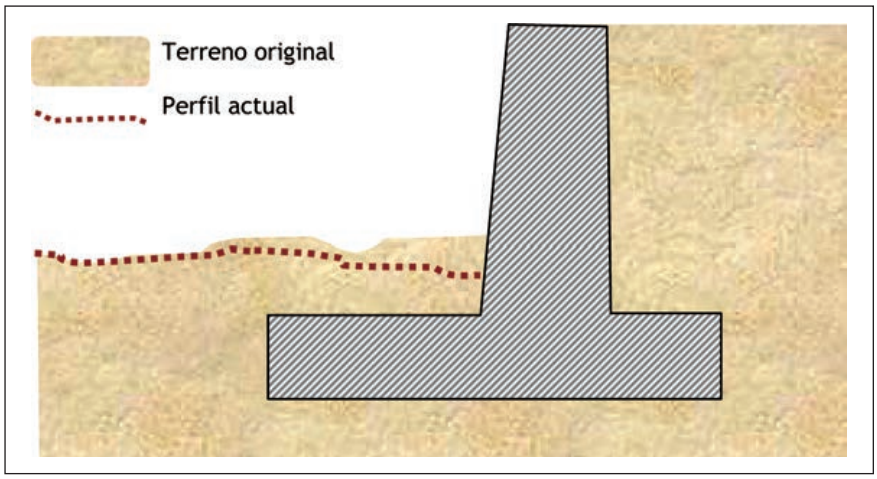


FIGURA 3.10.5. **SOCAVACIÓN MODERADA EN ESTRIBO.**

La extensión lateral del descalce en el estribo así como la profundidad hasta la que ha llegado son los principales criterios para determinar adecuadamente este apartado. Las aletas/muros laterales adyacentes se evalúan junto con el estribo a no ser que el problema de la socavación afecte únicamente a la aleta, en cuyo caso se debe aclarar en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 B.

Aunque en los Proyectos de las estructuras más modernas se puede contemplar la posibilidad de que se produzca una cierta socavación en la parte más superficial del lecho de un cauce, dejando al descubierto parte de su cimentación profunda, el Inspector no tiene normalmente los datos para contrastar este factor, por lo que en cualquier caso, la observación de la cimentación profunda de un estribo, debe quedar indicada en la ficha.

V.3.11. PARÁMETRO B.11: PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN EL ESTRIBO

Este parámetro estima la profundidad máxima de la socavación en cada estribo. Se debe medir la distancia máxima de la superficie actual del terreno, en el contacto con el paramento del estribo, con respecto a la línea de contacto original (si se puede determinar ésta por las marcas sobre el propio paramento del estribo).

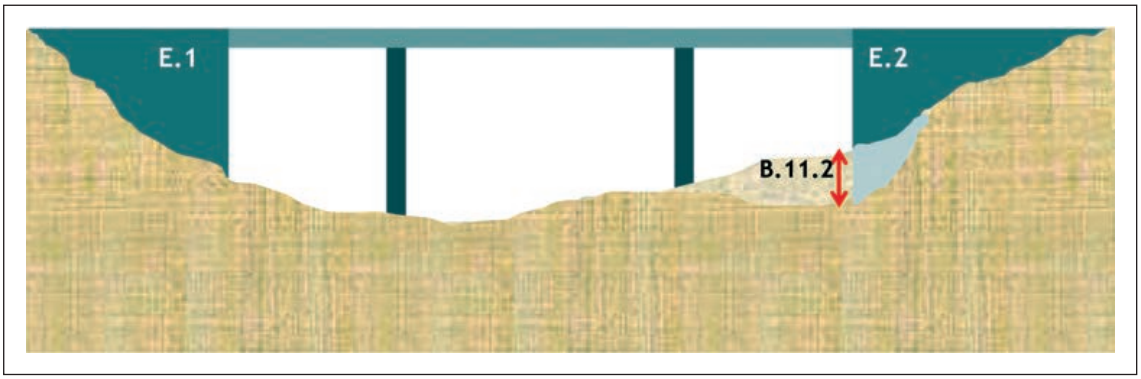


FIGURA 3.11.1. **PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN ESTRIBO.**

V.3.12. Parámetro B.12: tipo de protección en el estribo

Se debe definir el tipo de protección de los elementos principales y sus aletas/muros laterales, en ambos estribos. Esta información hay que indicarla en las seis celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 B. Para cada una de las seis zonas hay que indicar el tipo de protección mayoritario en caso de que exista más de un tipo. En cada celda hay que escoger entre los tipos indicados en la tabla 3.12.1:

TABLA 3.12.1. **VALORES DEL PARÁMETRO B.12**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Ninguna
2	Revestimientos varios
3	Técnicas de bioingeniería
4	Geosintéticos
5	Elementos prefabricados
6	Escolleras vertidas
7	Gaviones
8	Escolleras ancladas
9	Hormigón

Todas aquellas protecciones que no encajen con los tipo 3 a 9, se pueden indicar de forma genérica como de tipo 2 (revestimientos varios), tratando de realizar una descripción en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 B.

V.3.13. Parámetro B.13: estado de la protección en el estribo

Mediante este parámetro se intenta establecer de una forma cualitativa el estado de las protecciones existentes, tanto las de los elementos principales como las de las aletas/muros laterales. La condición de una protección se puede clasificar como se indica en la tabla 3.13:

TABLA 3.13. **VALORES DEL PARÁMETRO B.13**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Daños graves
2	Daños medios
3	Sin daños

V.3.14. Parámetro B.14: movimiento del estribo

Mediante este parámetro se intenta establecer de una forma cualitativa el posible movimiento del estribo (descenso de todo el estribo, de parte del mismo provocando un giro, etc.). Es difícil apreciarlo directamente, puesto que se trata en general de movimientos leves, pero sus consecuencias sí pueden ser visibles (grietas inclinadas en el muro frontal del estribo, grietas en el tablero, etc.).

TABLA 3.14. **VALORES DEL PARÁMETRO B.14**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
0	SÍ
1	No

V.4. FICHA DE PILAS (DATOS TIPO C)

En la ficha denominada IPC-1 F-1 C se recogen los datos a tomar relativos a las pilas del puente.

Para ello, hay que tener en cuenta el sentido de numeración de los elementos, tanto del puente como del cauce. Para la estructura se deben respetar los siguientes criterios:

- Las pilas van numeradas, desde la número 1 hasta la enésima. La **Pila número 1** es la *primera,* avanzando *desde el estribo margen derecha,* siendo la Pila *n* la más próxima al estribo margen izquierda es el situado en la margen izquierda del cauce. En el ejemplo de la figura 4.1, la Pila número 1 es la situada en la margen derecha y la Pila número 2 es la situada en la margen izquierda.
- Si la Pila es de tipología *Fustes múltiples* (ver epígrafe 4.2), en caso de querer distinguir los fustes se pueden numerar para cada pila, desde el número 1 hasta el enésimo. El Fuste número 1 es el situado en el lado aguas arriba (AA) del cauce, mientras que el Fuste enésimo será el situado aguas abajo (aa) del cauce (ver figura 4.1).

