



NAP 2-4-2.0

NORMA ADIF PLATAFORMA

PRUEBAS DE CARGA FERROVIARIAS EN PUENTES DE FERROCARRIL

2ª EDICIÓN: MARZO 2025


Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV. Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

CONTROL DE CAMBIOS Y VERSIONES

Revisión		Modificaciones	Puntos Revisados
Nº	Fecha		
ED2	MARZO 2025	Eliminación de la referencia a la ITPF-05 al ser derogada por el REVINFE-23.	Todos
		Revisión de conceptos de amortiguamiento y precisión de los sistemas de medida.	5.2.2.2 5.2.2.7 5.3.2.2 5.3.3.2 5.3.3.3 5.3.3.5 5.3.3.7
		Aclaración de conceptos.	5.2.2.1 5.2.2.11 5.2.3.4.1
		Referencias internas del documento	5.3.2.1 5.3.3.1

EQUIPO REDACTOR

Grupo de Trabajo GT-112. Estructuras.

<p>Propone:</p> <div style="text-align: center;">  <p>COMITÉ DE NORMATIVA GT - 112 GRUPO DE TRABAJO</p> </div> <p>Grupo de trabajo GT-112 Fecha: 31 de marzo de 2025</p>	<p>Aprueba:</p> <p>Comité de Normativa Reunión de XX de XX de XXXX</p>
---	---

ÍNDICE DE CONTENIDOS
PÁGINA

1.- OBJETO	5
2.- CAMPO DE APLICACIÓN	5
3.- DEFINICIÓN DE TÉRMINOS EMPLEADOS	6
4.- ÍNDICES TIPO PARA EL PROYECTO DE PRUEBA DE CARGA E INFORME DE PRUEBA DE CARGA	8
5.- METODOLÓGIA PARA LA PRUEBA DE CARGA	13
5.1.-INTRODUCCIÓN.....	13
5.2.-PUENTES SITUADOS EN LÍNEAS O TRAMOS EN CONSTRUCCIÓN	14
5.2.1.-ESTUDIO DOCUMENTAL E INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA	14
5.2.1.1.-Estudio documental	14
5.2.1.2.-Inspección de la estructura	15
5.2.2.-COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE	15
5.2.2.1.-Acciones reproducidas	16
5.2.2.2.-Puntos de medición y magnitudes a medir	16
5.2.2.3.-Equipos de medición.....	17
5.2.2.4.-Cálculo teórico	18
5.2.2.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico	18
5.2.2.4.2.-Resultados teóricos previstos.....	19
5.2.2.5.-Resultados obtenidos	19
5.2.2.6.-Análisis de los resultados	20
5.2.2.7.-Validación de la prueba de carga	21
5.2.2.8.-Aptitud de la estructura	22
5.2.2.9.-Categorización de la estructura de acuerdo con la une-en_15528	23
5.2.2.10.-clasificación ETI	23
5.2.2.11.-Capacidad para transportes excepcionales	24
5.2.3.-CARACTERIZACIÓN DINÁMICA.....	26
5.2.3.1.-Introducción.....	26
5.2.3.2.-Factores que influyen en el comportamiento dinámico	26
5.2.3.3.-Parámetros dinámicos a obtener durante la prueba de carga	27
5.2.3.4.-Clasificación dinámica	28
5.2.3.4.1.-Velocidad máxima de circulación inferior o igual a 200km/h.....	28
5.2.3.4.2.-Velocidad máxima de circulación superior a 200km/h	30
5.3.-PUENTES SITUADOS EN LÍNEAS O TRAMOS EN SERVICIO	32
5.3.1.-ESTUDIO DOCUMENTAL E INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA	32
5.3.1.1.-Estudio documental	32
5.3.1.2.-Inspección de la estructura.....	33
5.3.2.-PLAN DE PRUEBAS PARA PUENTES METÁLICOS ANTERIORES A 1975.....	35
5.3.2.1.-Acciones reproducidas	36
5.3.2.2.-Puntos de medición y magnitudes a medir	36

5.3.2.3.-Equipos de medición.....	37
5.3.2.4.-Calculo teórico	38
5.3.2.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico	38
5.3.2.4.2.-Resultados teóricos previstos.....	40
5.3.2.5.-Resultados obtenidos	41
5.3.2.6.-Análisis de los resultados	42
5.3.2.7.-VALIDACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.....	43
5.3.2.8.-Aptitud de la estructura	44
5.3.2.9.-Categorización de la estructura de acuerdo con la une-en_15528.....	48
5.3.2.9.1.-Determinación de la categoría del puente.....	48
5.3.2.10.-Clasificación eti	50
5.3.2.11.-Capacidad para transportes excepcionales	51
5.3.3.-RESTO DE PUENTES	54
5.3.3.1.-Acciones reproducidas	55
5.3.3.2.-Puntos de medición y magnitudes a medir	55
5.3.3.3.-Equipos de medición.....	56
5.3.3.4.-Cálculo teórico	57
5.3.3.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico	57
5.3.3.4.2.-Resultados teóricos previstos.....	57
5.3.3.5.-Resultados obtenidos	58
5.3.3.6.-Análisis de los resultados	59
5.3.3.7.-Validación de la prueba de carga	59
5.3.3.8.-Aptitud de la estructura	61
5.3.3.9.-Categorización de la estructura de acuerdo con la une en-15528.....	62
5.3.3.9.1.-Determinación de la categoría del puente.....	62
5.3.3.10.-Clasificación eti	63
5.3.3.11.-Capacidad para transporte excepcional	64
5.3.4.-CARACTERIZACIÓN DINÁMICA.....	66
6.- DISPOSICIONES TRANSITORIAS Y ENTRADA EN VIGOR	66
7.- NORMATIVA DE REFERENCIA Y BIBLIOGRAFÍA	66
I.ANEJO A – EJEMPLO CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN UNE EN-15528.....	68
II.ANEJO B – CLASIFICACIÓN ETI	70
III.ANEJO C – HISTORICO TRANSPORTES EXCEPCIONALES.....	73
IV.ANEJO D – EJEMPLO COMPROBACIÓN TRANSPORTE EXCEPCIONAL	74
V.ANEJO E – DOCUMENTACIÓN PARA CARGA DE DATOS EN SISTEMA INFORMÁTICO	79
VI.ANEJO F – HISTORICO TRENES DE CARGA.....	81
VII.ANEJO G – ACTA DE PRUEBA DE CARGA	89

1.-OBJETO

La presente norma tiene por objeto fijar los requerimientos mínimos que deben exigirse en el diseño y ejecución de las pruebas de carga exigidas a las estructuras (puentes y viaductos), ya sean nuevas o existentes, gestionadas por Adif y Adif Alta Velocidad (en adelante Adif), en cumplimiento del REVINFE-23.

No forma parte del objeto de este documento el cálculo de la propia estructura, sus bases o proceso de cálculo, siendo de aplicación toda la normativa vigente nacional y europea aplicable en la materia.

2.-CAMPO DE APLICACIÓN

Se distinguen dos tipos de pruebas de carga: en puentes situados en líneas o tramos en construcción y puentes situados en líneas o tramos en servicio.

Para los puentes situados en líneas o tramos dados de baja provisional o definitiva, el presente documento se podrá utilizar como documento de referencia en el caso que se estime oportuno realizar una prueba de carga ferroviaria.

En el caso de puentes situados en líneas o tramos en construcción, el objeto de la prueba será verificar la adecuada concepción y ejecución del puente, mediante la evaluación de su comportamiento estructural. Para ello se comparará la respuesta real y la esperada, según el modelo de cálculo específico. Se considerarán también como de nueva construcción, aquellos puentes que hayan sido sometidos a obras de ampliación, refuerzo o rehabilitación que modifiquen su geometría o comportamiento estructural, así como los afectados por cambios importantes en sus condiciones de explotación.

En el caso de obra nueva se realizan dos ensayos de pruebas de carga:

- Una primera prueba de carga es realizada por el contratista que construye el puente, dentro del contrato de obras de un tramo de línea. Esta prueba, que se realiza con camiones, es preceptiva para la recepción del tramo de obra por el Ministerio. El Inspector que recibe la obra exige los informes de las pruebas de carga de los puentes incluidos en el correspondiente tramo. La presente norma no es de aplicación para este primer ensayo de prueba de carga.
- Una segunda prueba de carga se realiza con vehículos ferroviarios, una vez ejecutado el montaje de vía, para la puesta en servicio del puente. Esta prueba se gestiona mediante un contrato de asistencia técnica entre Adif y una ingeniería especializada y la aportación por Adif de los vehículos ferroviarios mencionados. Esta segunda prueba es la definida en la presente norma.

En el caso de puentes situados en líneas o tramos en servicio, el objeto de la prueba será ampliar el conocimiento del estado de la estructura mediante la evaluación de su comportamiento estructural, bien periódicamente o como consecuencia de inspecciones que así lo aconsejen.

Puentes situados en líneas o tramos en construcción.

Se realizarán pruebas de carga de puesta en servicio, en todos los puentes de nueva construcción en los que alguno de sus vanos tenga una luz igual o superior a 10 m, independientemente de su tipología o material constructivo. Se excluyen los de montera superior a 2,5 m, entendiéndose por tal la distancia vertical entre el punto más alto del tablero, arco, cajón o marco y la base de apoyo del balasto.

Además, el administrador de la infraestructura incluirá en el grupo anterior, aquellos puentes de luz inferior cuya tipología o características especiales lo aconsejen.

Puentes situados en líneas o tramos en servicio.

Se realizarán pruebas de carga de control de la obra en servicio en todos los puentes de estructura metálica o mixta de luz igual o superior a 10 m. Se excluyen los de montera superior a 2,5 m. En puentes con estructura de hormigón armado o de fábrica no será necesario realizar pruebas de carga de control de la obra en servicio, salvo como consecuencia de inspecciones principales o especiales o que así lo aconsejen.

Cuando se realicen puentes de nueva construcción en líneas en servicio, se realizarán pruebas de carga de puesta en servicio, en todos los puentes de nueva construcción en los que alguno de sus vanos tenga una luz igual o superior a 10 m, independientemente de su tipología o material constructivo. Se excluyen los de montera superior a 2,5 m, entendiéndose por tal la distancia vertical entre el punto más alto del tablero, arco, cajón o marco y la base de apoyo del balasto.

Además, el administrador de la infraestructura incluirá en el grupo anterior, aquellos puentes de luz inferior cuya tipología o características especiales lo aconsejen.

3.-DEFINICIÓN DE TÉRMINOS EMPLEADOS

Acción: es toda causa capaz de originar una solicitud o un efecto en la estructura o en alguno de sus elementos. (IAPF-07)¹.

Apoyo: elemento que sustenta una estructura o una parte de ella. (IAPF-07).

Aptitud ADIF: evaluación del comportamiento estructural del puente considerando la actuación simultánea de las acciones verticales y las acciones complementarias. (ADIF-PC).

Aptitud REVINFE-23: evaluación del comportamiento estructural del puente considerando únicamente la actuación de las acciones verticales. (REVIENFE-23).

Balasto: grava de naturaleza rocosa sobre la que asientan las traviesas. (IAPF-07).

Carril: elemento lineal de acero utilizado para el soporte y guiado del material rodante, así como para transmitir las corrientes eléctricas de retorno de las instalaciones de electrificación y de señalización. (IAPF-07).

Coefficiente de impacto medido: es el cociente entre la solicitud dinámica máxima producida por una carga móvil dividido entre la solicitud estática producida por la misma carga situada en la posición más desfavorable.

Coefficiente dinámico estimado: es el factor de amplificación dinámica calculado a partir de las fórmulas establecidas en el anexo C de la UNE-EN 1991-2: 2019.

¹ Definición recogida de la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril, IAPF-07.

Defecto o daño: cambio perjudicial en la condición física de un elemento que se produce por el tiempo, la utilización o por causas externas. Puede conducir al cese de la aptitud de un elemento para realizar una función requerida. (ADIF – IB)².

Elemento: parte, componente, dispositivo, subsistema, unidad funcional, equipo o sistema que puede describirse y considerarse de forma individual. (ADIF – IB).

Estribo: estructura de soporte del extremo de un puente que permite la conexión entre estructura y terraplén, dando continuidad a la plataforma de la vía. (IAPF-07).

Estructura: conjunto de elementos de una construcción que forman la parte resistente y sustentante de la misma. (IAPF-07).

Inspección: examen de la conformidad mediante medición, observación o ensayos de las características relevantes de un elemento. En función de su objetivo pueden ser básicas, principales o especiales. En función de los elementos del activo al que apliquen, pueden ser ordinarias o parciales. (ADIF – IB).

Luz, en puentes de tablero recto: la distancia entre líneas de apoyo medidas a lo largo de su directriz.

Luz, en puentes de tipo cajón o marco: la distancia entre los paramentos vistos de sus estribos o hastiales.

Luz, en puentes arco: la distancia entre los arranques del arco.

Obra de paso: estructura que permite salvar una discontinuidad en el trazado ferroviario.

Puentes de fábrica: puentes contruidos, con piedras más o menos labradas, con ladrillo o con hormigón en masa (PUENTES DE FÁBRICA Y HORMIGÓN ARMADO TOMO I GENERALIDADES, MUROS Y PEQUEÑAS OBRAS. Eugenio Ribera; 1934). Esta clasificación no solo responde a un criterio evidentemente histórico, sino a un esquema resistente similar al que se le asocian comportamientos y daños similares.

Puentes de hormigón armado: puentes, que llevan armaduras metálicas dentro, de la masa del hormigón (PUENTES DE FÁBRICA Y HORMIGÓN ARMADO TOMO I GENERALIDADES, MUROS Y PEQUEÑAS OBRAS; Eugenio Ribera; 1934). A lo que a día de hoy debemos completar con: Pudiendo ser estas armaduras metálicas, o no metálicas, tanto activas como pasivas.

Puente metálico: aquellos puentes en cuyos tableros todos sus elementos estructurales sean metálicos.

Puente Mixto: puente en los que los elementos estructurales que constituyen el tablero son una combinación de elementos de hormigón armado y metálicos que trabajan solidariamente.

Pila: soporte intermedio de un puente. (IAPF-07).

Puente de ferrocarril: toda obra de paso que permita salvar una discontinuidad en el trazado ferroviario.

Tablero de un puente: elemento de la estructura que recoge directamente las cargas del balasto, traviesas o vía en placa. Según el contexto en el que se emplee puede tener dos acepciones diferentes:

- En el contexto de la tipología longitudinal del puente, el termino tablero suele referirse a la totalidad de la estructura resistente del puente dispuesta entre los apoyos, que transmite las cargas a los mismos. (IAPF-07).

² Definición recogida de la Instrucción técnica de Adif para Inspecciones básicas, NAP 2-4-0.0.

- Para descripciones detalladas o en ciertas tipologías, como las metálicas, donde pueden existir vigas principales (longitudinales) diferenciadas, el termino tablero puede referirse únicamente a la parte de la estructura que transmite las cargas a dichas vigas principales. (IAPF-07).

Valor característico de una acción: es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un periodo de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción. (IAPF-07).

Vano de un puente: parte de un puente entre dos soportes. (IAPF-07).

Vanos similares: aquellos de idéntica solución estructural y cuyas diferencias de luz no superen el 10 %.

Velocidad máxima de circulación: velocidad máxima admisible conforme al cuadro de velocidades máximas vigente.

Velocidad máxima autorizada: la máxima velocidad a la que se realiza el ensayo de la prueba de carga. Viene limitada por la máxima velocidad de circulación dependiendo del estado de la vía en el momento del ensayo o por la máxima velocidad del material móvil con el que se realiza el ensayo de la prueba de carga.

Viaducto: sinónimo de puente. Terminó más utilizado en el ámbito ferroviario de alta velocidad. (IAPF-07).

4.-ÍNDICES TIPO PARA EL PROYECTO DE PRUEBA DE CARGA E INFORME DE PRUEBA DE CARGA

Como se ha mencionado en el apartado 2.- CAMPO DE APLICACIÓN, se distinguen dos tipos de pruebas de carga en puentes: los situados en líneas o tramos en construcción y los situados en líneas o tramos en servicio.

En el caso de puentes situados en líneas o tramos en construcción, la prueba de carga se formaliza mediante dos documentos:

- Proyecto de prueba de carga (PPC): el proyecto de construcción del puente incluirá el correspondiente proyecto de prueba de carga del mismo. La empresa especializada encargada de realizar la prueba de carga, realizará una revisión del mismo, proponiendo su aceptación o las modificaciones que se estimen necesarias, pudiendo incluso redactar una nueva edición del PPC. En el PPC se recogerá: Estudio de la documentación previa, el análisis teórico de la estructura, el plan de prueba (viabilidad y finalidad de la prueba, magnitudes que deben medirse y localización de los puntos de medida, procedimientos de medida, etc.).
- Informe de prueba de carga (IPC): Redactado tras la construcción del puente por la empresa que realiza el ensayo de prueba de carga, se tratará de un documento aparte del PPC y por lo tanto, independiente del proyecto de construcción del puente. En este documento se recogerán tanto el plan de prueba de carga seguido como los resultados, análisis y conclusiones.

De igual manera, en los puentes situados en líneas o tramos en servicio se editarán ambos documentos, pero en este caso:

- Proyecto de prueba de carga (PPC): Redactado por la empresa que realice la prueba de carga previamente a la realización del ensayo. En el PPC se recogerá: Estudio de la documentación previa, el análisis teórico de la estructura donde se fijarán los valores previstos de las medidas y sus criterios de estabilización, el plan de prueba en el que se recogen todas las especificaciones necesarias para la ejecución del ensayo de prueba de carga, tales como trenes y estados de carga, puntos de instrumentación, aparatos de medida, medios auxiliares necesarios, material ferroviario a utilizar, etc.
- Informe de prueba de carga (IPC): Redactado por la empresa que realice la prueba de carga tras la realización del ensayo. En este documento se recogerán tanto el plan de prueba de carga seguido como los resultados, análisis y conclusiones, el PPC se incluirá como anejo.

El índice tipo a seguir es el siguiente según el caso; en cada punto se indica en los documentos, PPC o IPC, que se debe incluir:

i. Puentes situados en líneas o tramos en construcción:

Respecto del PPC :

1. INTRODUCCIÓN
2. DATOS SOBRE LA ESTRUCTURA
3. ANÁLISIS DEL PROYECTO Y MODELO DE CÁLCULO UTILIZADO
4. JUSTIFICACIÓN DE LA CARGA DE PRUEBA
5. MEDIDAS A REALIZAR
 - 5.1. Flechas
 - 5.2. Deformaciones unitarias
 - 5.3. Aceleraciones
 - 5.4. Otras medidas
6. PLAN DE CARGA Y PROGRAMACIÓN DEL ENSAYO
 - 6.1. Pruebas estáticas
 - 6.2. Pruebas dinámicas
7. PREVISIÓN DE RESULTADOS

ANEJOS

ANEJO 2A: DOCUMENTACIÓN GRÁFICA UTILIZADA

ANEJO 2B: EVALUACIÓN DE FLECHAS

ANEJO 2C: TREN DE CARGAS Y SITUACIÓN DE APARATOS DE MEDIDA

Respecto al IPC:

1. INTRODUCCIÓN
 - 1.1. Antecedentes.
2. OBJETO DEL INFORME
3. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA
4. INSPECCIÓN PRELIMINAR
5. ANÁLISIS DEL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA
 - 5.1. Definición completa de elementos.
 - 5.2. Acciones consideradas.
 - 5.3. Modelización empleada.
 - 5.4. Materiales y coeficientes de cálculo.
 - 5.5. Evaluación de la situación estructural.
6. PLAN DE PRUEBAS
 - 6.1. Acciones reproducidas.
 - 6.2. Puntos de medida.
 - 6.3. Equipos utilizados.
 - 6.4. Resultados previstos.
7. PRUEBA DE CARGA
 - 7.1. Descripción.
 - 7.2. Resultados obtenidos.
8. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS
 - 8.1. Pruebas estáticas.
 - 8.2. Pruebas dinámicas.
9. CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEJOS

ANEJO 1.- DOCUMENTACIÓN FACILITADA POR EL ADIF

ANEJO 2.- PROYECTO DE PRUEBA DE CARGA

ANEJO 3.- ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN TREN DE CARGA

- ANEJO 4.- REGISTRO DE MEDIDAS
- ANEJO 5.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO
- ANEJO 6.- ACTA DE LA PRUEBA DE CARGA
- ANEJO 7.- CALIBRACIÓN EQUIPOS DE MEDIDA UTILIZADOS
- ANEJO 8.- PERSONAL TÉCNICO ENCARGADO DE LA PRUEBA

ii. Puentes situados en líneas o tramos en servicio:

- 1. INTRODUCCIÓN (PPC/IPC)
 - 1.1. Antecedentes
 - 1.2. Documentación Previa
 - 1.3. Objeto del documento
 - 1.4. Alcance
- 2. TRABAJOS DESARROLLADOS (PPC/IPC)
- 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA (PPC/IPC)
 - 3.1. Aspectos generales
 - 3.2. Datos estructurales
 - 3.3. Estribos
 - 3.4. Aparatos de apoyo
 - 3.5. Vigas Principales
 - 3.6. Tablero
 - 3.7. Arriostramientos
 - 3.8. Paseos de servicio
 - 3.9. Material de vía
- 4. INSPECCIÓN TÉCNICA (Puentes en líneas en servicio: PPC; Puentes en líneas en construcción: IPC)
 - 4.1. Estribos
 - 4.2. Aparatos de apoyo
 - 4.3. Vigas principales
 - 4.4. Tablero
 - 4.5. Arriostramientos
 - 4.6. Paseos de servicio

- 4.7. Material de vía
- 5. PROGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN (PPC & IPC)
 - 5.1. Puntos de medidas
 - 5.2. Equipos utilizados
 - 5.2.1. Elementos sensores
 - 5.2.2. Acondicionadores de señal
 - 5.2.3. Equipos de control, registro y análisis
- 6. ANÁLISIS TEÓRICO (PPC)
 - 6.1. Bases de cálculo
 - 6.1.1. Materiales
 - 6.1.2. Modelo de cálculo
 - 6.1.3. Hipótesis de carga y coeficientes
 - 6.2. Resultados
- 7. ENSAYO DE PRUEBA DE CARGA (PPC & IPC)
 - 7.1. Descripción de la prueba de carga (PPC & IPC)
 - 7.2. Medidas experimentales (IPC)
- 8. CONTRASTE, ANÁLISIS Y EXTRAPOLACIÓN DE RESULTADOS-MEDIDAS EXPERIMENTALES (IPC)
 - 8.1. Validación de la prueba de carga
 - 8.2. Aptitud del Puente
 - 8.2.1. REVINFE-23
 - 8.2.2. ADIF
 - 8.3. CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LA NORMA UNE – EN – 15528:2015
 - 8.4. CLASIFICACIÓN SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE INTEROPERABILIDAD (E.T.I.)
 - 8.5. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA PARA EL TRANSPORTE EXCEPCIONAL
- 9. CONCLUSIONES (IPC)
 - 9.1. Validación de la prueba de carga
 - 9.2. Aptitud del Puente
 - 9.2.1. REVINFE-23
 - 9.2.2. ADIF

9.3. Categorización de la estructura de acuerdo con la norma UNE – EN – 15528:2015

9.4. Clasificación según las especificaciones técnicas de interoperabilidad (E.T.I.)

9.5. Capacidad de la estructura para el transporte excepcional

9.6. Recomendaciones de reparaciones, refuerzos y mejoras en caso de que proceda

10. COMPATIBILIDAD DINÁMICA (IPC)

11. ANEJOS

11.1. Planos (PPC/IPC)

11.2. Croquis de instrumentación (PPC/IPC)

11.3. Documentación fotográfica (PPC/IPC)

11.4. Registro de medidas (IPC)

11.5. Medición (Superficie libre susceptible de ser pintada y masa de la estructura) (PPC/IPC)

11.6. Cálculo (PPC/IPC)

11.7. Daños (PPC & IPC)

11.7.1. Croquis de daños

11.8. Proyecto de Prueba de Carga (IPC)

11.9. Modelo A2 del acta de prueba de carga (IPC)

11.10. Documentación para carga de datos en sistema informático (IPC).

5.-METODOLÓGIA PARA LA PRUEBA DE CARGA

5.1.-INTRODUCCIÓN

Con las pruebas de carga, se busca realizar una recopilación y análisis sistemático de los parámetros estructurales de los puentes con objeto de:

- Poder realizar las comprobaciones de compatibilidad dinámica y estática tren-ruta de modo que se garantice la seguridad, funcionalidad y operación eficiente del transporte ferroviario.
- Evaluar la aptitud del puente frente a las máximas sobrecargas de explotación habituales de la línea. (Aptitud REVINFE-23 y Aptitud ADIF).

Adicionalmente, se puede confirmar los siguientes parámetros con la prueba de carga si no se dispone de los mismos durante la fase de proyecto:

- Categorizar el puente según la norma UNE-EN 15528:2015 (Anexo A).
- Determinar la clasificación E.T.I., desde el punto de vista de la capacidad portante, para permitir aplicar de forma eficaz los criterios de interoperabilidad ferroviaria establecidos por la normativa europea.
- Determinar la clasificación del puente frente a transportes excepcionales.

Para evaluar la aptitud para el servicio, los puentes de ferrocarril se pueden englobar en tres grupos:

- Puentes en líneas en construcción. El objetivo de la prueba de carga es verificar que el comportamiento estructural del puente real corresponde y es coherente con los modelos analíticos e hipótesis usadas en su diseño.
- Puentes en líneas en servicio:
 - Puentes metálicos anteriores a la entrada en vigor de la Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril de 1975. En estos casos, la prueba de carga sirve para realizar una comprobación de la capacidad portante de cada uno de los elementos que componen el puente, se realiza un análisis completo de la estructura y se verifican los coeficientes de seguridad de cada elemento.
 - Resto de Puentes.

5.2.-PUENTES SITUADOS EN LÍNEAS O TRAMOS EN CONSTRUCCIÓN

5.2.1.-Estudio documental e inspección de la estructura

La evaluación del puente requiere información fiable sobre la estructura y su condición actual. Por lo tanto, un estudio documental detallado y una inspección del puente son obligatorias.

5.2.1.1.-ESTUDIO DOCUMENTAL

Toda la información existente sobre el puente debería ser recopilada y revisada incluyendo:

a) Datos básicos de partida:

- Planos de la estructura incluidos en el proyecto as built. En su defecto, planos y documentación gráfica que permita establecer la geometría y esquemas estructurales de la obra construida: alzados, plantas, secciones transversales, esquemas estructurales, pilas y estribos, apoyos, otros detalles estructurales.
- Situación geográfica del tramo y descripción del entorno y de cuantas circunstancias estuvieran relacionadas con el acceso de la estructura y su conservación.
- Características mecánicas principales de los materiales (módulos elásticos, densidad) así como de los apoyos y la cimentación, obtenidos a partir de la documentación de control de calidad y ejecución y control de materiales de la estructura durante su construcción.
- Datos y secciones tipo de elementos no estructurales sobre el tablero: vía, espesor de capas de balasto o placa, otros elementos no estructurales.
- Condiciones de explotación ferroviaria:
 - Velocidad máxima sobre el puente.
 - Limitaciones adyacentes.
 - Limitaciones de carga existentes.
 - Microclima.

b) Parámetros medidos o calculados en el proyecto de construcción: (Se detallará en cada apartado de esta norma):

- Mediciones básicas: características geométricas y mecánicas de la sección (canto, áreas, momentos de inercia de secciones, etc.).
- Modos y frecuencias propias fundamentales, índice de amortiguamiento estructural. En los puentes de tablero recto isostático, simplemente apoyado en sus extremos, en principio es suficiente con el primer modo de vibración, en otros casos los modos con frecuencias propias por debajo de 30 Hz.

c) Trenes reales o modelos de carga que son necesarios comprobar, según proyecto de construcción.

5.2.1.2.-INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se realizará como primera actividad una Inspección Preliminar de la estructura que vaya a ser objeto de prueba de carga, al objeto de obtener datos sobre los siguientes aspectos:

- Entorno, ubicación y accesos.
- Estado de los elementos estructurales y otros aspectos anómalos que afecten al funcionamiento, durabilidad o estética de la obra.
- Si se detectan fisuraciones se tomará registro (como mínimo ubicación y abertura de fisura) de su estado previo a la aplicación de las cargas para su posterior comparación con el correspondiente a la estructura bajo la acción de los esfuerzos aplicados durante el ensayo.
- Estado y situación de los elementos de apoyo.
- Estado de los elementos no estructurales del puente (barandillas, superestructura de vía, etc.).
- Geometría y tipología real para su posterior contraste con los datos de Proyecto.
- Dificultades y viabilidad para la realización de la prueba en los distintos vanos de la obra.
- Medios auxiliares necesarios para la instrumentación y realización de la prueba de carga.

Además de la inspección "in situ" se realizará un Análisis del Proyecto de la estructura, de sus eventuales modificaciones durante la construcción, de los resultados del control de calidad realizado y del proyecto de prueba de carga, en caso de que éste venga incluido en el proyecto de la estructura, todo ello para comprobar que:

- Los diversos elementos estructurales de la obra tienen una definición precisa y completa.
- Las acciones, modelización, procesos de cálculo de esfuerzos, criterios de dimensionamiento de secciones y otros aspectos son acordes con la normativa vigente.
- El proyecto de prueba de carga es completo y adecuado según la normativa vigente.

Para más detalle ver NAP 2-4-1.0 "*Inspección Principal de Puentes de Ferrocarril*".

5.2.2.-Comportamiento estructural del puente

El objetivo de la prueba de carga es verificar que el comportamiento estructural del puente real corresponde y es coherente con los modelos analíticos e hipótesis usadas en su diseño.

5.2.2.1.-ACCIONES REPRODUCIDAS

Se definirá la sobrecarga a utilizar para la prueba de carga, en función de la disponibilidad de medios, tipo de vía, etc. Si fuese posible, se utilizarían las máximas sobrecargas de circulación en la línea.

Prueba estática

- Los estados de carga de la prueba son los que producen los máximos esfuerzos sobre el tablero. Las medidas se deben realizar en base a la siguiente secuencia para cada uno de los vanos:
 - Escalón 0: Medida de lecturas iniciales.
 - Escalón 1: Colocación de la sobrecarga en el vano.
 - Escalón 2: Estabilización, medida y registro de las lecturas. Realización de medidas continuas hasta comprobar la estabilización de las mismas.
 - Escalón 3: Descarga del tablero.
 - Escalón 4: Realización de lecturas comprobando que se alcanzan las recuperación exigidas por el REVINFE-23.
- Prueba cuasi estática (Paso del tren de cargas a velocidades muy reducidas en torno a 5 - 10 km/h).

Prueba dinámica

- Se realizarán varias series de pruebas dinámicas donde el tren de carga circulará a lo largo del grupo de vanos instrumentados en la vía con el objeto de obtener parámetros tales como el coeficiente de impacto, las frecuencias naturales del puente y el amortiguamiento. Como mínimo se deberán realizar en cada serie las siguientes pruebas dinámicas:
 - Paso del tren de cargas a una velocidad intermedia.
 - Paso del tren de cargas a la máxima velocidad autorizada.
 - Prueba de frenado en la que el tren de cargas, circulando a la máxima velocidad autorizada, activa el sistema de frenado sobre la estructura.

5.2.2.2.-PUNTOS DE MEDICIÓN Y MAGNITUDES A MEDIR

Las mediciones que se deben realizar durante la prueba son:

- Desplazamientos verticales (flechas).
- Desplazamientos verticales (apoyos).
- Deformaciones.
- Aceleraciones.

En general, se deben colocar como mínimo, dos transductores de desplazamiento vertical (flechas) en el centro de vano, coincidente en cota con el eje longitudinal de los apoyos. Adicionalmente se deben de medir los descensos verticales en los apoyos, en un número mínimo para poder obtener la flecha neta.

En cuanto a deformaciones, éstas se medirán en todos los centros de vano. Como norma general, en los mismos puntos donde se realiza el registro de flechas.