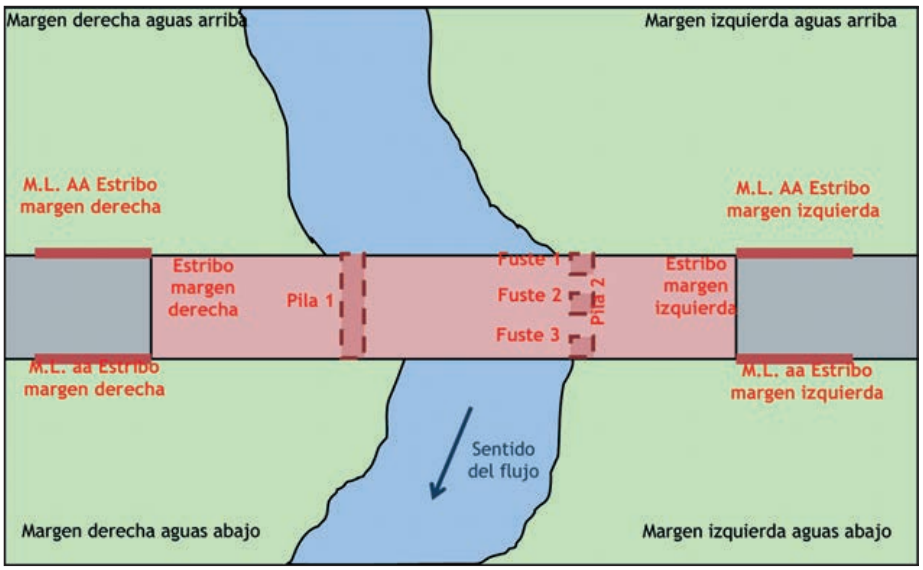


FIGURA 4.1. **NUMERACIÓN DE ELEMENTOS EN EL PUENTE.**

En caso de que se trate de un puente de vano único, todas las celdas de los parámetros de la Ficha IPC-1 F-1 C quedarán en blanco y se indicará expresamente en las observaciones de la Ficha.

En la Ficha IPC-1 F-1 C existen diez celdas para cada uno de los parámetros. Cada celda se corresponde con una pila, es decir, se pueden indicar los datos de hasta 10 pilas (puente de once vanos). En caso de que el puente tuviera un mayor número de pilas, se deben emplear tantas fichas IPC-1 F-1 C adicionales como sea necesario, de forma que se puedan recoger los datos de todas las pilas. En las observaciones de la primera Ficha IPC-1 F-1 C se debe indicar el número de fichas totales empleado.

V.4.1. Parámetro C.1: localización de la pila

Mediante este parámetro se intenta establecer la posición de cada pila con respecto al cauce. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.1:

TABLA 4.1. **VALORES DEL PARÁMETRO C.1**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Llanura derecha	4.1.1
2	Margen derecha	4.1.2
3	Cauce	4.1.3
4	Margen izquierda	4.1.2
5	Llanura izquierda	4.1.1

La ubicación denominada *Llanura derecha* es aquella situada en la llanura de inundación derecha, en el sentido del flujo de agua del cauce (ver figura 4.1.1). Empleando este mismo criterio, la *Llanura izquierda* es aquella situada en la llanura de inundación izquierda en el sentido del flujo.

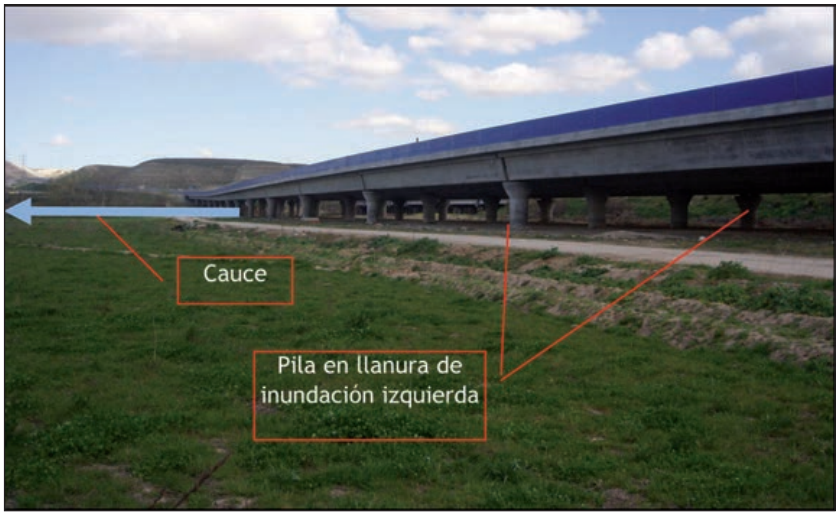


FIGURA 4.1.1. **PILAS EN «LLANURA DERECHA».**

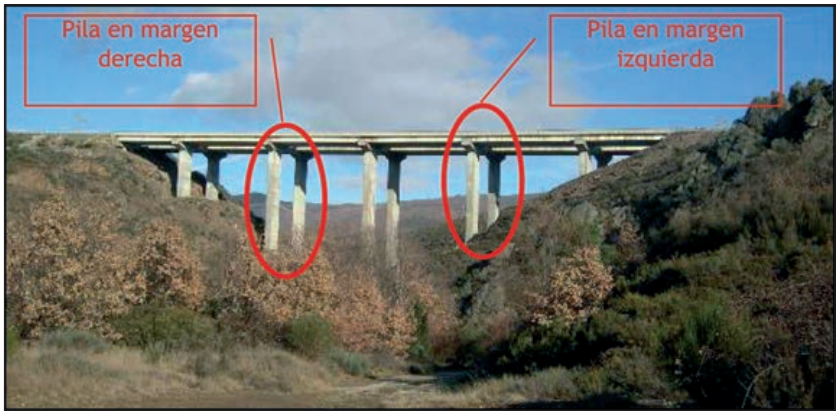


FIGURA 4.1.2. **PILA EN «MARGEN DERECHA» Y «MARGEN IZQUIERDA».**

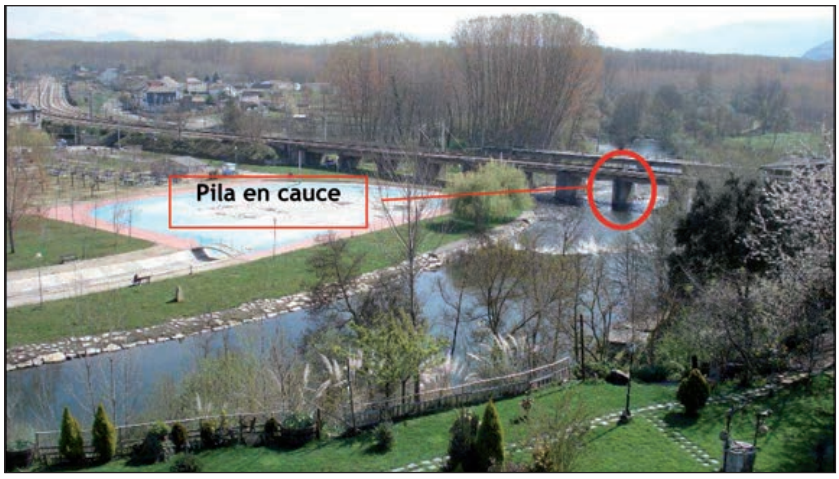


FIGURA 4.1.3. **PILA EN «CAUCE».**

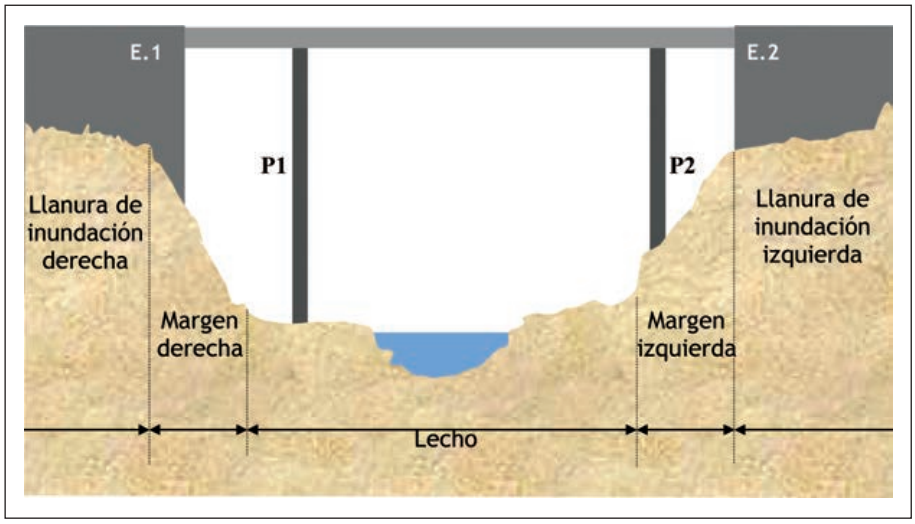


FIGURA 4.1.4. **PILAS EN «LECHO» Y «MARGEN IZQUIERDA».**

V.4.2. PARÁMETRO C.2: TIPO DE PILA

Mediante este parámetro se intenta establecer la tipología del elemento principal de cada pila. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.2:

TABLA 4.2. **VALORES DEL PARÁMETRO C.2**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Muro frontal
2	Fuste único
3	Fuste múltiple exento
4	Fuste múltiple arriostrado
5	Otros

Las definiciones de la tabla anterior se pueden encontrar en [7] *Guía para la realización del Inventario de Obras de Paso* (Ministerio de Fomento, 2010).