En las pruebas dinámicas se medirán las aceleraciones verticales mediante la disposición de acelerómetros. Asimismo deberán medirse las aceleraciones laterales en los puentes cuya primera frecuencia natural de vibración lateral sea inferior a 1,2 Hz así como las aceleraciones longitudinales en los puentes situados en zonas sísmicas. De forma general se dispondrán, al menos un acelerómetro por vano, debidamente anclados a elementos estructurales con el objetivo de estimar los primeros modos de vibración: flexión. En cualquier caso, se dispondrá como mínimo un acelerómetro por vano situado dentro del mismo con objeto de estimar la frecuencia fundamental. Si el puente es continuo será necesario disponer de un mayor número de acelerómetros. Tanto los acelerómetros como el sistema de medida deben configurarse para estimar con garantías modos de vibración hasta 30Hz y medir tanto respuestas forzadas como ambientales. Solo en el caso de puentes con frecuencias naturales muy altas, como pueden ser los de tipo marco cerrados, será necesario obtener al menos la frecuencia fundamental del puente, aunque esta sea superior al límite de 30Hz.

La medición dinámica contemplará tres fases: respuesta forzada ante el paso del tren, respuesta libre (tras el paso del tren) y respuesta ambiental (cargas ambientales).

A partir de la respuesta dinámica se podrán estimar las frecuencias, amortiguamientos y formas modales. La respuesta forzada permite valorar la respuesta en servicio (factor de amplificación dinámica y amplitudes máximas). De forma general, a partir del análisis de la respuesta libre se obtendrán la frecuencia y amortiguamiento del modo fundamental y a partir de la respuesta ambiental se podrá realizar el análisis modal del puente (formas modales y frecuencias propias).

Asimismo, se deben realizar un registro de temperatura y humedad con objeto de disponer de estos datos, que posteriormente son importantes para la interpretación de los parámetros obtenidos.

Las pruebas registradas se identificarán de acuerdo con su carácter estático o dinámico.

5.2.2.3.-EQUIPOS DE MEDICIÓN

Para la realización de pruebas de carga, el conjunto de los equipos de campo utilizados para la toma de datos experimentales en cada puente o estructura puede estar constituido por los elementos que se mencionan a continuación, debiendo indicar que todos ellos se encuentran en periodo vigente de verificación y/o calibración.

- Elementos sensores:
 - Sistema óptico laser y/o transductores de desplazamiento para medida de flechas y desplazamientos de apoyo.
 - Bandas extensométricas o sensores de fibra óptica para para la medida de deformaciones unitarias.
 - Acelerómetros para obtención de aceleraciones verticales.
 - Termómetro e higrómetro.
- Acondicionamientos de señal que realizan el tratamiento y amplificación de señales obtenidos en los diferentes sensores, generando salidas normalizadas para su registro posterior.

- Equipos de control y registro. Se deberá disponer de un sistema de registro continuo. La precisión del sistema de medida completo debe garantizar una precisión mínima para deformaciones unitarias de $2,0 \times 10^{-6}$ en puentes de hormigón y $5,0 \times 10^{-6}$ en puentes metálicos, 0,01 mm para desplazamientos y se recomienda utilizar acelerómetros de baja sensibilidad (1Volt/g) para vibraciones de alta amplitud $\pm 5g$, mientras que, para vibraciones de baja amplitud, $\pm 0,5g$, se recomiendan acelerómetros de alta sensibilidad (10 Volts/g), en términos de precisión 0,005g. Todos los equipos que se empleen deben encontrarse en periodo vigente de verificación y/o calibración.

5.2.2.4.-CÁLCULO TEÓRICO

Previo a la ejecución del ensayo de prueba de carga se debe crear un modelo de cálculo de la estructura, con el fin de identificar los valores aproximados de los desplazamientos verticales y horizontales, frecuencias naturales del puente, etc. La obtención de estos valores teóricos son de gran importancia ya que determina el tipo de sensor a utilizar, su ubicación óptima, el tiempo de ejecución de la prueba, etc.

El proyectista facilitará el modelo de cálculo al Administrador de la Infraestructura en formato ejecutable con un software de mercado.

Una vez realizado el ensayo de prueba de carga, el modelo de cálculo será calibrado con los parámetros obtenidos en el ensayo de prueba de carga.

5.2.2.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico

Previo a la realización de la prueba de carga, se debe realizar un cálculo teórico de la capacidad portante del puente para obtener las flechas y tensiones esperadas que se producen al actuar sobre el mismo los trenes de carga utilizados en la Prueba de Carga.

El nivel de carga alcanzado durante las pruebas estáticas deberá ser representativo de las acciones de servicio. Para ello, las solicitaciones estáticas obtenidas en las secciones críticas, deberán alcanzar unos porcentajes adecuados para poder evaluar la aptitud de la estructura, acordes con el tipo y características geométricas de la propia estructura y con las cargas disponibles para la realización de las pruebas estáticas. Estos porcentajes no deben superar nunca el 70 % de los valores estáticos teóricos producidos por el tren de cargas ferroviario del proyecto constructivo.

Todas las hipótesis se han de efectuar sin la aplicación de factores de mayoración de cargas. Las hipótesis de carga consideradas para el cálculo de las flechas teóricas de la prueba de carga son:

- Hipótesis 1: Cargas correspondientes a las de la locomotora en la posición de la prueba de carga estática.
- Hipótesis 2: Peso propio de la estructura y las cargas permanentes para la estimación de la frecuencia fundamental de oscilación de la estructura, como pueden ser:
 - Los paseos de servicio.
 - Superestructura.
 - Sistemas de drenaje.
 - Instalaciones.

5.2.2.4.2.-Resultados teóricos previstos

En el proyecto de prueba de carga, figurarán la relación de los desplazamientos verticales y las deformaciones unitarias que cabría esperar durante el ensayo estático de la estructura, así como las frecuencias naturales y sus correspondientes modos de vibración de la estructura.

Será necesario incluir unas tablas resumen, con las deformaciones y los desplazamientos teóricos previstos para el tren de pruebas en la prueba estática.

Deformaciones previstas		
Banda	Posición	Estática

Tabla 1.

Desplazamientos previstos (mm)	
Transductor/Sistema Óptico Laser	Estática

Tabla 2.

5.2.2.5.-RESULTADOS OBTENIDOS

Pruebas estáticas

Una vez estabilizadas las medidas se obtienen los valores correspondientes a la prueba estática. Se habrá de diferenciar entre los siguientes términos:

- Flecha obtenida: corresponde a las flechas medidas en cada caso por el captador correspondiente en el centro del vano.
- Flecha Neta: se obtiene restando a los valores de la flecha obtenida los correspondientes descensos de apoyos situados en los estribos o pilas de la estructura ensayada. Cabe destacar que en los casos en que la instrumentación del apoyo no pueda realizarse exactamente en el eje de este, deberá corregirse el valor del descenso registrado con el propósito de tener en cuenta la deformación de la viga, de acuerdo con el esquema que se presenta a continuación:

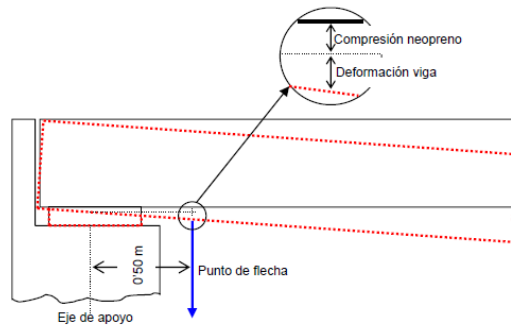


Figura 1.

- Flecha remanente: son los valores residuales de flecha una vez descargado el puente, permitiendo constatar si existe una adecuada recuperación de la estructura.

Pruebas dinámicas

A partir de un tratamiento analítico de los resultados obtenidos en estas pruebas se determinarán tres parámetros que caracterizan la respuesta dinámica de la estructura analizada, éstos son:

- Coeficiente de impacto medido: El valor del coeficiente de impacto, en un determinado punto instrumentado, se ha de calcular a partir de la comparación entre el máximo desplazamiento dinámico registrado, ya sea en la prueba dinámica a una velocidad intermedia, en la de máxima velocidad o en la de frenado, con el correspondiente a la señal registrada en la prueba dinámica lenta.
- Análisis de frecuencias naturales: A partir de las señales registradas en las pruebas dinámicas, principalmente de las aceleraciones se puede llevar a cabo un análisis de frecuencias. Se obtiene como resultado final del análisis modal operacional que permite determinar el valor de las frecuencias naturales en Hz de un determinado vano solicitado solo por la carga permanente. Para puentes de vanos isostáticos, con el primer modo de vibración (frecuencia fundamental) es suficiente, en el caso de puentes con vanos continuos es necesario obtener todas las frecuencias naturales por debajo de 30Hz y sus modos de vibración correspondientes.
- Amortiguamiento estructural: La estimación de la relación de amortiguamiento, para los distintos vanos, se obtiene a partir del registro de aceleraciones mediante el análisis del decremento de la vibración del puente después del paso del tren.

5.2.2.6.-ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Pruebas estáticas

- Comparación de los valores de las flechas y deformaciones registradas con los resultados teóricos previstos.
- Comprobación de que la relación entre la luz del vano y la flecha máxima son admisibles y superiores a la relación luz/flecha crítica.
- Comprobación de que las recuperaciones obtenidas permiten concluir que, durante la realización de la prueba de carga, todos los vanos han permanecido en régimen elástico.

Pruebas dinámicas

- Análisis de los valores del coeficiente de impacto medidos.
- Comparación de los valores de las frecuencias registradas con las calculadas.
- Obtención de las tasas de amortiguamiento y coeficientes de amplificación dinámica a partir de los registros de aceleración.

5.2.2.7.-VALIDACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

Los criterios de validación de la prueba son:

Pruebas estáticas

Se verificará que el porcentaje entre las flechas máximas obtenidas y las previstas en el proyecto de prueba de carga es:

- Mayor de 60 %.
- Menor de:
 - 115 % en puentes de hormigón armado o mixtos.
 - 110 % en puentes de hormigón pretensado o metálicos.

Pruebas dinámicas

En este tipo de pruebas se deberá realizar una interpretación de los resultados en consonancia con los trenes de carga y velocidades empleadas en las pruebas. Las magnitudes a evaluar serán las frecuencias naturales de vibración, su amplitud, el amortiguamiento, el coeficiente de amplificación dinámica o de impacto.

- Las frecuencias naturales no diferirán de la calculada teóricamente en mayor medida de lo que hayan hecho las flechas, teniendo en cuenta que, las flechas son inversamente proporcionales a la rigidez de la estructura, cuanto más rígida es la estructura menores son las flechas, mientras que con las frecuencias, cuanto más rígida es la estructura las frecuencias son mayores, la frecuencia es proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez.

Si se cumplen todas las exigencias anteriores, se considera que los resultados de la prueba son satisfactorios, y por tanto es válida. En caso contrario, se determinarán las causas en el correspondiente informe de la prueba, analizando si se justifica el resultado, de cara a la validez o no de la prueba.

Será necesario incluir unas tablas resumen del siguiente tipo:

VANO	FLECHAS PREVISTA (mm)	FLECHA OBTENIDA (mm)	F.OBTENIDA/F.PREVISTA (%)
1			
2			
N			

Tabla 3.

VANO	FRECUENCIA OBTENIDA (Hz)	FRECUENCIA PREVISTA (Hz)	$\left(\frac{f_{\text{prevista}}}{f_{\text{obtenida}}}\right)^2$ (%)
1			
2			
N			

Tabla 4.

VANO	ξ Relación de Amortiguamiento (%)
1	
2	
N	

Tabla 5.

5.2.2.8.-APTITUD DE LA ESTRUCTURA

Si la prueba de carga ha sido declarada '*válida*', es necesario evaluar la aptitud del puente en función de su estado y del comportamiento estructural (flechas, tenso-deformacional, fisuración, etc.) de sus elementos relevantes, aparatos de apoyo, equipamiento, etc.

Se comprobará que los valores remanentes obtenidos en la prueba de carga (expresados en forma de porcentaje respecto a los máximos medidos en cada escalón), cumplirán lo siguiente:

- Puentes de hormigón armado: menor de 20 %.
- Puentes de hormigón pretensado y mixtos: menor de 15 %.
- Puentes metálicos: menor de 10 %.

VANO	RECUPERACION FLECHAS %	RECUPERACION DEFORMACIONES %
	% valor recuperado	% valor recuperado
1		
2		
N		

Tabla 6.

Es necesario comprobar que la rigidez general de la estructura es adecuada para la explotación ferroviaria. La flecha máxima obtenida en el vano debe ser menor a la correspondiente para el diseño de L/600. Es necesario tener en cuenta que las solicitaciones producidas por el tren real de la prueba de carga son menores que las del tren de proyecto y por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido en el vano debe ser proporcional a dichas solicitaciones:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{600} \frac{M_f(tp)}{M_f(tr)}$$

Siendo:

δ_{max} : Desplazamiento vertical máximo (flecha).

L : Luz del vano.

$M_f(tp)$: Momento flector máximo positivo en el vano de estudio debido, exclusivamente, a las acciones características del tren de proyecto tp .

$M_f(tr)$: Momento flector máximo positivo en el vano de estudio debido, exclusivamente, a las acciones características del tren real de la prueba de carga tr .

En el caso de que no se cumpla la comprobación anterior será necesario realizar un análisis en detalle:

- Si la prueba de carga es "válida", según lo estipulado en el apartado 5.2.2.7. Con el mismo modelo de cálculo que el utilizado para la prueba de carga, se evaluará la flecha teórica con las cargas de diseño de la IAPF-07 comprobando que se cumpla la siguiente condición.

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{600}$$

En caso de no cumplirse, el puente se considera "No Apto".

- Si la prueba de carga es "no válida" y adicionalmente se están obteniendo valores de desplazamiento verticales por encima de los límites establecidos, será necesario repetir el ensayo de prueba de carga.

Será necesario incluir unas tablas resumen del siguiente tipo:

DESPLAZAMIENTO VERTICAL	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO N
FLECHA OBTENIDA (MM)			
FLECHA/LUZ			

Tabla 7.

5.2.2.9.-CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LA UNE-EN_15528

La categorización de la estructura de acuerdo a la UNE-EN 15528 ha de realizarla el proyectista en el proyecto de construcción. En el caso de puentes situado en líneas o tramos en construcción (puentes diseñados con la IAPF-07), se considerará la categoría E5 para líneas de ancho ibérico o ancho internacional y la categoría C2 para líneas de ancho métrico.

5.2.2.10.-CLASIFICACIÓN ETI

La clasificación ETI ha de realizarla el proyectista en el proyecto de construcción.

Para estructuras nuevas diseñadas con la IAPF-07 la clasificación, en cuanto a la capacidad estructural, será P1, P2 o P3 para viajeros (P3a o P3b en función de la velocidad) y F1 para mercancías. Para más información ver el anejo B.

Ejemplo 1.

Se sabe que la categoría de línea de acuerdo a la UNE-EN_15528, en cuanto a la capacidad portante para un puente en concreto es:

Categoría: D4

Por lo tanto la clasificación ETI equivalente, en cuanto a capacidad estructural del puente, sería:

Viajeros: P3b o P3a (en función de la velocidad máxima de circulación de la línea)

Mercancías: F1

5.2.2.11.-CAPACIDAD PARA TRANSPORTES EXCEPCIONALES

El contenido de este apartado ha de realizarlo el proyectista en el proyecto de construcción.

Para la determinación de la capacidad portante de la estructura frente al paso de un transporte excepcional será necesario obtener los máximos esfuerzos axiles, cortantes y momentos flectores en los diferentes elementos del puente (pilas, tablero, vigas, arcos, etc.). Se han de comparar las máximas sollicitaciones generadas por las acciones de la instrucción de diseño del puente con las máximas sollicitaciones producidas por el modelo SW/2 y modelo TTE Excepcional ADIF definidos más adelante.

Las acciones a tener en cuenta en el cálculo para que el puente quede bien definido de cara a futuras autorizaciones de tráfico de transportes excepcionales sobre la estructura en estudio son las siguientes:

- Modelo de cargas de la Instrucción de diseño del puente.
- Modelo de cargas SW/2 definido en la norma UNE-EN 1991-2:2019.
- Modelo de cargas TTE-ADIF que se ha determinado basándose en el histórico de transportes excepcionales (ver anejo C).

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Paso 1: Determinar los máximos momentos flectores (positivos y negativos), esfuerzos cortantes y axiles a lo largo de toda la longitud del puente producidos por las cargas de diseño en las posiciones más desfavorables.
- Paso 2: Determinar los máximos momentos flectores (positivos y negativos), esfuerzos cortantes y axiles a lo largo de toda la longitud del puente producidos por el paso del transporte excepcional en las posiciones más desfavorables.
- Paso 3: Usando los valores máximos de momentos flectores y esfuerzos cortantes, determinar la carga vertical uniforme equivalente ($q_{v,eq}$) que origina las mismas sollicitaciones.
- Paso 4: Comparar los esfuerzos generados por las cargas de la instrucción de diseño del puente con los esfuerzos generados por las cargas del TTE. Se considerará que la estructura tiene suficiente capacidad portante si se cumple la siguiente inecuación:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{v,eq(tte.excp)}} \geq 1,0$$

Siendo:

$q_{v,eq(tp)}$ la carga vertical uniforme equivalente a la máxima sollicitación característica del tren de proyecto (momentos flectores y cortantes).

$q_{v,eq(tte.excp)}$ la carga vertical uniforme equivalente a la máxima sollicitación característica de esfuerzos del transporte excepcional (SW/2 o TTE-ADIF) (momentos flectores y cortantes).

Los modelos de carga del transporte excepcional (SW/2 y TTE-ADIF) se identifican con el siguiente esquema de cargas:

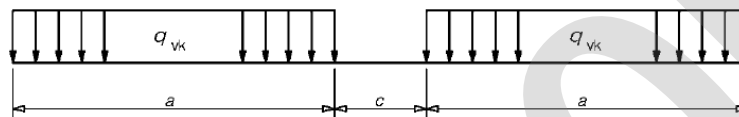


Figura 2.

- Modelo SW/2: Se comprobará el transporte excepcional con los siguientes valores correspondientes al modelo de cargas SW/2:

Tabla 5.2.2.11a – Valores característicos de las cargas verticales del modelo de cargas SW/2 UNE-EN_1991-2:2019

$q_{vk,SW/2}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
150	25	7

Tabla 8.

Se han de comparar los esfuerzos generados por las cargas de la instrucción de diseño del puente con los esfuerzos generados por las cargas del TTE. Se considerará que la estructura tiene suficiente capacidad portante si se cumple la siguiente inecuación³:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{v,eq(SW/2)}} \geq 1,0$$

En caso de que no se cumpla esta comprobación, se verificará el transporte excepcional reduciendo el valor de $q_{vk,SW/2}$ hasta que se cumpla la condición indicada anteriormente.

- Modelo TTE-ADIF: se comprobará el transporte excepcional con los siguientes valores correspondientes al modelo de cargas TTE-ADIF, el cual ha sido determinado basándose en el histórico de transportes excepcionales (ver anejo C).

Tabla 5.2.2.11b – Valores característicos de las cargas verticales del modelo de cargas correspondiente TTE Excepcional ADIF

$q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
160	22,5	14

Tabla 9.

³ Conforme a la Nota de Servicio 4/2023. Instrucciones para la emisión de los informes preceptivos y vinculantes relativos a solicitudes de autorización de transportes especiales a los que hace referencia el artículo 108 del reglamento general de carreteras.

Como se puede observar en la tabla 5.3.1.11b, el valor de 'c' ha pasado a ser 14 m. De acuerdo al Anejo C de la presente norma, la distancia 'c' en todos los transportes excepcionales correspondientes al año 2019 es mayor a 14m y la distancia 'a' es 22,5m. Se considerará que la estructura tiene suficiente capacidad portante si se cumple la siguiente inequación:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{v,eq(tte-ADIF)}} \geq 1,0$$

En caso de que no se cumpla esta comprobación, se verificará el transporte excepcional reduciendo el valor de $q_{vk,TTE-ADIF}$ hasta que se cumpla la condición indicada anteriormente, este será el valor que categorice el vano como Transporte Excepcional, (en adelante, TE ADIF).

Una vez realizada las comprobaciones es necesario establecer la clasificación del puente frente a transportes excepcionales, para ello es necesario indicar los valores máximos de q_{vk} tanto para el modelo SW/2 como para el TE-ADIF. Es importante no confundir q_{vk} con la carga vertical uniforme equivalente $q_{v,eq}$ (Ver ejemplo en Anejo D).

Modelo	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
TTE-ADIF	(Valor obtenido)	22,5	14
SW/2	(Valor obtenido)	25	7

Tabla 10.

5.2.3.-Caracterización dinámica

5.2.3.1.-INTRODUCCIÓN

Las tensiones y deformaciones estáticas inducidos en un puente se ven modificadas como consecuencia de los efectos dinámicos del tráfico ferroviario, por las siguientes razones:

- La rápida puesta en carga debida a la velocidad del tráfico que circula por la estructura (impacto)
- El paso de sucesivas cargas con una cadencia similar que puede excitar la estructura y, en ciertas circunstancias, crear resonancia.
- Las variaciones en las cargas por rueda originadas por las imperfecciones de la vía o del vehículo.

En el diseño de los puentes de ferrocarril, los efectos dinámicos son generalmente considerados mediante la introducción de factores de amplificación dinámica.⁴

5.2.3.2.-FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO

Los principales factores que influyen en el comportamiento dinámico del puente son¹:

- La velocidad del tráfico que circula por el puente.

⁴ Norma UNE-EN 1991-2-2019, apartado **6.4 Efectos dinámicos**.

- La luz L del elemento y la longitud de la línea de influencia para las deformaciones del elemento que se considere.
- La masa de la estructura.
- Las frecuencias naturales de la estructura y los modos de vibración asociados.
- El número de ejes, cargas por eje y separación entre los mismos.
- El amortiguamiento de la estructura.
- La rigidez de la estructura
- Irregularidades verticales de la vía.
- Relación entre la masa no suspendida/masa suspendida y las características de la suspensión del vehículo.
- La presencia de apoyos regularmente espaciados en la losa del tablero y / o en la vía (vigas transversales, traviesas, etc.)
- Las imperfecciones en las ruedas o en las suspensiones de los vehículos.
- Las características dinámicas de la vía.

Entre todos estos factores hay que destacar la importancia que tienen la frecuencia fundamental, el amortiguamiento, la masa lineal, la rigidez y la longitud del vano del puente.

5.2.3.3.-PARÁMETROS DINÁMICOS A OBTENER DURANTE LA PRUEBA DE CARGA

Los parámetros a determinar en la prueba de carga independientemente de si es o no necesario un cálculo dinámico son:

Parámetros medidos durante la prueba de carga:

- Frecuencias naturales de flexión de la estructura y los modos de vibración correspondientes. El número de modos de vibración a estudiar dependerá de si el puente está formado por vanos isostáticos o hiperestáticos. Si el puente es continuo es necesario disponer de un mayor número de acelerómetros para poder obtener las frecuencias naturales del puente y sus modos de vibración correspondientes.
- Razón de amortiguamiento respecto al crítico.
- Frecuencia natural de torsión de la estructura y los modos de vibración correspondientes para los puentes que así corresponda. Para la obtención de este parámetro se deberá realizar una prueba dinámica a la velocidad de explotación de la línea con circulaciones que se estén empleando durante el periodo de pruebas antes de su puesta en servicio.

Parámetros calculados:

- Masa lineal del tablero del puente, en centro luz y a la distancia de un canto de los apoyos.
- Inercia a flexión del tablero del puente en centro luz y a la distancia de un canto de los apoyos.
- Condiciones de contorno de la estructura

Con todos los parámetros obtenidos en la prueba de carga se procederá a la calibración y actualización del modelo de cálculo.

5.2.3.4.-CLASIFICACIÓN DINÁMICA

La clasificación dinámica de una estructura se hará en función de la velocidad máxima de circulación:

- Velocidad máxima de circulación inferior o igual a 200km/h
- Velocidad máxima de circulación superior a 200km/h

5.2.3.4.1.-Velocidad máxima de circulación inferior o igual a 200km/h

Los requisitos para la caracterización dinámica del puente se muestran a continuación⁵:

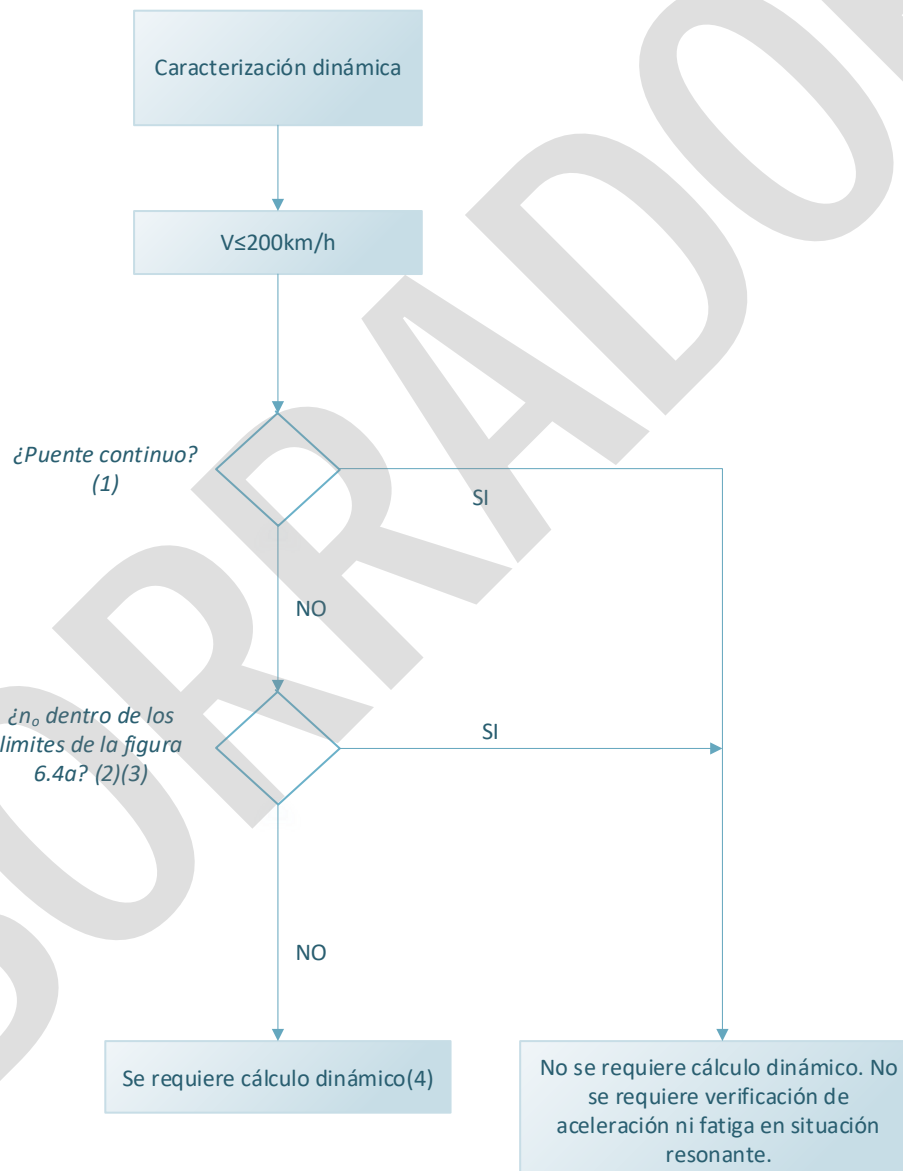


Figura 3.

⁵ Diagrama de flujo extraído de la norma UNE-EN 1991-2-2019, apartado **6.4 Efectos dinámicos**

Donde:

V es la velocidad máxima de circulación (km/h)

n_0 es la primera frecuencia natural de flexión del tablero con la carga permanente (Hz)

NOTA 1 La comprobación es válida siempre que el puente satisfaga los requisitos de resistencia y límites de deformación.

NOTA 2 Se requiere un análisis dinámico cuando la velocidad frecuente de operación de un tren real sea igual a la velocidad de resonancia de la estructura.

NOTA 3 Los puentes con la primera frecuencia natural n_0 dentro de los límites dados en la figura 6.4a y con una velocidad máxima de circulación por debajo de 200km/h no requieren un análisis dinámico.

NOTA 4 Si n_0 es mayor que el límite superior de la figura 6.4a se puede emplear el método simplificado de cálculo dinámico mediante el coeficiente de impacto $\phi = 1 + \phi' + r\phi$ para los trenes reales (no se produce resonancia). Si n_0 es menor que el límite inferior de la figura 6.4a debe realizarse un cálculo dinámico obteniendo la aceleración del tablero y el factor de incremento dinámico.

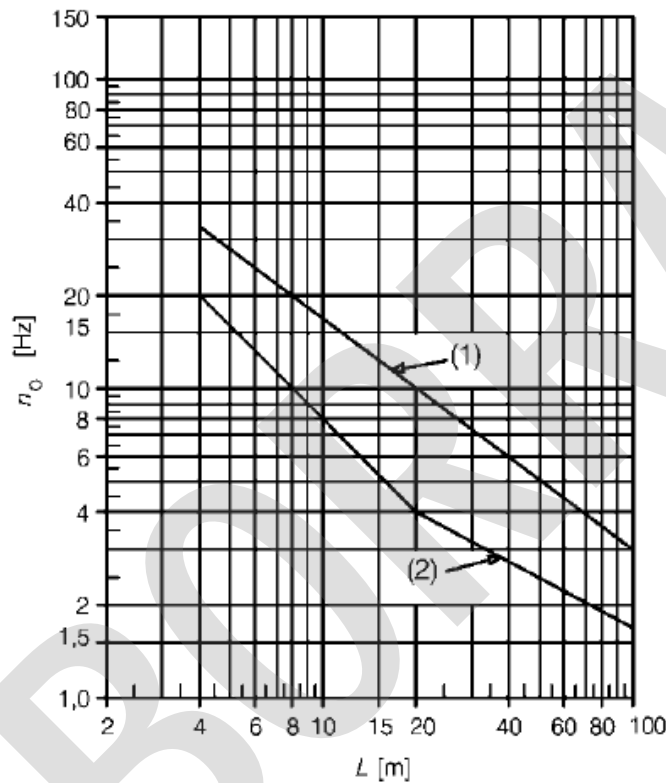


Figura 6.4a6

Figura 4.

- (1) Límite superior de la frecuencia natural
- (2) Límite inferior de la frecuencia natural

El límite superior de n_0 está regido por la amplificación dinámica debida a las irregularidades de la vía y viene dado por:

$$n_0 = 94.76 L^{-0.748}$$

El límite inferior de n_0 está regido por los criterios de impacto dinámico y viene dado por:

$$n_0 = 80/L$$

Para $4m \leq L \leq 20m$

$$n_0 = 23.58 L^{-0.592}$$

Para $20m < L \leq 100m$

Donde:

n_0 es la primera frecuencia natural del puente teniendo en cuenta la masa debida a las acciones permanentes,

L es la luz del vano para puentes simplemente apoyados o L_ϕ para otro tipo de puentes.

⁶ Norma UNE-EN 1991-2-2019, **Figura 6.10**

Clasificación dinámica del puente:

De acuerdo a estos criterios, la clasificación dinámica del puente será:

- Puente con frecuencia fundamental "Alta": si la frecuencia está por encima del límite de frecuencia alta.
- Puente con frecuencia fundamental "Media": si la frecuencia está por encima del límite de frecuencia baja pero por debajo del límite de frecuencia alta.
- Puente con frecuencia fundamental "Baja": si la frecuencia está por debajo del límite de frecuencia baja.