La forma de los fustes (o de la embocadura, en el caso de muro frontal) se especifica mediante el parámetro C.16. En caso de que la pila tenga anchura creciente o decreciente con la altura, tanto en el sentido longitudinal como transversal, se debe indicar en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 C.

V.4.3. Parámetro C.3: material de la pila

Pueden coexistir varios materiales simultáneamente en el conjunto de los elementos que conforman una pila, pero este parámetro sólo hace referencia al elemento principal (el fuste o los fustes). Si este elemento principal estuviera conformado a su vez por más de un material, habría que indicar el que sufre el contacto directo del cauce. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.3:

TABLA 4.3. **VALORES DEL PARÁMETRO C.3**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Madera
2	Mampostería
3	Sillería
4	Ladrillo
5	Metálico
6	Hormigón
7	Mixto
8	Otros

V.4.4. Parámetro C.4: tipo de cimentación de la pila

Al igual que sucede con los estribos, en la mayor parte de las ocasiones la cimentación de las pilas no será visible, pero este dato es de gran importancia para evaluar el efecto de la capacidad erosiva de un cauce sobre un puente. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.4:

TABLA 4.4. **VALORES DEL PARÁMETRO C.4**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Superficial
2	Semiprofunda
3	Profunda
4	No definible
#	No observable

V.4.5. Parámetro C.5: material en pila

Mediante este parámetro se pretende clasificar el material que conforma el lecho junto a la pila y que por la acción erosiva del agua puede ser desplazado, produciendo la socavación de dicha pila. Es decir, se trata de clasificar el terreno visible situado junto a la pila.

También se pretende clasificar el material sobre el que se asienta la pila. En este caso, si no se dispone de información adicional (proyecto de la estructura, informe geotécnico, etc.) no hay forma de obtener el dato.

TABLA 4.5.1 **VALORES DEL PARÁMETRO C.5**

ELEMENTO	EN EL LECHO	BAJO PILA
P-1	C.5.1	C.5.(n+1)
P-2	C.5.2	C.5. (n+2)
P-3	C.5.3	C.5. (n+3)
P-4	C.5.4	C.5. (n+4)
P-5	C.5.5	C.5. (n+5)
...	...	...
P-n	C.5.n	C.5. (2·n)

Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.5.2:

TABLA 4.5.2. **POSIBLES OPCIONES DEL PARÁMETRO C.5**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Aluvial	4.5.1
2	Suelo competente	4.5.2
3	Roca fracturada o altamente meteorizada	—
4	Terreno protegido/mejorado	4.5.3
5	En roca	4.5.4
#	No observable	—

La opción «Aluvial» (ver figura 4.5.1) describe un lecho compuesto mayoritariamente por partículas finas con elementos de mayor tamaño intercalados. El lecho tiene una granulometría no continua y presenta un elevado potencial frente a la socavación. La opción «Aluvial» (ver figura 4.5.1) es debido a que es el caso más desfavorable que se presenta en alguna de las cuatro caras de la pila.

FIGURA 4.5.1. **LECHO JUNTO A PILA CLASIFICADO COMO «ALUVIAL».**

La opción «Suelo competente» (ver figura 4.5.2) describe un lecho compuesto por escollera natural, bolos, gravas, arena y finos, de forma que el lecho tiene una granulometría continua y compacta. Tiene un riesgo frente a la socavación reducido.

FIGURA 4.5.2. **LECHO JUNTO A PILA CLASIFICADO COMO «SUELO COMPETENTE».**

Si existe una protección del lecho (hormigón, piedra, escollera, etc.) *junto a las cuatro caras de la pila,* se debe marcar la opción «Terreno protegido» (ver figura 4.5.3). La opción «En roca» (ver figura 4.5.4) describe un lecho rocoso, en el que la roca puede estar erosionada, meteorizada, fracturada o debilitada en mayor o menor debida, presentando un potencial frente a la socavación reducido o nulo.

FIGURAS 4.5.3 Y 4.5.4. **LECHO JUNTO A PILA CLASIFICADO COMO «TERRENO PROTEGIDO» Y CLASIFICADO COMO «EN ROCA».**

Si el cauce estuviera turbio o la vegetación o acumulaciones sobre el lecho fueran de tal magnitud que no permitieran observar el lecho del cauce, habría que escoger la opción «No observable».

V.4.6. Parámetro C.6: ángulo de ataque de la pila

Mediante este parámetro se mide el ángulo con que incide el flujo de agua en el *cauce de aguas altas,* sobre la pila. El ángulo es el que forma el sentido del flujo con el paramento o el conjunto de fustes que conforman cada una de las pilas (C.6.1 con la pila núm. 1; C.6.2 con la pila núm. 2; etc.; ver figura 4.6.1). Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.6:

TABLA 4.6. **VALORES DEL PARÁMETRO C.6**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	61° a 90°
2	31° a 60°
3	6° a 30°
4	0° a 5°
5	No incide

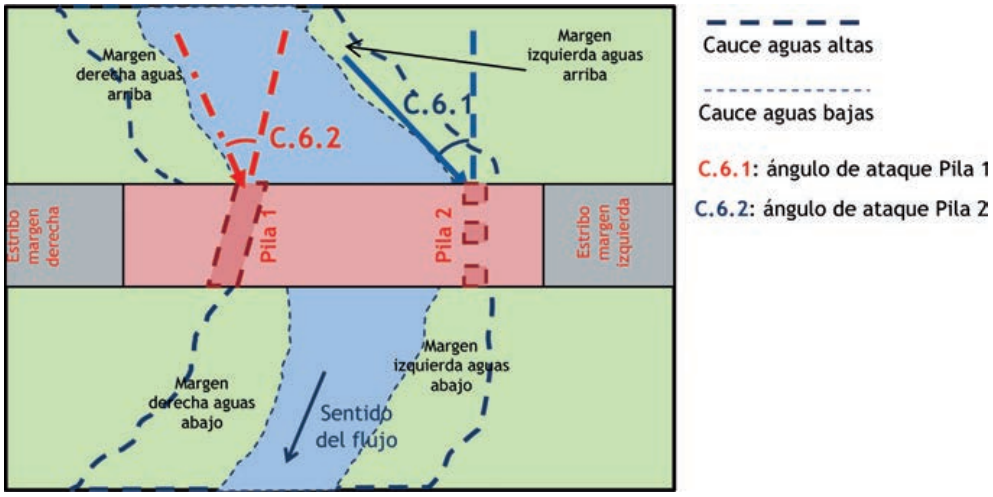


FIGURA 4.6.1. **ÁNGULO DE ATAQUE SOBRE LAS PILAS.**

Si la pila se encuentra completamente fuera del *cauce de aguas altas,* se deberá indicar la opción 5 «No incide».

Si el flujo se dirige hacia la margen izquierda (como ocurre en el ejemplo de la figura 4.6.1), los dos ángulos irán precedidos por el signo «–».

En las figuras 4.6.2 y 4.6.3 se muestran unas ruletas de ángulos donde situar el sentido del flujo sobre ambos estribos. Se emplean dos figuras diferentes porque la dirección del eje de cada pila es distinto (ver líneas de ángulos a trazos discontinuos en la figura 4.6.1), y la base de la ruleta debe ser perpendicular a dicho eje.