5.2.3.4.2.-Velocidad máxima de circulación superior a 200km/h

Los requisitos para la caracterización dinámica de puentes con velocidad máxima de circulación superior a 200km/h se muestran a continuación⁷:

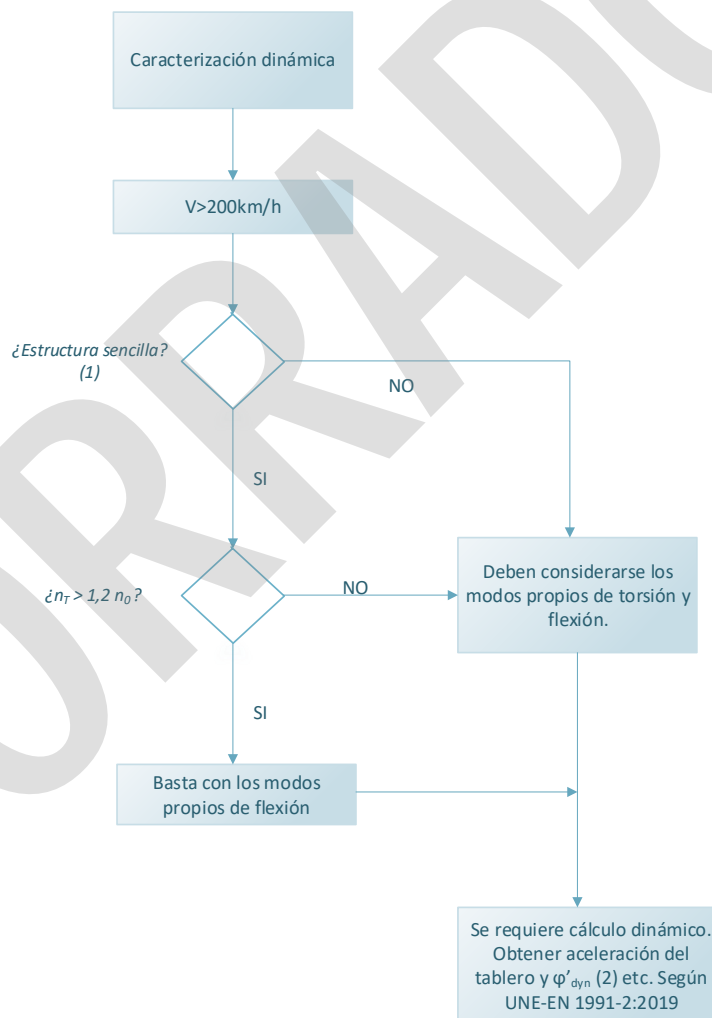


Figura 5.

⁷ Diagrama de flujo extraído de la norma UNE-EN 1991-2-2019, apartado **6.4 Efectos dinámicos**

Donde:

V es la velocidad máxima de circulación (km/h).

n_0 es la frecuencia natural de flexión del tablero solicitada por la carga permanente (Hz)

n_T es la frecuencia natural de torsión del tablero solicitada por la carga permanente (Hz)

NOTA 1 Válido para puentes simplemente apoyados con comportamiento como viga o como losa biapoyada, con apoyos rígidos, y con efecto del esviaje despreciable.

NOTA 2 φ'_{dyn} es la componente de impacto dinámico sobre la estructura para los trenes reales dada en el punto (3) del apartado 6.4.6.5 de la EN 1991-2:2019.

Con el modelo de cálculo calibrado conforme a los parámetros obtenidos en el ensayo de la prueba de carga, se analizará la clasificación dinámica de la estructura. Para ello es necesario realizar un cálculo dinámico, el cual debe obtener la envolvente de todos los trenes posibles, para todas sus velocidades de circulación. Para garantizar esto en líneas interoperables pertenecientes a las redes transeuropeas de alta velocidad, se empleará el modelo de carga HSLM definido en la norma UNE-EN 1991-2 y en la IAPF-07. El modelo HSLM comprende dos familias de trenes con longitudes de vehículos variables, denominados **Tren Dinámico Universal-A** y **Tren Dinámico Universal-B**. La aplicación del modelo de cargas HSLM, las combinaciones de carga, y las velocidades a considerar en el cálculo dinámico vienen definidas en la UNE-EN 1991-2.

(i) Criterios funcionales referentes a deformaciones y vibraciones

Una vez realizado el cálculo dinámico con los modelos de carga HSLM y las especificaciones establecidas en la UNE-EN 1991-2, los criterios que se exponen a continuación determinan las limitaciones en las solicitaciones, deformaciones y aceleraciones de los tableros de puentes para asegurar que la rodadura de los vehículos ferroviarios se realice en condiciones de seguridad.

- **Aceleración vertical del tablero**

La comprobación de la aceleración máxima pico del tablero se debe considerar como un requisito de seguridad del tráfico que debe verificarse en el estado límite de servicio para la prevención de inestabilidad de la vía.

$$a_{max} \leq 5m/s^2$$

- **Deformación vertical del tablero**

Comprobación de que los resultados del análisis dinámico de los trenes HSLM en el puente de estudio (solicitaciones y desplazamientos verticales), quedan cubiertos por el modelo de cargas de la instrucción de diseño aplicando su coeficiente de impacto (ϕ) correspondiente de diseño. Todos los valores de cálculo son característicos (sin mayorar las acciones).

Esta comprobación comprende el cálculo dinámico de la envolvente de los trenes HSLM con los parámetros modales obtenidos en la prueba de carga (frecuencias, amortiguamientos y modos de vibración), comparando los resultados de este cálculo dinámico con los obtenidos por las cargas de diseño (IAPF-07 o IAPF-75) aplicando el coeficiente de impacto (ϕ) correspondiente según la normativa de diseño. Se ha de verificar que la flecha máxima del cálculo dinámico con los HSLM sea inferior a la flecha máxima calculada en el diseño del puente.

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}\right) x(HSLM) \leq \phi x (TREN DE DISEÑO)$$

Clasificación dinámica del puente:

De acuerdo a estos criterios, la clasificación dinámica del puente será:

- Puente compatible para trenes HSLM.
- Puente no compatible para trenes HSLM.

5.3.-PUENTES SITUADOS EN LÍNEAS O TRAMOS EN SERVICIO

5.3.1.-Estudio documental e inspección de la estructura

La evaluación del puente requiere información fiable sobre la estructura y su condición actual. Por lo tanto, un estudio documental detallado y una inspección del puente son obligatorias.

5.3.1.1.-ESTUDIO DOCUMENTAL

Toda la información existente sobre el puente debería ser recopilada y revisada incluyendo:

a) Datos básicos de partida:

- Planos y documentación gráfica que permita establecer la geometría y esquemas estructurales de la obra construida: alzados, plantas, secciones transversales, esquemas estructurales, pilas y estribos, apoyos, otros detalles estructurales. En defecto de planos de la obra construida planos de proyecto.
- Documentación previa: Inspecciones principales, pruebas de carga, refuerzos llevados a cabo, etc.
- Situación geográfica del tramo y descripción del entorno y de cuantas circunstancias estuvieran relacionadas con el acceso de la estructura y su conservación.
- Características mecánicas principales de los materiales (módulos elásticos, densidad) así como de los apoyos y la cimentación.
- Datos y secciones tipo de elementos no estructurales sobre el tablero: vía, espesor de capas de balasto o placa, otros elementos no estructurales.
- Condiciones de explotación ferroviaria:
 - Velocidad máxima sobre el puente.
 - Limitaciones adyacentes.
 - Limitaciones de carga existentes.
 - Microclima.

b) Parámetros medidos o calculados: (Se detallará en cada apartado de esta norma)

- Mediciones básicas: características geométricas y mecánicas de la sección (canto, áreas, momentos de inercia de secciones, etc.).
- Modos y frecuencias propias fundamentales, índice de amortiguamiento estructural. En los puentes simples en principio es suficiente con el primer modo de vibración, en otros casos los modos con frecuencias propias por debajo de 30 Hz.

c) Trenes reales o modelos de carga que son necesarios comprobar.

5.3.1.2.-INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Es necesario llevar a cabo una inspección del puente para verificar la forma geométrica de la estructura, dimensiones, cargas, detalles constructivos y las condiciones en las que se encuentran los diferentes elementos de la estructura.

La inspección de la estructura la podemos dividir en tres grupos:

- Relativo a las cargas de la estructura.
- Relativo a la forma geométrica, detalles y dimensiones de la estructura.
- Relativo a las condiciones actuales y su comportamiento estructural.

Relativo a las cargas de la estructura

La inspección tiene que determinar y recoger la siguiente información:

- El tipo de material y las dimensiones para el cálculo:
 - Peso propio de la estructura.
 - Peso de otras cargas permanentes como el balasto, traviesas, vías, paseos, etc.
- La posición de las vías en la estructura.

Relativo a la forma geométrica, detalles y dimensiones de la estructura

Los planos y documentación gráfica del puente deberán ser revisados en obra para comprobar que están en concordancia con la realidad y para corregir cualquier discrepancia respecto a:

- La forma de la estructura.
- Detalles de la estructura.
- Localización de empalmes, juntas, cambios en la sección.
- Dimensiones.
- Detalles y dimensiones de trabajos de reparación, refuerzo o sustitución parcial de alguno de los elementos.
- Parámetros del puente (por ejemplo, longitud total, longitud de vanos, etc.).
- Tipos de material (y por lo tanto propiedades de los materiales para ser tenidos en cuenta en el cálculo).
- Preparativos para garantizar la seguridad de la gente sobre la estructura, minimizando los riesgos de caídas desde la estructura (por ejemplo, barandillas, pasarela, etc.).

Relativo a las condiciones actuales y su comportamiento estructural

El puente debe ser inspeccionado para recoger sus condiciones actuales, incluyendo:

- Localización, grado y profundidad de la corrosión. Se debe dar particular atención a las áreas susceptibles de altos niveles de corrosión (elementos metálicos en contacto con madera, superficies de contacto con hormigón o ladrillo, zonas expuestas al goteo de agua, elementos enterrados, etc.).
- Juntas sueltas, tornillos rotos, etc.
- Localización y grado de los daños.
- Filtraciones de agua.
- Localización y medidas de elementos deformados, falta de rectitud en secciones sometidas a compresión.
- Localización y grado del deterioro de materiales.
- Localización y grado de otros daños causados por el impacto de vehículos.
- Daños que afectan a los soportes y apoyos.
- Anomalías visuales en el comportamiento del puente bajo la acción del tráfico ferroviario.
- Presencia de deformaciones remanentes inusuales en alguno de los elementos.
- Medidas de los desplazamientos horizontales de apoyos, juntas, etc.
- Indicios de cambios en las condiciones de la cimentación que pueden afectar a la subestructura.

5.3.2.-PLAN DE PRUEBAS PARA PUENTES METÁLICOS ANTERIORES A 1975

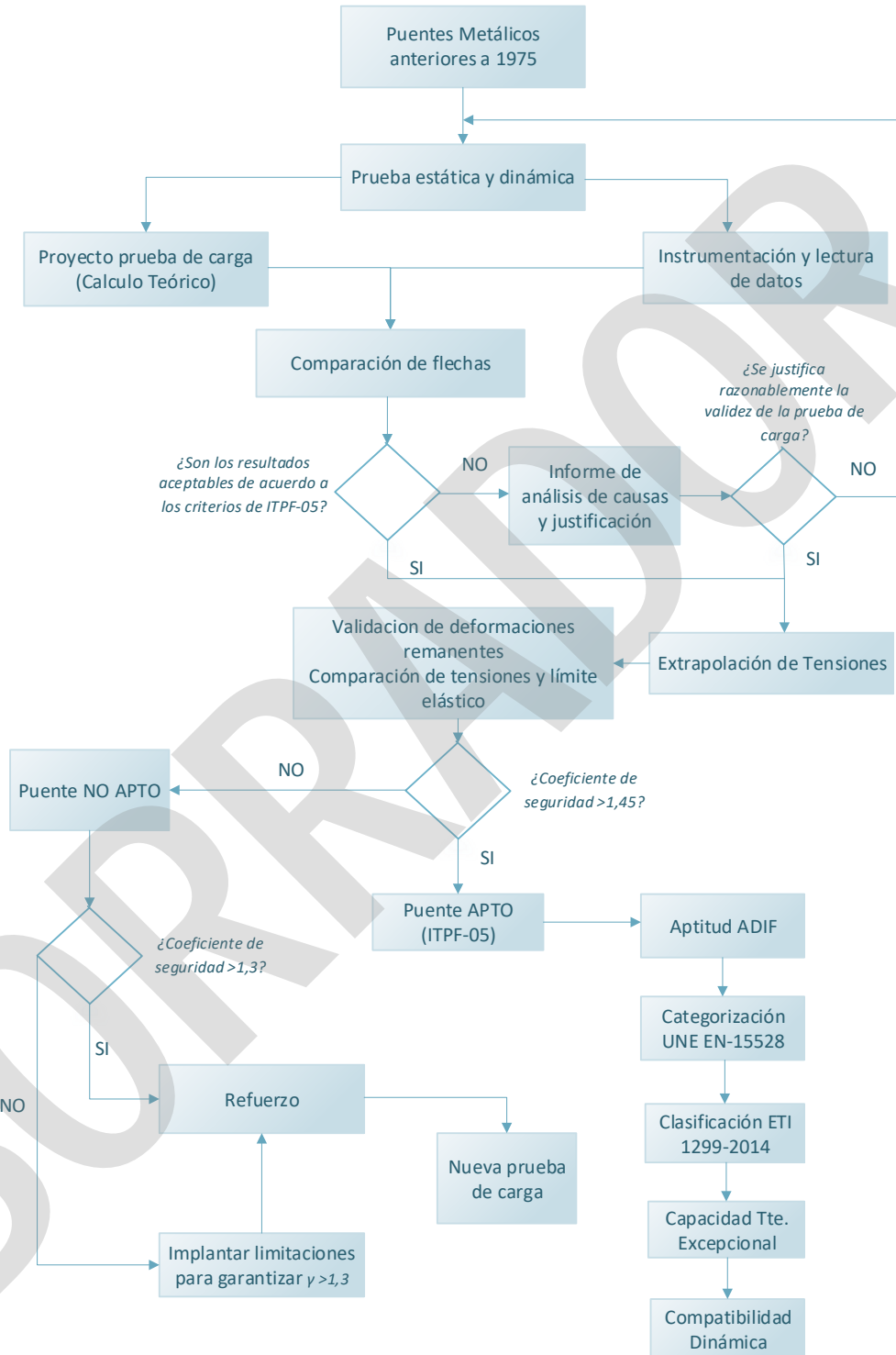


Figura 6.

Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV. Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

5.3.2.1.-ACCIONES REPRODUCIDAS

Se definirá la sobrecarga a utilizar para la prueba de carga, en función de la disponibilidad de medios, tipo de vía... Idealmente, si fuese posible se utilizarían las máximas sobrecargas de circulación en la línea.

Prueba estática

- Los estados de carga de la prueba son los que producen los máximos esfuerzos sobre el tablero. Las medidas se deben realizar en base a la siguiente secuencia para cada uno de los vanos:
 - Escalón 0: Medida de lecturas iniciales.
 - Escalón 1: Colocación de la sobrecarga en el vano.
 - Escalón 2: Estabilización, medida y registro de las lecturas. Realización de medidas continuas hasta comprobar la estabilización de las mismas.
 - Escalón 3: Descarga del tablero.
 - Escalón 4: Realización de lecturas comprobando que se alcanzan las recuperación exigidas por el REVINFE-23.
- Prueba cuasiestática (Paso del tren de cargas a velocidades muy reducidas en torno a 5 -10 km/h).

Prueba dinámica

Se realizarán varias series de pruebas dinámicas donde el tren de carga circulara a lo largo del grupo de vanos instrumentados en la vía con el objeto de obtener parámetros tales como el coeficiente de impacto, el amortiguamiento y las frecuencias naturales de vibración.

Como mínimo se deberían realizar en cada serie las siguientes pruebas dinámicas:

- Paso del tren de cargas a una velocidad intermedia.
- Paso del tren de cargas a la máxima velocidad autorizada.
- Paso del tren de cargas a la máxima velocidad autorizada con frenado.

5.3.2.2.-PUNTOS DE MEDICIÓN Y MAGNITUDES A MEDIR

Las mediciones que se deben realizar durante la prueba son:

- Deformaciones/Tensiones.
- Desplazamientos verticales (flechas).
- Desplazamientos horizontales longitudinales y transversales.
- Aceleraciones.

Los puntos de medida se sitúan en los elementos y secciones fundamentales de las vigas principales y el tablero. Su situación se corresponde en general con los puntos más solicitados, con los puntos de máximos desplazamientos y con los precisos para determinar la frecuencia fundamental de vibración de la estructura.

Se colocarán bandas extensométricas en los cordones de las vigas principales (Inferior y Superior), en los montantes, diagonales, contradiagonales, en los largueros y en las viguetas. Así como en cualquier otro elemento que se aprecien patologías que afecten a la capacidad portante, o se consideren necesarios para una adecuada caracterización estructural del puente. Es importante que los puntos de medición estén alejados de zonas donde se produzcan ciertos efectos locales que no se estén modelizando en el modelo de cálculo de la estructura, como por ejemplo cerca de las uniones entre distintos elementos. Se deben instrumentar aquellos puntos que sean representativos y fácilmente correlacionables con el modelo de cálculo del puente.

Además, se han de medir los desplazamientos horizontales en los apoyos que correspondan.

Adicionalmente se han de disponer transductores de desplazamientos en el centro de vano de las vigas principales o del tablero.

En las pruebas dinámicas se medirán las aceleraciones verticales mediante la disposición de acelerómetros. Asimismo deberán medirse las aceleraciones laterales en los puentes cuya primera frecuencia natural de vibración lateral sea inferior a 1,2 Hz así como las aceleraciones longitudinales en los puentes situados en zonas sísmicas. De forma general se dispondrán varios acelerómetros debidamente anclados a elementos estructurales con el objetivo de estimar los primeros modos de vibración: flexión y torsión. En cualquier caso, se dispondrá como mínimo un acelerómetro por vano situado en dentro del mismo con objeto de estimar la frecuencia fundamental. Si el puente es continuo será necesario disponer de un mayor número de acelerómetros para poder obtener todas las frecuencias naturales del puente. Tanto los acelerómetros como el sistema de medida deben configurarse para estimar con garantías modos de vibración hasta 30Hz y medir tanto respuestas forzadas como ambientales. Solo en el caso de puentes con frecuencias naturales muy altas, como pueden ser los de tipo marco cerrados, será necesario obtener al menos la frecuencia fundamental del puente, aunque esta sea superior al límite de 30Hz.

La medición dinámica contemplará tres fases: respuesta forzada ante el paso del tren, respuesta libre (tras el paso del tren) y respuesta ambiental (cargas ambientales). A partir de la respuesta dinámica se podrán estimar las frecuencias, amortiguamientos y formas modales. La repuesta forzada permite valorar la repuesta en servicio (factor de amplificación dinámico y amplitudes máximas). De forma general, a partir del análisis de la respuesta libre se obtendrán la frecuencia y amortiguamiento el modo fundamental y a partir de la respuesta ambiental se podrá realizar el análisis modal del puente (formas modales y frecuencias propias).

Asimismo, se deben utilizar sensores de temperatura y humedad con objeto de disponer de estos datos, que posteriormente son importantes para la interpretación de los parámetros obtenidos.

Las pruebas registradas se identificarán de acuerdo con su carácter estático o dinámico.

5.3.2.3.-EQUIPOS DE MEDICIÓN

Para la realización de pruebas de carga, el conjunto de los equipos de campo utilizados para la toma de datos experimentales en cada puente o estructura puede estar constituido por los elementos que se relacionan a continuación, debiendo indicar que todos ellos se encuentran en periodo vigente de verificación y/o calibración.

- Elementos sensores:
 - Galgas extensiométricas y sensores de fibra óptica para la medida de deformaciones unitarias y por lo tanto tensiones.

- Sistema óptico laser y Transductores de desplazamiento para medida de flechas y desplazamientos de apoyo.
- Acelerómetros para medida de aceleraciones.
- Termómetro e higrómetro.
- Acondicionamientos de señal que realizan el tratamiento y amplificación de señales obtenidos en los diferentes sensores, generando salidas normalizadas para su registro posterior.
- Equipos de control y registro. Se deberá disponer de un sistema de registro continuo. La precisión del sistema de medida completo debe garantizar una precisión mínima para deformaciones unitarias de $2,0 \times 10^{-6}$ en puentes de hormigón y $5,0 \times 10^{-6}$ en puentes metálicos, 0,01 mm para desplazamientos y se recomienda utilizar acelerómetros de baja sensibilidad (1Volt/g), para vibraciones de alta amplitud $\pm 5g$, mientras que, para vibraciones de baja amplitud $\pm 0,5g$, se recomiendan acelerómetros de alta sensibilidad (10 Volts/g), en términos de precisión 0,005g. Todos los equipos que se empleen deben encontrarse en periodo vigente de verificación y/o calibración.

5.3.2.4.-CÁLCULO TEÓRICO

5.3.2.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico

Previo a la realización de la prueba de carga, se debe realizar un cálculo teórico de la capacidad portante del puente para evaluar las tensiones y deformaciones que se producen al actuar sobre el mismo los trenes de carga utilizados en la Prueba de Carga, así como los correspondientes modelos de carga para la categorización de la estructura (Anejo A, UNE EN 15528:2015), , y las máximas sobrecargas de circulación en la línea. Además, se estudiarán también el efecto de las cargas permanentes y las acciones complementarias de lazo, frenado y arranque, viento y fuerza centrífuga, en su caso.

Se considerará el efecto dinámico de las cargas móviles, aplicándoles el coeficiente de impacto correspondiente a cada elemento. También se considerarán los efectos del descentramiento, que dan lugar a coeficientes máximos, empleados para obtener los máximos esfuerzos y reacciones en los elementos de la estructura, y coeficientes mínimos, para la comprobación de la estabilidad global.

Todas las hipótesis se han de efectuar sin la aplicación de factores de mayoración de cargas. Las hipótesis a estudiar en el proyecto de prueba de carga se clasifican en dos grupos:

- Las hipótesis de carga consideradas para el cálculo de las tensiones teóricas de la prueba de carga.
 - Hipótesis 1: Cargas correspondientes a las de la locomotora en la posición de la prueba de carga estática.
 - Hipótesis 2: Cargas correspondientes a las de la locomotora en la posición de la prueba de carga dinámica.

- Hipótesis adicionales para información complementaria del proyecto de prueba de carga como, por ejemplo, categorización de la estructura, capacidad para transportes excepcionales, etc. En este grupo diferenciamos:
 - Hipótesis de carga vertical:
 - Hipótesis 3: Peso propio de la estructura y las cargas permanentes, como pueden ser:
 - Los paseos de servicio.
 - Superestructura.
 - Sistemas de drenajes.
 - Instalaciones.
 - Hipótesis 4: Cargas correspondientes a las de vagones acoplados de la categoría de la línea correspondiente (Anejo A, UNE EN 15528:2015, circulando sobre el puente. Esta hipótesis es necesaria para la posterior categorización de la estructura de acuerdo a la UNE EN 15528:2015.
 - Hipótesis 5: Cargas correspondientes con las máximas en circulación por la línea.⁸ Al ser las pésimas situaciones de carga, esta hipótesis define la aptitud del puente.
 - Hipótesis 6: Cargas correspondientes a las cargas del transporte excepcional definido en el apartado 5.3.2.10.

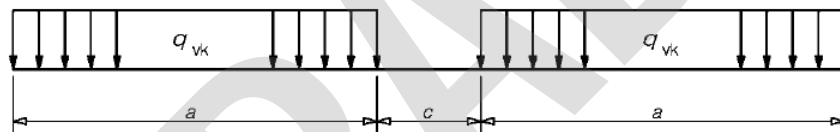


Figura 7.

- Hipótesis con acciones complementarias: Las acciones complementarias se calculan según lo establecido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, (IAPF-07). Las hipótesis de carga de acciones complementarias consideradas son las siguientes:
 - Hipótesis 7: Carga horizontal transversal y puntual correspondiente al efecto lazo.
 - Hipótesis 8: Cargas longitudinales repartidas en cada larguero correspondientes a la acción de frenado y arranque sobre el puente.
 - Hipótesis 9: Cargas correspondientes a la acción del viento sobre la estructura, y el viento sobre el tren, incluyendo acciones transversales, empuje vertical y el efecto del momento de vuelco, producido por el viento sobre el tren.
 - Hipótesis 10: Cargas correspondientes a la acción de la fuerza centrífuga si corresponde.

⁸ Para líneas de categoría D4 y ancho de vía nominal de 1668 mm, locomotoras series 601 y 251. Para líneas de categoría D4 y ancho de vía nominal de 1435 mm, locomotoras series 601 y 252. Para líneas de ancho métrico, locomotoras series duales 1900 y 1600 y vagones plataforma de la serie sgh.

5.3.2.4.2.-Resultados teóricos previstos

Tensiones por acciones verticales

A partir de los esfuerzos resultantes del cálculo, se calculan las tensiones en los distintos elementos, para las acciones verticales de cargas permanentes y sobrecargas de uso. En el cálculo, se debe tener en cuenta el efecto de impacto, así como la excentricidad de las cargas (descentramiento geométrico respecto al eje de la estructura, descentramiento debido al peralte, descentramiento debido a la distribución asimétrica de las cargas verticales). Es necesario incluir un resumen tensional de los distintos elementos de la estructura para las distintas hipótesis de carga verticales (tren D4, tren de cargas máximo de la línea, tren real de la prueba de carga...).

Del estudio pormenorizado de las tensiones por secciones y fibras, se deducen los coeficientes de seguridad requeridos para la acción de cargas verticales en todas las secciones.

Tensiones por acciones verticales y complementarias

A partir de los esfuerzos resultantes del cálculo, se calculan las tensiones en los distintos elementos, para las acciones verticales de cargas permanentes, sobrecargas de uso y para las acciones complementarias, que incluyen lazo, frenado, y arranque, y fuerza centrífuga si corresponde. En el cálculo, se debe tener en cuenta el efecto de impacto, así como las excentricidades de las cargas.

Comprobaciones adicionales

De los cálculos realizados se comprobarán adicionalmente:

- Desplazamientos verticales.
- Desplazamientos longitudinales en apoyos.
- Inestabilidad de los elementos comprimidos.
- Coeficiente de seguridad frente al vuelco.
- Comprobación de apoyos (máximas reacciones).
- Comprobación de uniones.
- Comprobación de los estados límites de servicio:
 - Flecha total máxima del tablero.
 - Deformación horizontal del tablero: giro horizontal y radio de curvatura.
 - Vibración transversal del tablero.
 - Giro transversal del tablero.
 - En puentes con balasto se comprueba el giro vertical máximo en apoyos.

Será necesario incluir unas tablas resumen para cada una de las hipótesis de cargas verticales, con las tensiones y los desplazamientos teóricos previstos en los nudos instrumentados, tanto para la prueba dinámica como para la estática.

Tramo Puente				Tensiones previstas (kp/cm ²)	
Banda	Barra	Fibra	Posición	Estática	Dinámica

Tabla 11.

Desplazamientos previstos (mm)		
Transductor/Sistema Óptico Laser	Estática	Dinámica

Tabla 12.

5.3.2.5.-RESULTADOS OBTENIDOS

Pruebas estáticas

Una vez estabilizadas las medidas se obtienen los valores correspondientes a la prueba estática.

- Valores de tensiones/deformaciones en los distintos elementos que conforman la estructura (largueros, viguetas, diagonales, etc.)
- Valores de flechas. Se habrá de diferenciar entre los siguientes términos:
 - Flecha obtenida: corresponde a las flechas medidas en cada caso por el captador correspondiente en el centro del vano.
 - Flecha Neta: se obtiene restando a los valores de la flecha obtenida los correspondientes descensos de apoyos situados en los estribos o pilas de la estructura ensayada. Cabe destacar que en los casos en que la instrumentación del apoyo no pueda realizarse exactamente en el eje de este, deberá corregirse el valor del descenso registrado con el propósito de tener en cuenta la deformación de la viga, de acuerdo con el esquema que se presenta a continuación:

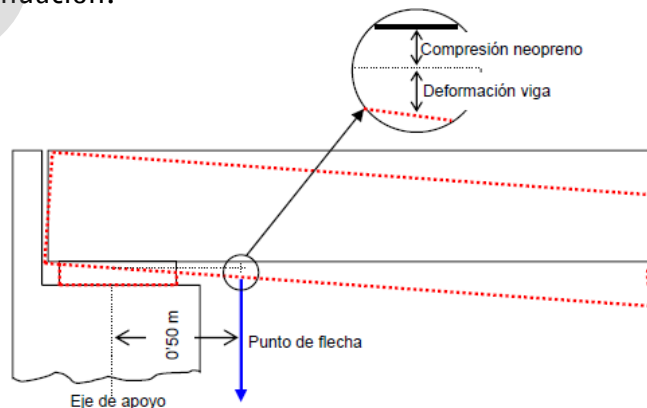


Figura 8.

- Flecha remanente: son los valores residuales de flecha una vez descargado el puente, permitiendo constatar si existe una adecuada recuperación de la estructura.

Pruebas dinámicas

A partir de un tratamiento analítico de los resultados obtenidos en estas pruebas se determinarán tres parámetros que caracterizan la respuesta dinámica de la estructura analizada, éstos son:

- Coeficiente de impacto medido: El valor del coeficiente de impacto, en un determinado punto instrumentado, se ha de calcular a partir de la comparación entre el máximo desplazamiento o tensión dinámica registrado, ya sea en la prueba dinámica a una velocidad intermedia, en la de máxima velocidad o en la de frenado, con el correspondiente a la señal registrada en la prueba dinámica lenta.
- Análisis de frecuencias naturales: A partir de las señales registradas en las pruebas dinámicas, principalmente de las aceleraciones se puede llevar a cabo un análisis de frecuencias. Se obtiene como resultado final del análisis modal operacional que permite determinar el valor de las frecuencias naturales en Hz de un determinado vano solicitado solo por la carga permanente. Para puentes de vanos isostáticos, con el primer modo de vibración (frecuencia fundamental) es suficiente, en el caso de puentes con vanos continuos es necesario obtener todas las frecuencias naturales por debajo de 30Hz y sus modos de vibración correspondientes.
- Amortiguamiento estructural: La estimación de la relación de amortiguamiento, para los distintos vanos, se obtiene a partir del registro de aceleraciones mediante el análisis del decremento de la vibración del puente después del paso del tren.

Los valores de las tensiones y desplazamientos de los diferentes elementos de la estructura medidos en la prueba de carga necesitan ser extrapolados a las pésimas situaciones de carga, (hipótesis número cinco del apartado 5.3.2.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico). En este cálculo se ha de tener en cuenta el efecto de impacto a la velocidad máxima de circulación sobre el puente, así como la excentricidad de las cargas.

Una vez calculadas todas las tensiones extrapoladas para todos los elementos del puente, para las cargas correspondientes con las máximas en circulación por la línea, se evaluará la aptitud de la estructura.

5.3.2.6.-ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Pruebas estáticas

- Comparación de los valores de las flechas y tensiones registradas con los resultados teóricos previstos.
- Comprobación de que la relación entre la luz del vano y la flecha máxima son admisibles y superiores a la relación luz/flecha crítica.
- Comprobación de que las recuperaciones obtenidas permiten concluir que, durante la realización de la prueba de carga, todos los vanos han permanecido en régimen elástico.

Pruebas dinámicas

- Análisis de los valores del coeficiente de impacto medidos.
- Comparación de los valores de las frecuencias registradas con las calculadas.
- Obtención de las tasas de amortiguamiento y coeficientes de amplificación dinámica, a partir de los registros de aceleración.

5.3.2.7.-VALIDACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

Los criterios de validación de la prueba son:

- Para pruebas estáticas se comprobará:
 - El porcentaje entre las flechas máximas obtenidas y las previstas en el proyecto de prueba de carga es:
 - Mayor de 60%.
 - Menor de :
 - 115% en puentes de hormigón armado o mixtos.
 - 110% en puentes de hormigón pretensado o metálicos.
- Para las pruebas dinámicas se debe realizar una interpretación de los resultados en consonancia con los trenes de carga y velocidades empleadas en las pruebas. Las magnitudes a evaluar serán las frecuencias naturales de vibración, su amplitud, el amortiguamiento, el coeficiente de amplificación dinámica o de impacto, las aceleraciones verticales y los desplazamientos horizontales de apoyos, en su caso.

Las frecuencias naturales no diferirán de la calculada teóricamente en mayor medida de lo que hayan hecho las flechas, teniendo en cuenta que, las flechas son inversamente proporcionales a la rigidez de la estructura, cuanto más rígida es la estructura menores son las flechas, mientras que con las frecuencias, cuanto más rígida es la estructura las frecuencias son mayores, la frecuencia es proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez.