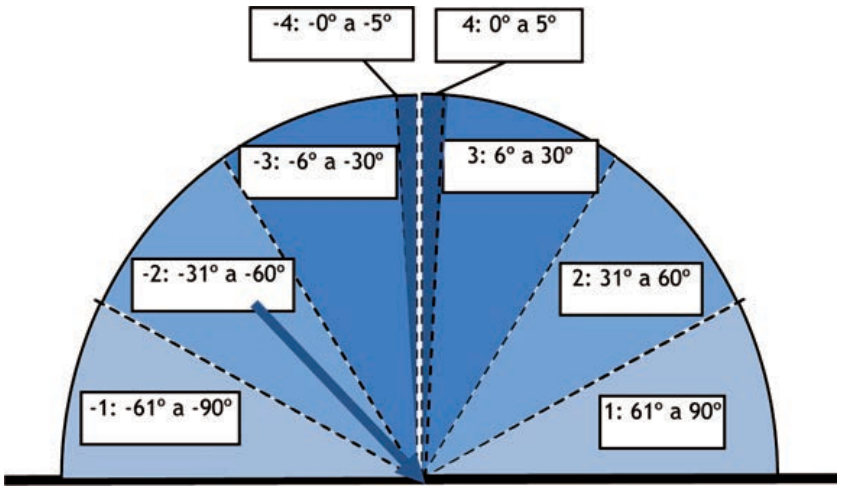


FIGURA 4.6.2. **MEDIDA DEL ÁNGULO DE LA PILA NÚMERO 2.**

Evidentemente, el eje que define la dirección de una pila no tiene por qué ser perpendicular al eje longitudinal de la carretera, pero esto no afecta al sistema de ángulos planteados. Como se ha comentado en la página anterior, basta con situar la base de la ruleta en la dirección perpendicular al eje de la pila.

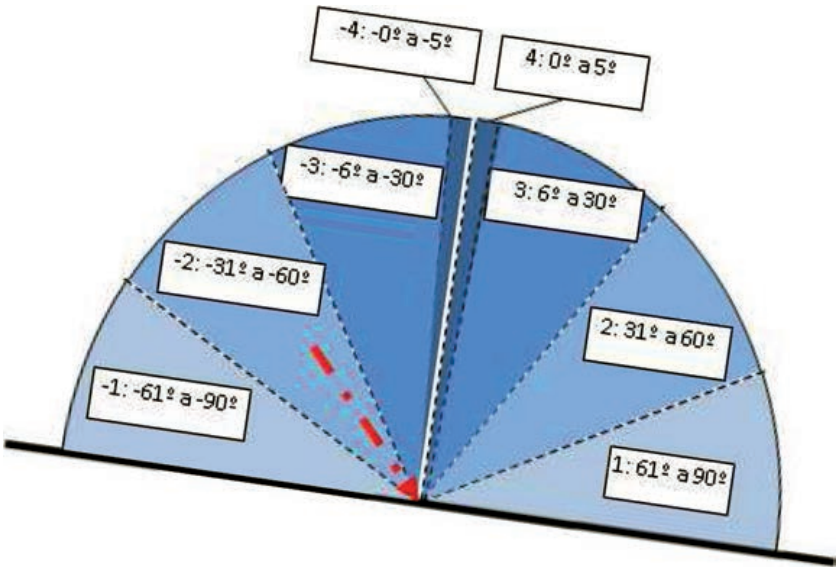


FIGURA 4.6.3. **MEDIDA DEL ÁNGULO DE LA PILA NÚMERO 1 (LA BASE DE LA RULETA ES PERPENDICULAR AL EJE DE LA PILA).**

V.4.7. PARÁMETRO C.7: CONDICIÓN DE LA PILA

La condición de la pila intenta reflejar el estado de ésta o cualquiera de sus elementos (tajamares, cargadero), no en lo que se refiere a la socavación, sino a su estado resistente o durable. Un muro frontal de mampostería con pérdida de piezas y lavado de juntas estará peor preparado para resistir frente a la socavación que si el paramento se encuentra en buenas condiciones. No se pretende definir el tipo de daños, sino el estado general del elemento.

TABLA 4.7. **VALORES DEL PARÁMETRO C.7**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Con daños graves	4.7.1
2	Con daños medios	4.7.2
3	Daños leves o sin daños	4.7.3

Se entiende por *daños graves* aquellos que afectan al estado resistente del elemento (erosiones locales importantes, desprendimientos, fallo o colapso) mientras que, con *daños medios* se denota afecciones fundamentalmente a la durabilidad del elemento (fisuras claramente visibles, pequeñas fracturas, erosiones leves o moderadas, movilización con recolocación de escollos, etc.) que obviamente, en última instancia y si no se toman medidas podría devenir en daños graves. También se puede considerar un daño como medio, aún siendo el fallo de la protección total, siempre que este tenga un marcado carácter local (afección longitudinal menor al 5%) y se encuentre relativamente alejado de la estructura (fuera de la zona considerada como cauce en el puente). Si existe un daño grave pero de carácter local se convierte en daño medio.

FIGURA 4.7.1. **PILA «CON DAÑOS GRAVES».**

FIGURAS 4.7.2 Y 4.7.3. **PILA «CON DAÑOS MEDIOS» Y CON «DAÑOS LEVES O SIN DAÑOS».**

V.4.8. PARÁMETRO C.8: DIMENSIONES DE LA PILA

Este parámetro geométrico se emplea para caracterizar los elementos de las pilas mediante la longitud, en metros, según el paramento de los elementos que la conforman (ver figura 4.8), tanto si se trata de fustes múltiples como de un muro frontal o de un fuste simple.

TABLA 8.5.1 **VALORES DEL PARÁMETRO C.8**

ELEMENTO	ANCHURA	LONGITUD	ALTURA
P-1	C.8.1	C.8.(n+1)	C.8.(2·n+1)
P-2	C.8.2	C.8.(n+2)	C.8.(2·n+2)
P-3	C.8.3	C.8.(n+3)	C.8.(2·n+3)
...	...	...	...
P-n	C.8.n	C.8.(2·n)	C.8.(3·n)

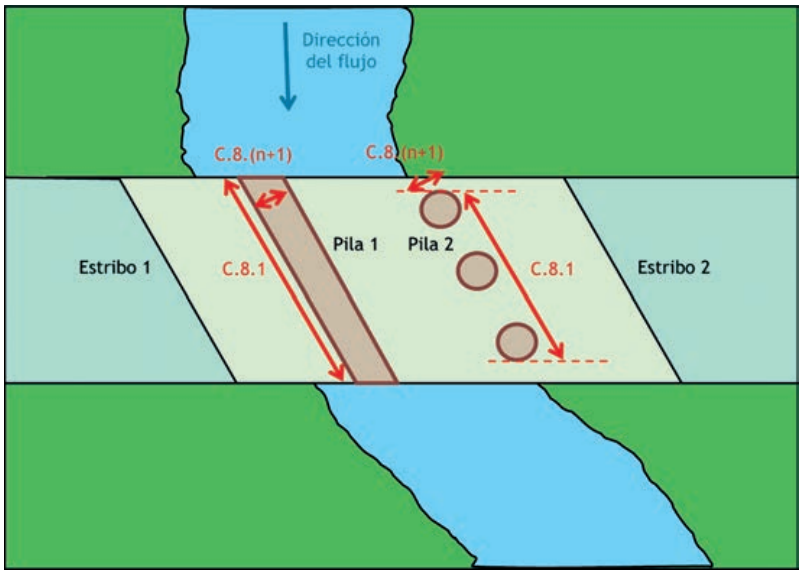


FIGURA 4.8. **LONGITUD Y ANCHURA DEL PARAMENTO DE LAS PILAS DE UN PUENTE.**

La anchura debe tomarse en la dirección perpendicular al eje de la pila y la longitud según este último eje.

Si en el momento de la inspección no se puede determinar esta medida, por falta de acceso o cualquier otro motivo, se debe indicar en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 B indicando la causa.

V.4.9. PARÁMETRO C.9: NIVEL MÁXIMO DEL AGUA EN LA PILA

Este parámetro se emplea para medir la altura máxima que ha podido alcanzar el agua junto a una pila en una avenida. Se debe medir, en metros, la distancia del nivel máximo del agua en toda la anchura del paramento de la pila con respecto a la cara inferior del tablero (o el arranque del arco en el caso de una bóveda o puente arco).

La evidencia de un nivel máximo puede ser una marca en el paramento del o de los fustes de la pila, restos de arrastres sobre ciertos elementos, etc. (ver figuras 4.9.1 y 4.9.2).

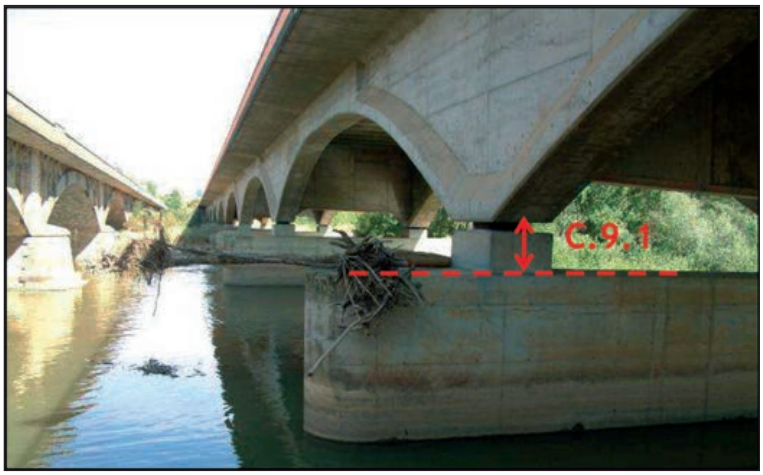


FIGURA 4.9.1. **EVIDENCIA DE UN NIVEL MÁXIMO DEL AGUA EN LAS PILAS.**

Si en la inspección no se ha podido detectar ninguna evidencia de un nivel del agua por encima del existente en el momento de dicha inspección, se debería medir la distancia entre la lámina de agua en el momento de la inspección y el tablero, según se indica en el primer párrafo de este epígrafe.

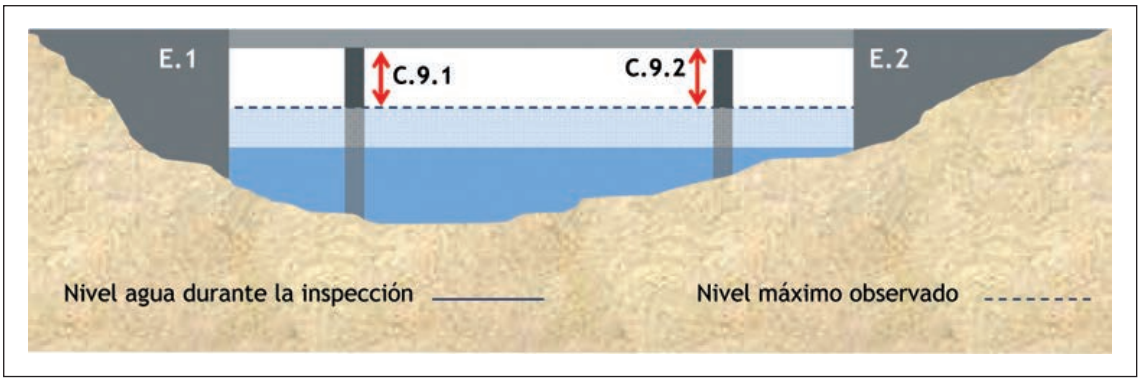


FIGURA 4.9.2. **NIVEL MÁXIMO DEL AGUA EN LAS PILAS.**

V.4.10. PARÁMETRO C.10: CONDICIÓN DE SOCAVACIÓN EN LA PILA

Con este parámetro se recogen las condiciones de socavación en cada pila. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.10:

TABLA 4.10. **VALORES DEL PARÁMETRO C.10**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Fuerte	4.10.1 4.10.2 4.10.3
2	Avanzada	4.10.4 4.10.5
3	Moderada	4.10.6
4	Inexistente	—
#	No observable	—

Si se ve la cimentación y el descalce de la misma se aprecia claramente, se considera socavación **fuerte** (en este caso es obligatorio realizar un croquis de la socavación observada).

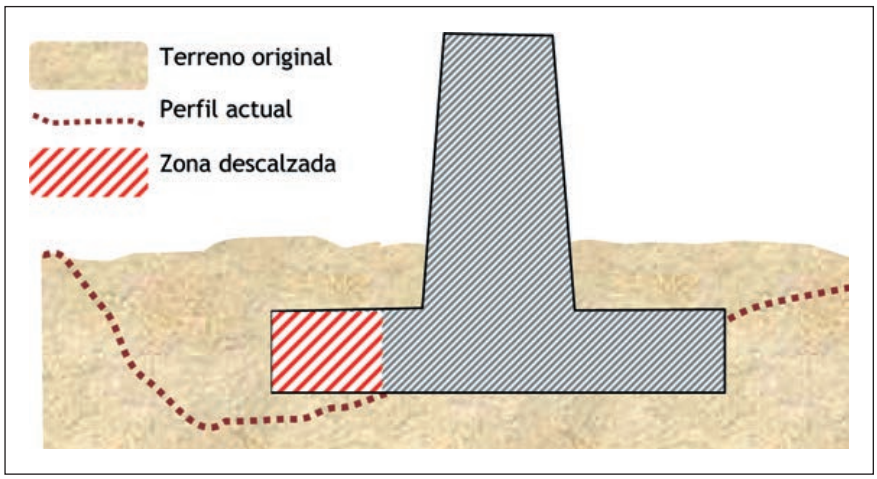
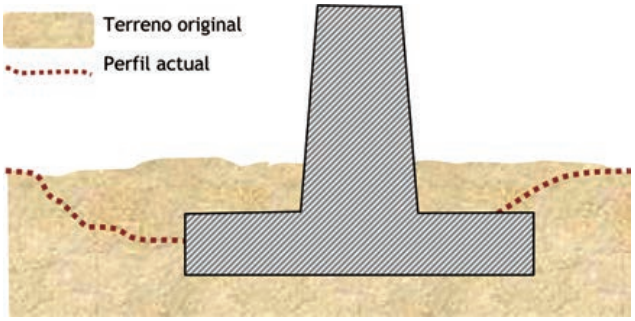


FIGURA 4.10.1. **SOCAVACIÓN FUERTE EN PILA.**

FIGURAS 4.10.2 Y 4.10.3. **SOCAVACIÓN FUERTE EN PILA.**

Si se ve el pie de la cimentación, pero aún no se ha producido descalce, entonces se considera socavación **avanzada**. Igualmente la socavación es avanzada si se puede ver alguna parte de la cimentación o puede ser detectada, con un palo, por ejemplo.



FIGURAS 4.10.4 Y 4.10.5. **SOCAVACIÓN AVANZADA EN PILA.**

Si no se ve el pie de la cimentación pero se detecta-la existencia de socavación, se indica que hay socavación **moderada**.