Si se cumplen las exigencias anteriores, se considera que los resultados de la prueba son satisfactorios, y por tanto es válida. En caso contrario, se determinarán las causas en el correspondiente informe de la prueba, analizando si se justifica el resultado, de cara a la validez o no de la prueba. Será necesario incluir unas tablas resumen del siguiente tipo:

VANO	FLECHAS PREVISTA (mm)	FLECHA OBTENIDA (mm)	F.OBTENIDA/F.PREVISTA %
1			
2			
N			

Tabla 13

VANO	FRECUENCIA PREVISTA (Hz)	FRECUENCIA OBTENIDA (Hz)	$\left(\frac{frecuencia_{prevista}}{frecuencia_{obtenida}}\right)^2$ (%)
1			
2			
N			

Tabla 14

VANO	ξ Relación de Amortiguamiento (%)
1	
N	

Tabla 15.

5.3.2.8.-APTITUD DE LA ESTRUCTURA

Desde el punto de vista del comportamiento estructural, los distintos elementos de la estructura se clasifican en tres tipos, en función del coeficiente de seguridad obtenido en el cálculo con acciones verticales y el cálculo con acciones verticales más complementarias, contrastadas con las mediciones de la Prueba de Carga.

Aptitud REVINFE-23: actuando solo las máximas sobrecargas verticales de explotación (hipótesis 3 y 5), cada elemento será considerado como:

- Apto: Coeficiente de seguridad superior a 1,45; existe suficiente seguridad desde el punto de vista del comportamiento estructural.
- No Apto sin limitaciones: Coeficiente de seguridad entre 1,30 y 1,45; se debería proceder a la reparación o refuerzo del elemento.
- No Apto con limitaciones: Coeficiente de seguridad inferior a 1,30; estado tensional elevado que compromete el comportamiento estructural, por lo que, hasta que se acometan las actuaciones de reparación o refuerzo, es necesario establecer limitaciones de velocidad y/o carga, para garantizar un valor mínimo del coeficiente de seguridad de 1,30.

Aptitud ADIF: considerando la actuación simultánea de las acciones verticales y las acciones complementarias (hipótesis 3, 5, 7, 8, 9 y 10):

- A0: Coeficiente de seguridad inferior a 1,24.
- A1: Coeficiente de seguridad entre 1,24 y 1,38.
- A2: Coeficiente de seguridad superior a 1,38.

Sera necesario incluir unas tablas resumen del análisis tensional de los distintos elementos de la estructura, considerando los valores obtenidos en la prueba de carga, extrapolando a las pésimas situaciones de carga en la estructura.

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC \text{ real}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} + \Delta C_i \sigma_{H5} \frac{\sigma_{PC \text{ real max}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}}$$

Donde:

- σ_{CP} es la tensión por cargas permanentes de cálculo.
- $\sigma_{PC \text{ real}}$ es la tensión registrada en la prueba estática.
- $\sigma_{PC \text{ teorica}}$ es la tensión teórica estática de cálculo (sin coef. de impacto) debida a la circulación de la locomotora de pruebas (Hipótesis 1).

- ΔC_i variación del coeficiente de impacto a la velocidad máxima de la prueba y la velocidad máxima de circulación.

$$\Delta C_i = \frac{\phi_{Vmax\ circulación}}{\phi_{Vmax\ prueba}}$$

- $\phi_{Vmax\ circulación}$ coeficiente de impacto teórico a la velocidad máxima de circulación. Para el cálculo de este coeficiente ver anexo C de la UNE-EN 1991-2:2019.
- $\phi_{Vmax\ prueba}$ coeficiente de impacto teórico a la máxima velocidad de la prueba de carga. Para el cálculo de este coeficiente ver anexo C de la UNE-EN 1991-2:2019.

$$\phi = 1 + \phi' + r\phi''$$

$r = 1,0$ para mantenimiento normal ($V \leq 120km/h$).

$r = 0,75$ para mantenimiento normal ($120km/h \leq V \leq 200km/h$).

$r = 0,5$ para alto nivel de mantenimiento ($V > 200km/h$).

- σ_{H5} tensión teórica de cálculo correspondientes con las máximas cargas en circulación por la línea (Hipótesis 5).
- $\sigma_{PC\ real\ max}$ tensión máxima registrada en las pruebas a velocidad máxima.

Ver ejemplos debajo.

Tramos Punte. Tensiones debidas a Acciones Verticales			
Elemento	Tren de Explotación más desfavorable		
	Tensión (kp/cm2)	γ	Aptitud REVINFE-23
Cordón Superior	1192	2,01	Apto
Cordón Inferior	668	3,59	Apto
Montantes	449	5,34	Apto
Diagonales	2888	0,83	No Apto
Largueros	1011	2,37	Apto
Viguetas	1420	1,69	Apto
Viguetas Extremas	1450	1,65	Apto

Tabla 16

Tramos Puente. Tensiones debidas a Acciones Verticales y complementarias			
Elemento	Tren de Explotación más desfavorable		
	Tensión (kp/cm ²)	γ	Aptitud ADIF A0/A1/A2
Cordón Superior	1240	1,94	A2
Cordón Inferior	936	2,56	A2
Montantes	552	4,35	A2
Diagonales	3089	0,78	A0
Largueros	1330	1,80	A2
Viguetas	1859	1,29	A1
Viguetas Extremas	2265	1,06	A0

Tabla 17

Es necesario comprobar las tensiones en los elementos de arriostramiento y en las prolongaciones de larguero cuando corresponda.

Tramos Puente. Tensiones debidas a Acciones Verticales y Complementarias			
Elemento	Tren de Explotación más desfavorable		
	Tensión (kp/cm ²)	γ	Aptitud ADIF A0/A1/A2
Arriostramiento contralazo	1697	1.41	A2
Arriostramiento inferior	829	2.89	A2
Prolongaciones de largueros	736	3.26	A2
Marcos verticales-Mont.	2207	1.27	A2
Marcos verticales-Diag.	1809	1.55	A2

Tabla 18

Adicionalmente será necesario comprobar la resistencia a abolladura y pandeo de los elementos comprimidos, así como las uniones de todos los elementos y las reacciones máximas en los apoyos.

Tramos Punte. Tensiones debidas a Acciones Verticales y complementarias			
Elemento	Tren de Explotación más desfavorable		
	$\gamma_{abolladura}$	γ_{pandeo}	Aptitud ADIF A0/A1/A2
Cordón Superior	1,94	2,01	A2
Cordón Inferior	2,56	3,59	A2
Montantes	4,35	5,34	A2
Diagonales	1,78	1,83	A2
Largueros	1,80	2,37	A2
Viguetas	1,49	1,69	A2
Viguetas Extremas	1,56	1,65	A2

Tabla 19

Comprobación apoyo - Tensiones debidas a Acciones Verticales y complementarias		
Elemento	Tren de Explotación más desfavorable	
	γ	Aptitud ADIF A0/A1/A2
Coronación	1,94	A2
Placa	2,56	A2
Charnela	4,35	A2
Rodillos	1,78	A2

Tabla 20

Comprobación uniones elementos del tablero - Tensiones debidas a Acciones Verticales y complementarias			
Unión	Tren de Explotación más desfavorable		
	$\gamma_{aplastamiento}$	$\gamma_{rotura\ roblon/tornillo}$	Aptitud ADIF A0/A1/A2
Vigueta -Viga Principal	1,94	2,01	A2
Larguero - Vigueta	2,56	3,59	A2
Proton. Larguero - Vigueta	4,35	5,34	A2

Tabla 21

También es imprescindible comprobar que los máximos desplazamientos verticales en el centro de los vanos son menores a $L/600$.

Desplazamiento vertical	Tramo 1	Tramo 2	Tramo n
	Tren de explotación más desfavorable	Tren de explotación más desfavorable	Tren de explotación más desfavorable
Flecha (mm)			
Flecha/Luz			

Tabla 22

Adicionalmente, de acuerdo a los criterios del REVINFE-23, los valores remanentes obtenidos en la prueba de carga (expresados en forma de porcentaje respecto a los máximos medidos en cada escalón), cumplirán lo siguiente:

- Puentes metálicos: menor de 10%.

VANO	RECUPERACION FLECHAS %		RECUPERACION DEFORMACIONES %	
	MINIMA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA	MEDIA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA	MINIMA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA	MEDIA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA
1				
2				
N				

Tabla 23

5.3.2.9.-CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LA UNE-EN_15528

El uso de un sistema de clasificación utilizando las categorías de línea permite una buena comprensión de la compatibilidad estática relativa entre los vehículos y la infraestructura.

La categoría de línea que deriva del proceso de clasificación para la infraestructura representa la capacidad de la infraestructura para soportar las cargas verticales impuestas por los vehículos en la línea.

La capacidad portante del puente se debe determinar y expresar utilizando los modelos de carga basado en vagones de referencia definidos en la norma UNE-EN_15528, en el Anejo A, teniendo en cuenta al mismo tiempo la velocidad de circulación.

5.3.2.9.1.-Determinación de la categoría del puente

La categoría del puente se determina a partir de las tensiones extrapoladas obtenidas en el informe de prueba de carga correspondiente.

Dichas tensiones extrapoladas vienen determinadas por dos sumandos. El primero de ellos representa la tensión obtenida debido a las cargas permanentes y el segundo a la tensión resultante como consecuencia de la circulación del tren de cargas. El sumando correspondiente a las cargas permanentes es constante, independientemente del tren de cargas utilizado.

La condición de cálculo para obtener la carga que determine la categoría consiste en que la tensión extrapolada en cualquier elemento del puente ya sea de viga principal o de tablero, tiene que ser menor que la admisible. Así, en un punto, la tensión máxima extrapolada para la circulación del tren de la categoría de la línea vendrá dada por la siguiente expresión.

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC \text{ real}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} + \Delta C_i \sigma_{CL} \frac{\sigma_{PC \text{ real max}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}}$$

Donde:

- σ_{CP} es la tensión por cargas permanentes de cálculo.
- $\sigma_{PC \text{ real}}$ es la tensión registrada en la prueba estática.
- $\sigma_{PC \text{ teorica}}$ es la tensión teórica estática de cálculo (sin coef. de impacto) debida a la circulación de la locomotora de pruebas (hipótesis 1).
- ΔC_i variación del coeficiente de impacto a la velocidad máxima de la prueba y la velocidad máxima de circulación.

$$\Delta C_i = \frac{\phi_{Vmax \text{ circulación}}}{\phi_{Vmax \text{ prueba}}}$$

- $\phi_{Vmax \text{ circulación}}$ coeficiente de impacto teórico a la velocidad máxima de circulación. Para el cálculo de este coeficiente ver anexo C de la UNE-EN 1991-2.
- $\phi_{Vmax \text{ prueba}}$ coeficiente de impacto teórico a la máxima velocidad de la prueba de carga. Para el cálculo de este coeficiente ver anexo C de la UNE-EN 1991-2.

$$\phi = 1 + \phi' + r\phi''$$

$r = 1,0$ para mantenimiento normal ($V \leq 120\text{km/h}$).

$r = 0,75$ para mantenimiento normal ($120\text{km/h} \leq V \leq 200\text{km/h}$).

$r = 0,5$ para alto nivel de mantenimiento ($V > 200\text{km/h}$).

- σ_{CL} tensión teórica de cálculo debida a la circulación del tren correspondiente a la categoría de línea (hipótesis 4).
- $\sigma_{PC \text{ real max}}$ tensión máxima registrada en las pruebas a velocidad máxima.

Según esta expresión si la tensión extrapolada es menor que la admisible ($\frac{f_y}{1,45}$) para todos los puntos del puente, este se considerara que cumple con la categoría de la línea correspondiente. En caso contrario, se establece la clasificación calculando la capacidad portante del puente, es decir la sobrecarga con la cual se alcanza la tensión admisible.

- Para vigas principales, diagonales, montantes y otros elementos que no se encuentren en contacto directo con las cargas del tren se ha comprobado que los esfuerzos producidos en ellos guardan una proporcionalidad lineal con las cargas uniformemente repartidas. Por ejemplo, sabiendo que la carga uniforme transmitida por el tren correspondiente a la categoría de línea D4 equivale a 8t/m, la expresión anterior, para cualquier otro tren de carga $p_{max}(t/m)$ será:

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC \text{ real}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} + \Delta C_i \sigma_{D4} \frac{\sigma_{PC \text{ real max}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} \frac{p_{max}}{8 \text{ t/m}}$$

- Para largueros, viguetas y otros elementos que se encuentren en contacto directo con las cargas del tren se ha comprobado que los esfuerzos producidos en ellos guardan una proporcionalidad lineal con las cargas puntuales. Por ejemplo, sabiendo que la carga puntual transmitida por el tren D4 equivale a 22,5t, la expresión anterior, para cualquier otro tren de carga $P_{max}(t)$ será:

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC \text{ real}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} + \Delta C_i \sigma_{D4} \frac{\sigma_{PC \text{ real max}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} \frac{P_{max}}{22.5t}$$

Igualando la tensión extrapolada a la tensión admisible ($\frac{f_y}{1,45}$), se puede despejar el valor de $p_{max}(t/m)$ o $P_{max}(t)$ dependiendo del elemento del puente a estudiar.

Una vez obtenida la máxima carga por unidad de longitud y la máxima carga por eje, se compara con los trenes de carga definidos en el anejo A de la norma UNE-EN 15528 y se tomará como vagón de referencia el que se encuentre inmediatamente por debajo de los dos valores $p_{max}(t/m)$ y $P_{max}(t)$ obtenidos de las expresiones anteriores.

En ocasiones los resultados pueden no ser suficientes para la explotación prevista. Cuando esto ocurre, se puede considerar la posibilidad de determinar una categoría de línea superior a una velocidad reducida para reducir la necesidad de controles específicos de la línea. Del mismo modo cuando la velocidad máxima de explotación no es suficiente, se puede considerar la posibilidad de determinar una categoría de línea reducida a velocidades más altas para reducir la necesidad de controles específicos de la línea.

5.3.2.10.-CLASIFICACIÓN ETI

La clasificación ETI del puente permite aplicar de forma eficaz los criterios de interoperabilidad ferroviaria establecidos por la normativa europea.

Esta clasificación define los requisitos de capacidad mediante la combinación de la categoría EN de línea y la velocidad máxima correspondiente. La categoría de línea EN y la velocidad máxima asociada se considerarán como una sola cantidad combinada. Para establecer la clasificación ETI ver el Anejo B.

Ejemplo 1.

Siguiendo el apartado 5.3.2.8, hemos obtenido que la categoría de línea de acuerdo a la UNE-EN_15528, en cuanto a la capacidad portante para un puente en concreto es:

Categoría: D4

Por lo tanto, la clasificación ETI equivalente, en cuanto a capacidad estructural del puente, sería:

Viajeros: P3b o P3a dependiendo de la velocidad de circulación

Mercancías: F1

5.3.2.11.-CAPACIDAD PARA TRANSPORTES EXCEPCIONALES

Al igual que para la categorización de la estructura de acuerdo a la norma UNE-EN 15528, la máxima carga para transportes excepcionales se determina a partir de las tensiones extrapoladas obtenidas en el informe de prueba de carga correspondiente.

En este caso la condición de cálculo consiste en que la tensión extrapolada en cualquier elemento del puente ya sea de viga principal o de tablero, tiene que ser menor que la admisible. Para mercancías excepcionales tomaremos como tensión admisible el siguiente valor:

$$\sigma_{Adm} = \frac{f_y}{\gamma_F}$$

Siendo:

f_y el límite elástico del material

$$\gamma_F = 1,2.$$

Para que el puente quede bien definido de cara a futuras autorizaciones de tráfico de transportes excepcionales sobre la estructura en estudio, se han de comprobar dos modelos de carga:

- Modelo SW/2: definido en la norma UNE-EN 1991-2.
- Modelo TTE Excepcional ADIF: se ha determinado basándose en el histórico de transportes excepcionales (ver anejo C).