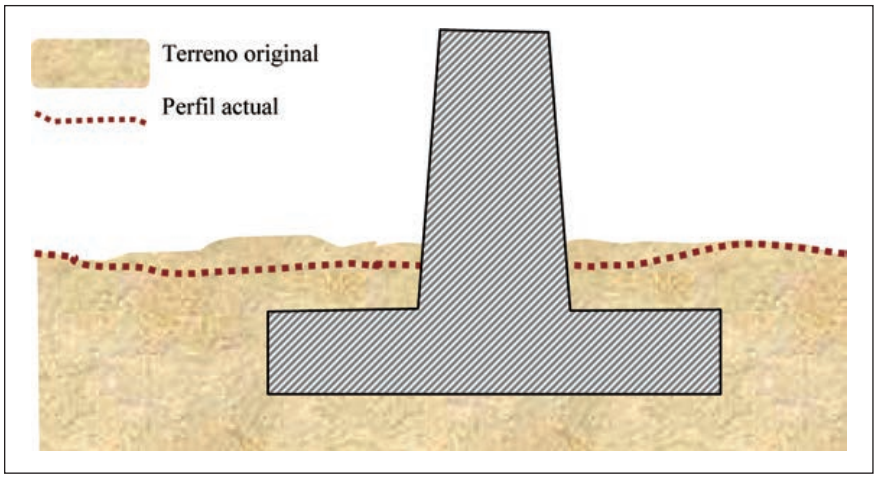


FIGURA 4.10.6. **SOCAVACIÓN MODERADA EN PILA.**

La extensión lateral del descalce en la pila así como la profundidad hasta la que ha llegado son los principales criterios para determinar adecuadamente este apartado. Los elementos adyacentes (tajamares) se evalúan junto con la pila a no ser que el problema de la socavación afecte únicamente a este elemento lateral, en cuyo caso se debe aclarar en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 C.

Aunque en los Proyectos de las estructuras más modernas se puede contemplar la posibilidad de que se produzca una cierta socavación en la parte más superficial del lecho de un cauce, dejando al descubierto parte de su cimentación profunda, el inspector no tiene normalmente los datos para contrastar este factor, por lo que en cualquier caso, la observación de la cimentación profunda de una pila debe quedar indicada en la ficha.

V.4.11. PARÁMETRO C.11: PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN LA PILA

Este parámetro estima la profundidad máxima de la socavación en cada pila. Se debe medir la distancia máxima de la superficie actual del terreno, en el contacto con el paramento de la pila, con respecto a la línea de contacto original (si se puede determinar ésta por las marcas sobre el propio paramento de la pila).

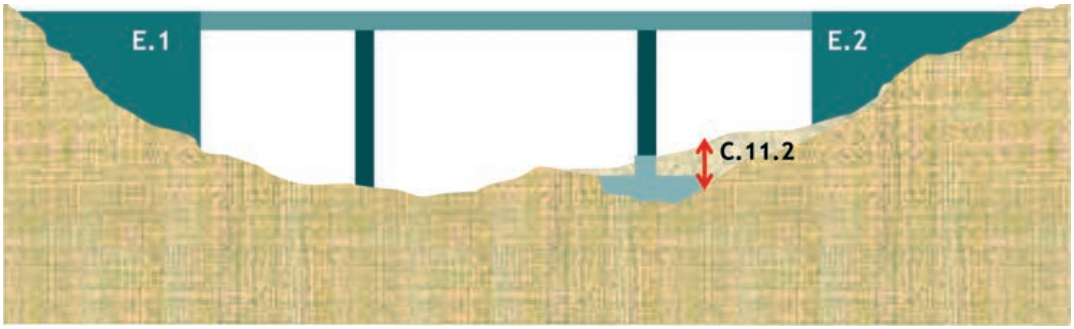


FIGURA 4.11.1. **PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN PILA.**

V.4.12. PARÁMETRO C.12: TIPO DE PROTECCIÓN EN LA PILA

Se debe definir el tipo de protección de las pilas. Esta información hay que indicarla en las celdas que aparecen en la Ficha IPC-1 F-1 C. Para cada una de las pilas hay que indicar el tipo de protección mayoritario en caso de que exista más de un tipo. En cada celda hay que escoger entre los tipos indicados en la tabla 4.12.1:

TABLA 4.12.1. **VALORES DEL PARÁMETRO C.12**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Ninguna
2	Revestimientos varios
3	Técnicas de bioingeniería
4	Geosintéticos
5	Elementos prefabricados
6	Escolleras varias
7	Gaviones
8	Escolleras ancladas
9	Hormigón

Todas aquellas protecciones que no encajen con los tipo 3 a 9, se pueden indicar de forma genérica como de tipo 2 (revestimientos varios), tratando de realizar una descripción en las observaciones de la Ficha IPC-1 F-1 C.

V.4.13. Parámetro C.13: estado de la protección en la pila

Mediante este parámetro se intenta establecer de una forma cualitativa el estado de las protecciones existentes. La condición de una protección se puede clasificar como se indica en la tabla 4.13:

TABLA 4.13. **VALORES DEL PARÁMETRO C.13**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
1	Daños graves
2	Daños medios
3	Sin daños

V.4.14. Parámetro C.14: ancho del acarreo/fuste

Este parámetro hace referencia a la amplitud de la acumulación de objetos, materiales y vegetación (flotantes y arrastrados por fondo), normalmente en la parte frontal de la pila (si el flujo no es esviado) y frontal-lateral de la misma (si el flujo es esviado respecto a la pila), en relación con la anchura propia de la pila.

Se indica la **relación entre el ancho de la acumulación de acarreos y la anchura de la pila**, por ejemplo, el valor sería 4 en caso de unos acarreos de 6 m de amplitud con pilas de 1,5 m (ver ejemplos en las figuras 4.14.1 a 4.14.3). Si no hay presencia de acarreos, el valor a introducir es **1**.

FIGURAS 4.14.1 Y 4.14.2. **ANCHO DE ACARREO/FUSTE ≈ 2,0 Y ANCHO DE ACARREO/FUSTE ≈ 4.**

FIGURA 4.14.3. **ANCHO DE ACARREO/FUSTE ≈ 10.**

V.4.15. PARÁMETRO C.15: NÚMERO DE FUSTES

En caso de tratarse de fustes múltiples (exentos o arriostrados) hay que indicar el número de fustes que conforman cada pila.

FIGURA 4.15.1. **NÚMERO DE FUSTES = 3.**

V.4.16. PARÁMETRO C.16: FORMA DEL FRENTE

Este parámetro permite caracterizar la forma del frente de la pila (sea cual sea su tipología) que recibe el impacto directo del flujo de agua. Los valores que puede adoptar son los indicados en la tabla 4.16:

TABLA 4.16. **VALORES DEL PARÁMETRO C.16**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	FIGURA
1	Plano	4.16.1
2	Circular	4.16.2 4.16.3
3	En punta	4.16.4
4	Otros	—

FIGURAS 4.16.1 Y 4.16.2. **FORMA DEL FRENTE DE TIPO «PLANO» Y DE TIPO «CIRCULAR».**

FIGURAS 4.16.3 Y 4.16.4. **FORMA DEL FRENTE DE TIPO «CIRCULAR» Y DE TIPO «EN PUNTA».**

V.4.17. PARÁMETRO C.17: MOVIMIENTO DE LA PILA

Mediante este parámetro se intenta establecer de una forma cualitativa el posible movimiento de la pila (descenso de todo la pila, de parte de la misma provocando un giro, etc.).

TABLA 4.17. **VALORES DEL PARÁMETRO C.17**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN
0	Sí
1	No

Es difícil apreciarlo directamente, puesto que se trata en general de movimientos leves, pero sus consecuencias sí pueden ser visibles (grietas inclinadas en el fuste de la pila, grietas en el tablero, etc.). En otras ocasiones el daño puede ser fácilmente observable en el propio elemento que ha sufrido el descenso o el giro.

FIGURAS 4.17.1 Y 4.17.2. **DESCENSO PARCIAL Y GIRO DE PILA.**

V.5. CROQUIS DE CAUCE

Para acompañar toda la información paramétrica obtenida en las Fichas anteriores, se incorpora una última Ficha denominada IPC-1 F-1 D en la que se debe dibujar en campo un croquis con los siguientes datos:

- Croquis en planta de la estructura con identificación de los elementos de la subestructura (estribos y pilas) y dimensiones principales.
- Croquis en planta del cauce en la zona de inspección, según se define ésta en el último párrafo del epígrafe 5.1, con indicación del sentido del flujo de agua, aunque el cauce se encuentre seco en el momento de la inspección.
- Detalle de todos aquellos aspectos relevantes identificados en la inspección (socavación, erosión, limitaciones, etc.).

Si alguno de los elementos de la subestructura sufriera una socavación calificada como «Fuerte» (según se especifica en los epígrafes 3.10 y 4.10), es necesario dibujar un croquis de detalle adicional para cada uno de los elementos afectados por la socavación.

Se recomienda realizar el croquis desde el tablero del puente, aguas arriba y posteriormente aguas abajo, para completarlo posteriormente con detalles desde el propio cauce.

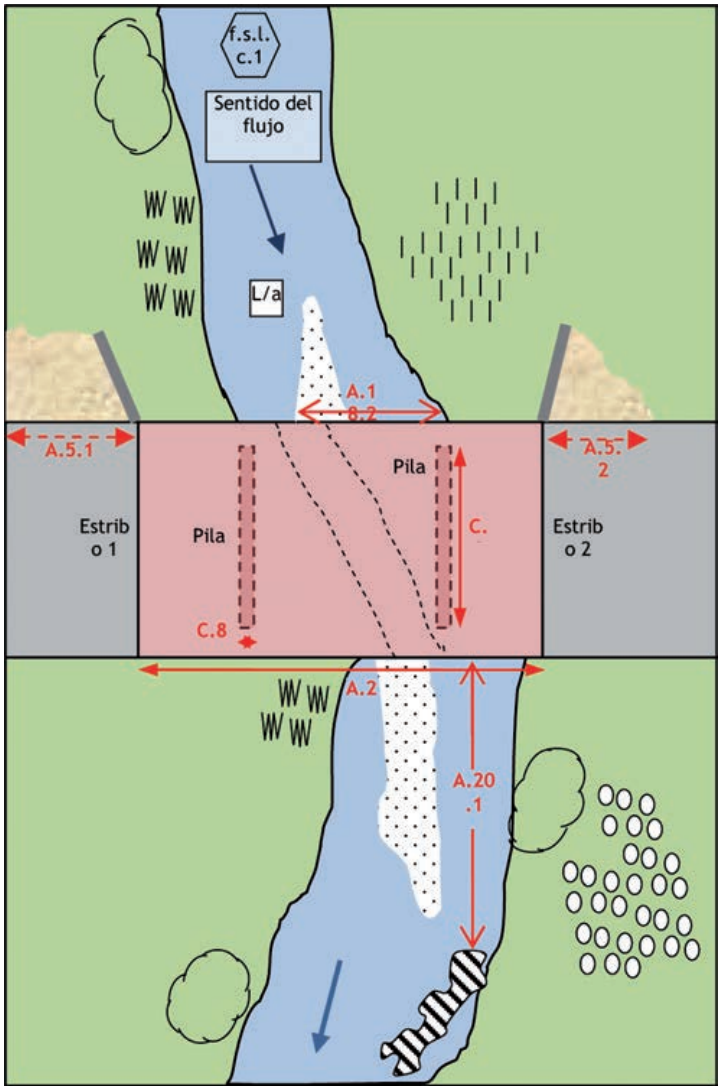


FIGURA 5.1. **CROQUIS CON ALGUNAS DE LAS SIMBOLOGÍAS A UTILIZAR.**

A continuación se presenta una propuesta de simbología a utilizar en los croquis, dependiendo de las condiciones que presente el cauce a inspeccionar (cabe señalar que no toda la simbología está ilustrada en el croquis de la figura 5.1, debido a que esto depende de las características propias de cada cauce). Dicha simbología se clasifica en grupos de acuerdo con el parámetro al que pertenece.

Parámetro A.11: cobertura de la superficie

TABLA 5.1.1. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO A.11**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Sin vegetar (árido)	sv
2	Incendio reciente	
3	Cultivos	
4	Pastos	
5	Matorral	
6	Arbolado	
7	Con revestimiento	

En la figura 5.1 se pueden observar los símbolos que se han utilizado en la tabla 5.1.1, que permite saber qué tipo de cobertura se encuentra en la superficie de las márgenes del cauce y, por tanto, las zonas en las que se encuentran las diferentes coberturas.

Parámetro A.12: material de la margen/lecho

TABLA 5.1.2. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO A.12**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Arena	Ar
2	Grava	Gr
3	Bolos	Bo
4	Limo/arcilla	L/a
5	Roca	Ro
#	No observable	#

Los símbolos contenidos en la tabla 5.1.2 permiten definir el tipo material tanto de las cuatro márgenes, como en el lecho del cauce. En el ejemplo del croquis de la figura 5.1 nos permite definir qué tipo de material existe en el lecho.

Parámetro A.13: tipo de protección

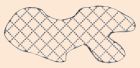
TABLA 5.1.3. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO A.13**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Ninguna	
2	Revestimientos varios	Rv
3	Técnicas de bioingeniería	Tb
4	Geosintéticos	Ge
5	Elementos prefabricados	Ep
6	Escolleras vertidas	Ev
7	Gaviones	Ga
8	Escolleras ancladas	Ea
9	Hormigón	Hr

Los símbolos contenidos en la tabla 5.1.3 permiten definir el tipo de protección de las cuatro márgenes y del cauce. También el lecho puede tener algún tipo de protección y, por lo tanto, ésta debe quedar indicada en el croquis.

Parámetro A.16: tipo de limitación

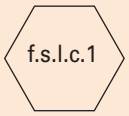
TABLA 5.1.4. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO A.16**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Barra	
2	Obstrucción	
3	Acumulación	

La simbología contenida en la tabla 5.1.4 describe la existencia y el tipo de todo aquel elemento que, de alguna forma, supone una limitación dentro de la sección transversal libre del cauce. En el croquis de la figura 5.1 se indica la existencia de una barra y de una obstrucción.

Parámetro A.17: fosas de socavación

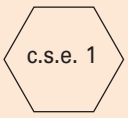
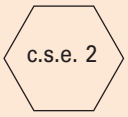
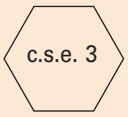
TABLA 5.1.5. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO A.17**

NO.	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Grandes fosas tocando subestructuras	
2	Fosas apreciables próximas al puente	
3	Fosas apreciables alejadas del puente	
4	Pequeñas fosas próximas al puente	
5	Pequeñas fosas alejadas del puente	

La simbología contenida en la tabla 5.1.5 indica en el croquis la existencia de socavación en el lecho del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente. La nomenclatura que aparece dentro del símbolo se refiere a: fosa de socavación en el lecho del cauce (f.s.l.c.1) y el número es el tipo de socavación de acuerdo con la tabla 2.7 del epígrafe 2.7.

Parámetro B.10: condición de socavación en el estribo

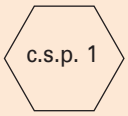
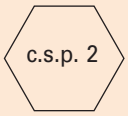
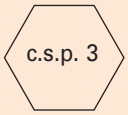
TABLA 5.1.6. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO B.10**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Fuerte	
2	Avanzada	
3	Moderada	

La simbología contenida en la tabla 5.1.6 indica en el croquis las condiciones de socavación si existieran y únicamente en los estribos. La nomenclatura contenida dentro del símbolo se refiere a: condición de socavación en el estribo (c.s.e.1) y el número se refiere al tipo de socavación de acuerdo con la tabla 3.10 del epígrafe 3.10.

Parámetro C.10: condición de socavación en la pila

TABLA 5.1.7. **SIMBOLOGÍA DEL PARÁMETRO C.10**

NÚMERO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
1	Fuerte	
2	Avanzada	
3	Moderada	

La simbología contenida en la tabla 5.1.7 indica en el croquis las condiciones de socavación en cada pila. La nomenclatura contenida dentro del símbolo se refiere a la condición de socavación en la pila (c.s.p.1) y el número se refiere al tipo de socavación de acuerdo con la tabla 4.10 del epígrafe 4.10.

V.6. FOTOGRAFÍAS

Para documentar adecuadamente la *Inspección Principal de Cauce* realizada es preciso tomar una serie de fotografías. Éstas se pueden dividir en dos grupos, por un lado, las fotografías generales comunes a todas las inspecciones y, por otro lado, las fotografías de carácter específico que pretendan reflejar hechos concretos que suceden en un conjunto puente/cauce determinado.

A continuación se va a indicar un listado de fotografías generales, que hay que tomar (se trata de un conjunto mínimo de fotografías):

1. CAUCE AGUAS ARRIBA

1.2. Margen derecha desde el puente hacia aguas arriba

1.3. Desde el puente hacia aguas arriba en la dirección perpendicular al puente

1.4. Margen izquierda desde el puente hacia aguas arriba

1.5. Margen derecha desde aguas arriba hacia el puente

1.6. Desde aguas arriba del puente y perpendicular a él, a una distancia tal que se puede apreciar de forma clara el conjunto puente/cauce

1.7. Margen izquierda desde aguas arriba hacia el puente

1.8. Detalle del material mayoritario de la margen derecha

1.9. Detalle del material mayoritario de la margen izquierda

2. CAUCE AGUAS ABAJO

2.1. Margen derecha desde el puente hacia aguas abajo

2.2. Desde el puente hacia aguas abajo en la dirección perpendicular al puente

2.3. Margen izquierda desde el puente hacia aguas abajo

2.4. Margen derecha desde aguas abajo hacia el puente

2.5. Desde aguas abajo del puente y perpendicular a él, a una distancia tal que se puede apreciar de forma clara el conjunto puente/cauce

2.6. Margen izquierda desde aguas abajo hacia el puente

2.7. Detalle del material mayoritario de la margen derecha

2.8. Detalle del material mayoritario de la margen izquierda

3. LECHO DEL CAUCE

3.1. Detalle del material del lecho aguas arriba

3.2. Detalle del material del lecho aguas abajo

4. PUENTE

4.1. Vista frontal del estribo situado en la margen derecha

4.2. Vista frontal de la aleta/muro lateral situado aguas arriba del estribo situado en la margen derecha

4.3. Vista frontal de la aleta/muro lateral situado aguas abajo del estribo situado en la margen derecha

4.4. Vista frontal del estribo situado en la margen izquierda

4.5. Vista frontal de la aleta/muro lateral situado aguas arriba del estribo situado en la margen izquierda

4.6. Vista frontal de la aleta/muro lateral situado aguas abajo del estribo situado en la margen izquierda

4.7. Vista de cada una de las pilas (una fotografía por cada cara del fuste, en caso de fuste tipo *muro frontal*), en caso de que existan

Además de todas estas fotografías, se aportarán todas aquellas que sirvan para definir limitaciones, socavaciones, hoyas... que el inspector estime necesarias.

En la figura 6.1 se indica la posición de las fotografías mínimas.

Cada fotografía quedará identificada por la letra F, seguida de un guión medio y el número indicado en el listado anterior (así, la fotografía de la margen derecha aguas abajo tomada desde el puente, será F-2.4).

Las Fichas denominadas IPC-1 F-1 A, IPC-1 F-1 B y IPC-1 F-1 C tienen una celda en su parte inferior denominada «Fotografías». En ella se debe marcar una cruz o un símbolo claro para cada fotografía tipo capturada durante la inspección. Las fotografías adicionales se pueden rellenar en el espacio en blanco con una breve indicación de lo que representan.

Cada fotografía quedará identificada por:

- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ

Donde:

- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: letra por la que comienza la denominación de la carretera (A, N, MA...).
- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: número de la carretera.
- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: P.K. de la carretera.
- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: letra que se emplea para distinguir la calzada de la carretera (D o I); puente situado en vía de servicio derecha o izquierda (SD o SI).

- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: tipo de inspección, como se trata de una Inspección Principal de Cauce, se expresa como IPC.
- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: número de campaña de inspección (permite distinguir las fotografías tomadas en sucesivas campañas de inspección de cauce).
- 0A-0006-0012+350(-X)-IPC-Y-FZZ: tipo de fotografía, según se muestra en la figura 6.1. Si además se quisieran añadir otras fotografías adicionales a las *obligatorias*, habría que numerarlas como E01 (variando sólo los dos últimos dígitos desde 01 en adelante).

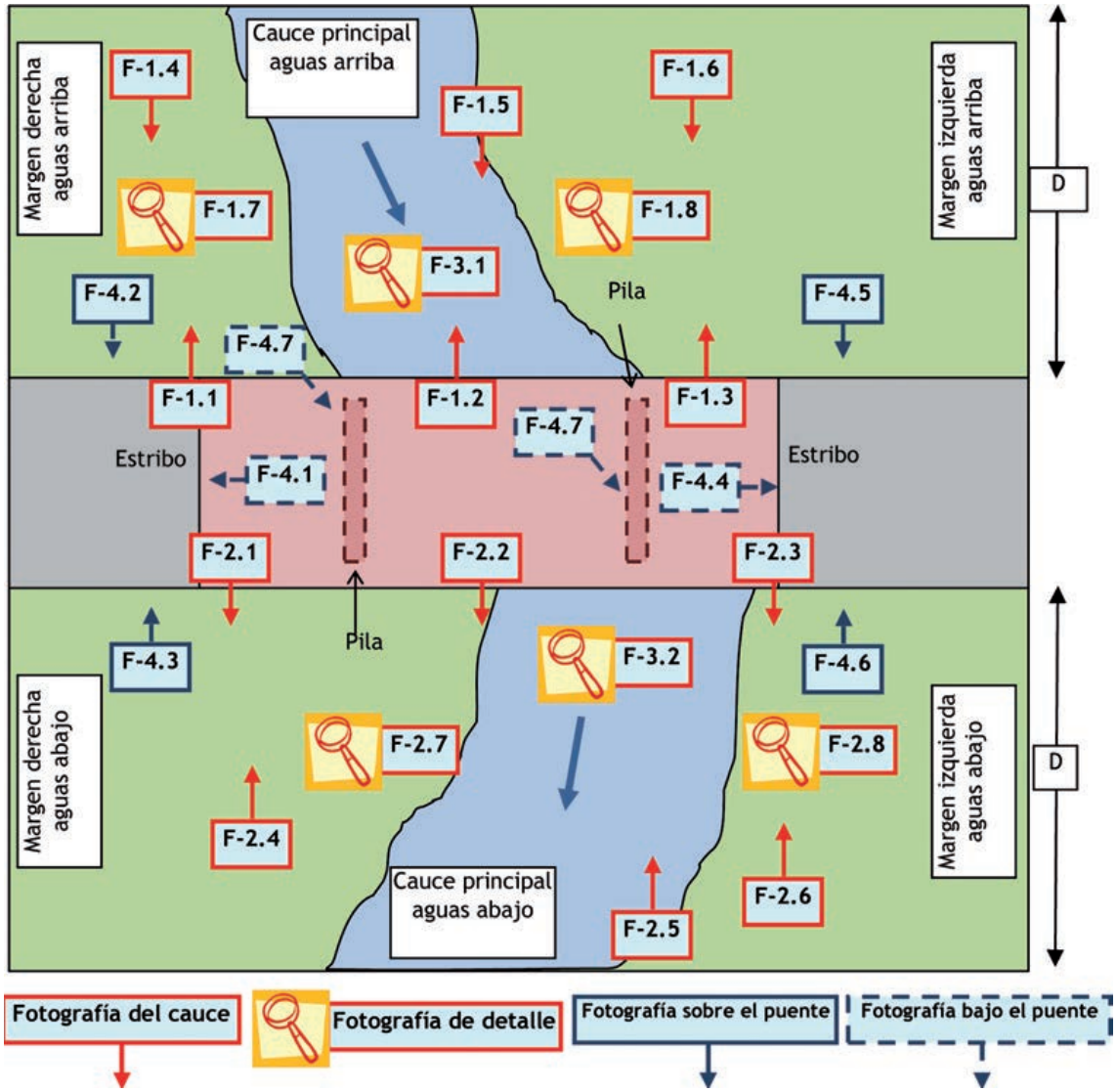


FIGURA 6.1. **FOTOGRAFÍAS MÍNIMAS DE INSPECCIÓN DEL CAUCE.**