Los modelos de carga del transporte excepcional (SW/2 y TE-ADIF) se identifican con el siguiente esquema de cargas:

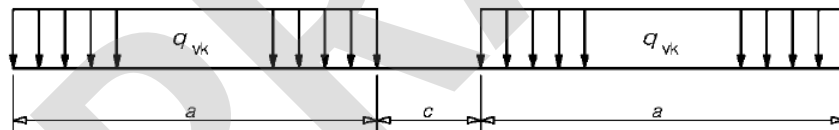


Figura 9

- Modelo SW/2: Se comprobará el transporte excepcional con los siguientes valores correspondientes al modelo de cargas SW/2:

Tabla 5.3.2.10a – Valores característicos de las cargas verticales del modelo de cargas SW/2 UNE-EN_1991-2:2019

$q_{vk,SW2}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
150	25	7

Tabla 24

Así, en un punto, la tensión máxima extrapolada para la circulación del tren SW/2 vendrá dada por la siguiente expresión.

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC\ real}}{\sigma_{PC\ teorica}} + \sigma_{SW/2} \frac{\sigma_{PC\ real}}{\sigma_{PC\ teorica}}$$

Donde:

- σ_{CP} es la tensión por cargas permanentes de cálculo.

- $\sigma_{PC\ real}$ es la tensión registrada en la prueba estática.
- $\sigma_{PC\ teorica}$ es la tensión teórica de cálculo debida a la circulación de la locomotora de pruebas (Hipótesis 1).
- $\sigma_{SW/2}$ tensión teórica de cálculo debida a la circulación del transporte excepcional SW/2 (Hipótesis 6).

Según esta expresión si la tensión extrapolada es menor que la admisible ($\frac{f_y}{1,2}$) para todos los puntos del puente, se puede confirmar que la máxima capacidad del puente para transportes excepcionales viene determinada por el modelo de cargas SW/2, Tabla 5.3.2.10a. En caso de que no se cumpla esta condición, se establece la clasificación calculando la capacidad portante del puente, es decir la sobrecarga ($q_{vk,SW/2,max}$) con la cual se alcanza la tensión admisible ($\frac{f_y}{1,2}$). Sabiendo que la carga uniforme transmitida equivale a 150kN/m, la expresión anterior, para cualquier otro tren de carga $q_{vk,SW/2}$ (kN/m) será:

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC\ real}}{\sigma_{PC\ teorica}} + \sigma_{SW/2} \frac{\sigma_{PC\ real}}{\sigma_{PC\ teorica}} \frac{q_{vk,SW/2,max}}{150kN/m}$$

Igualando la tensión extrapolada a la tensión admisible ($\frac{f_y}{1,2}$), se puede despejar el valor de $q_{vk,SW/2}$ (kN/m).

- Modelo TTE-ADIF: se comprobará el transporte excepcional con los siguientes valores correspondientes al modelo de cargas TTE-ADIF, el cual ha sido determinado basándose en el histórico de transportes excepcionales (ver anejo C).

Tabla 5.3.2.10b – Valores característicos de las cargas verticales del modelo de cargas correspondiente TTE Excepcional ADIF

$q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
160	22,5	14

Tabla 25

Como se puede observar en la tabla 5.3.2.10b, el valor de 'c' ha pasado a ser 14 m. De acuerdo al Anejo C de la presente norma, la distancia 'c' en todos los transportes excepcionales correspondientes al año 2019 es mayor a 14m. Con estos nuevos valores se vuelve hacer la comprobación:

$$\sigma_{EXT} \leq \frac{f_y}{1,2}$$

Así, en un punto, la tensión máxima extrapolada para la circulación del tren TTE-ADIF vendrá dada por la siguiente expresión.

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC\ real}}{\sigma_{PC\ teorica}} + \sigma_{TTE-ADIF} \frac{\sigma_{PC\ real}}{\sigma_{PC\ teorica}}$$

Donde:

- $\sigma_{TTE-ADIF}$ tensión teórica de cálculo debida a la circulación del transporte excepcional TTE-ADIF (Hipótesis 6).

Según esta expresión si la tensión extrapolada es menor que la admisible ($\frac{f_y}{1,2}$) para todos los puntos del puente, se puede confirmar que la máxima capacidad del puente para transportes excepcionales viene determinada por el modelo de cargas TTE-ADIF, Tabla 5.3.1.10b. En caso de que no se cumpla esta condición, se establece la clasificación calculando la capacidad portante del puente, es decir la sobrecarga con la cual se alcanza la tensión admisible. Sabiendo que la carga uniforme transmitida equivale a 160kN/m, la expresión anterior, para cualquier otro tren de carga $q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m) será:

$$\sigma_{EXT} = \sigma_{CP} \frac{\sigma_{PC \text{ real}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} + \sigma_{tte,excp} \frac{\sigma_{PC \text{ real}}}{\sigma_{PC \text{ teorica}}} \frac{q_{vk,TTE-ADIF,max}}{160kN/m}$$

Igualando la tensión extrapolada a la tensión admisible ($\frac{f_y}{1,2}$), se puede despejar el valor de $q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m).

Adicionalmente será necesario comprobar la resistencia a abolladura, pandeo y pandeo lateral de los elementos comprimidos, así como las uniones de todos los elementos y las reacciones máximas en los apoyos.

Cabe recordar que en la obtención de la carga máxima para el transporte excepcional no se consideran las acciones complementarias de viento, lazo, frenado, arranque o fuerza centrífuga, en su caso.

Este punto debe tenerse en cuenta a la hora de establecer las limitaciones pertinentes en las Prescripciones de Circulación del transporte excepcional a su paso por la estructura.

- Máxima velocidad de circulación $\approx 10km/h$
- Máxima velocidad de viento: debido a que la velocidad de circulación es reducida y la carga de transporte es muy elevada, los efectos del viento no son determinantes. Como límite se establece una velocidad máxima de 70km/h (ráfagas de viento) al paso de mercancías excepcionales. Para establecer este límite, se ha comprobado a qué velocidad de viento, las máximas tensiones producidas solo por las componentes verticales incrementarían un 5% (UIC 778-2R establece una reducción del 5% en el coeficiente de seguridad cuando actúen simultáneamente las cargas verticales y viento).

Antes de la puesta en marcha del transporte excepcional deberán ser comprobadas las previsiones meteorológicas de la Agencia estatal de meteorología (AEMET).

Para más detalle ver ejemplo de cómo comprobar la capacidad para transportes excepcionales en el Anejo D.

5.3.3.-Resto de puentes

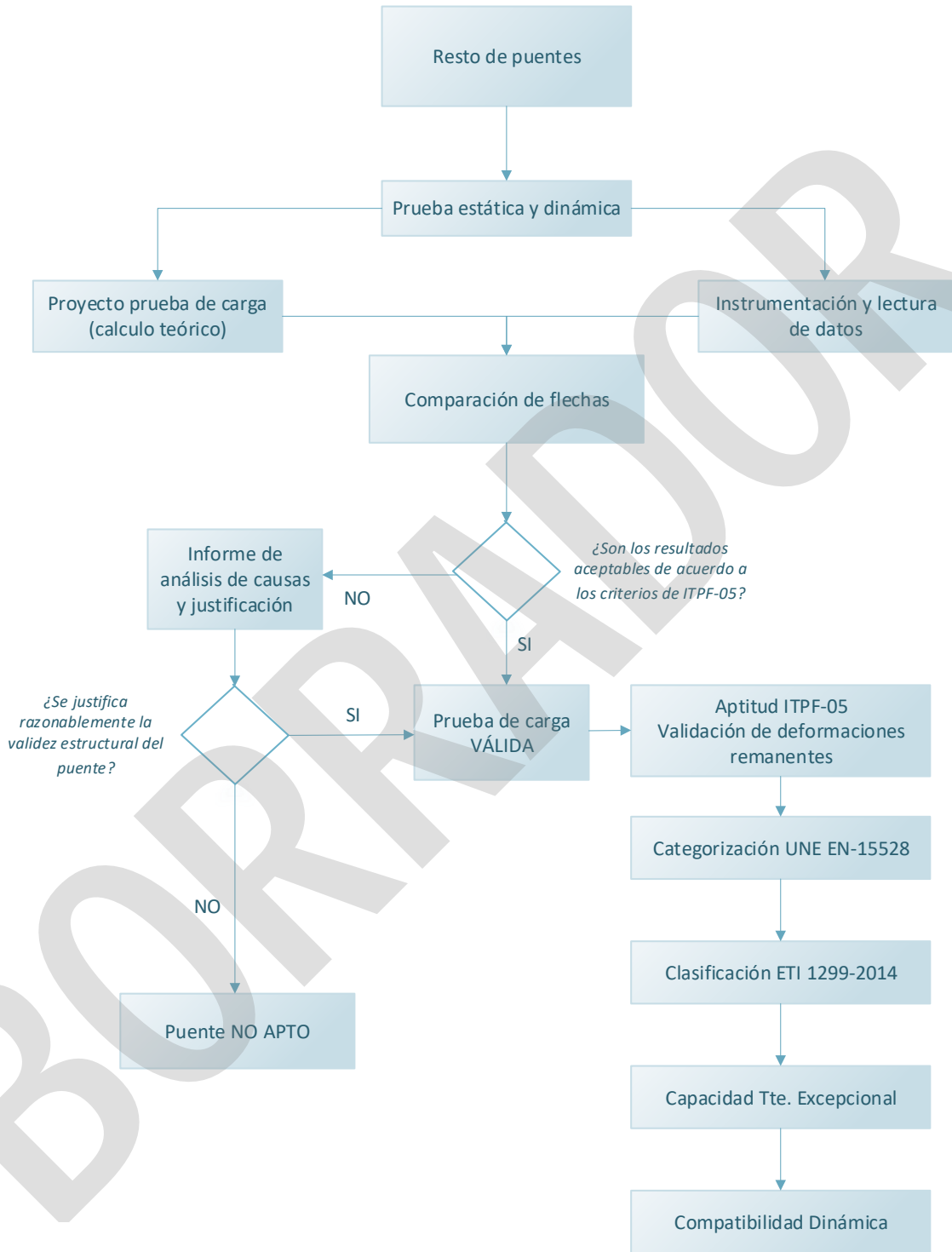


Figura 10.

Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV. Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

5.3.3.1.-ACCIONES REPRODUCIDAS

Se definirá la sobrecarga a utilizar para la prueba de carga, en función de la disponibilidad de medios, tipo de vía, etc. Idealmente, si fuese posible, se utilizarían las máximas sobrecargas de circulación en la línea.

Prueba estática

- Los estados de carga de la prueba son los que producen los máximos esfuerzos sobre el tablero. Las medidas se deben realizar en base a la siguiente secuencia para cada uno de los vanos:
 - Escalón 0: Medida de lecturas iniciales.
 - Escalón 1: Colocación de la sobrecarga en el vano.
 - Escalón 2: Estabilización, medida y registro de las lecturas. Realización de medidas continuas hasta comprobar la estabilización de las mismas.
 - Escalón 3: Descarga del tablero.
 - Escalón 4: Realización de lecturas comprobando que se alcanzan las recuperación exigidas por el REVINFE-23.
- Prueba cuasiestática (Paso del tren de cargas a velocidades muy reducidas en torno a 5 -10 km/h).

Prueba dinámica

- Se realizarán varias series de pruebas dinámicas donde el tren de carga circulara a lo largo del grupo de vanos instrumentados en la vía con el objeto de obtener parámetros tales como el coeficiente de impacto, las frecuencias naturales del puente y el amortiguamiento. Como mínimo se deberían realizar en cada serie las siguientes pruebas dinámicas:
 - Paso del tren de cargas a una velocidad intermedia.
 - Paso del tren de cargas a la máxima velocidad autorizada.
 - Prueba de frenado en la que el tren de cargas adquirirá la máxima velocidad autorizada.

5.3.3.2.-PUNTOS DE MEDICIÓN Y MAGNITUDES A MEDIR

Las mediciones que se deben realizar durante la prueba son:

- Desplazamientos verticales (flechas).
- Desplazamientos horizontales longitudinales y transversales.
- Deformaciones.
- Aceleraciones.

En general, se deben colocar como mínimo, transductores de desplazamiento vertical en la cara inferior de cada viga o tablero en la sección centro de la luz, coincidente con el eje longitudinal de cada una de ellas. Adicionalmente se deben de medir los descensos en los apoyos para poder obtener la flecha neta.

En cuanto a deformaciones, éstas se medirán en todos los centros de vano. Como norma general, en los mismos puntos donde se realiza el registro de flechas.

En las pruebas dinámicas se medirán las aceleraciones verticales (aunque podrán incluirse aceleraciones laterales y longitudinales, dependiendo del caso) mediante la disposición de acelerómetros. De forma general se dispondrán varios acelerómetros debidamente anclados a elementos estructurales con el objetivo de estimar los primeros modos de vibración: flexión y torsión. En cualquier caso, se dispondrá como mínimo un acelerómetro por vano situado en dentro del mismo con objeto de estimar la frecuencia fundamental. Si el puente es continuo será necesario disponer de un mayor número de acelerómetros para poder obtener todas las frecuencias naturales del puente. Tanto los acelerómetros como el sistema de medida deben configurarse para estimar con garantías modos de vibración hasta 30Hz y medir tanto respuestas forzadas como ambientales. Solo en el caso de puentes con frecuencias naturales muy altas, como pueden ser los de tipo marco cerrados, será necesario obtener al menos la frecuencia fundamental del puente, aunque esta sea superior al límite de 30Hz.

La medición dinámica contemplará tres fases: respuesta forzada ante el paso del tren, respuesta libre (tras el paso del tren) y respuesta ambiental (cargas ambientales). A partir de la respuesta dinámica se podrán estimar las frecuencias, amortiguamientos y formas modales. La respuesta forzada permite valorar la respuesta en servicio (factor de amplificación dinámico y amplitudes máximas). De forma general, a partir del análisis de la respuesta libre se obtendrán la frecuencia y amortiguamiento el modo fundamental y a partir de la respuesta ambiental se podrá realizar el análisis modal del puente (formas modales y frecuencias propias).

Asimismo, se deben utilizar sensores de temperatura y humedad con objeto de disponer de estos datos, que posteriormente son importantes para la interpretación de los parámetros obtenidos.

Las pruebas registradas se identificarán de acuerdo con su carácter estático o dinámico.

5.3.3.3.-EQUIPOS DE MEDICIÓN

Para la realización de pruebas de carga, el conjunto de los equipos de campo utilizados para la toma de datos experimentales en cada puente o estructura puede estar constituido por los elementos que se mencionan a continuación, debiendo indicar que todos ellos se encuentran en periodo vigente de verificación y/o calibración.

- Elementos sensores:
 - Sistema óptico laser y/o Transductores de desplazamiento para medida de flechas y desplazamientos de apoyo.
 - Bandas extensométricas y/o sensores de fibra óptica para para la medida de deformaciones unitarias.
 - Acelerómetros para obtención de aceleraciones verticales.
 - Termómetro e higrómetro.
- Acondicionamientos de señal que realizan el tratamiento y amplificación de señales obtenidos en los diferentes sensores, generando salidas normalizadas para su registro posterior.
- Equipos de control y registro. Se deberá disponer de un sistema de registro continuo. La precisión del sistema de medida completo debe garantizar una precisión mínima para deformaciones unitarias de $2,0 \times 10^{-6}$ en puentes de hormigón y $5,0 \times 10^{-6}$ en puentes metálicos, 0,01 mm para desplazamientos y se recomienda utilizar acelerómetros de baja sensibilidad (1Volt/g), para vibraciones de alta amplitud $\pm 5g$, mientras que, para vibraciones de baja amplitud $\pm 0,5g$, se recomiendan acelerómetros de alta sensibilidad (10 Volts/g), en términos de precisión 0,005g. Todos los equipos que se empleen deben encontrarse en periodo vigente de verificación y/o calibración.

5.3.3.4.-CÁLCULO TEÓRICO

5.3.3.4.1.-Hipótesis de carga en el cálculo teórico

Previo a la realización de la prueba de carga, se debe realizar un cálculo teórico de la capacidad portante del puente para obtener las flechas esperadas que se producen al actuar sobre el mismo los trenes de carga utilizados en la Prueba de Carga.

Todas las hipótesis se han de efectuar sin la aplicación de factores de mayoración de cargas. Las hipótesis de carga consideradas para el cálculo de las flechas teóricas de la prueba de carga son:

- Hipótesis 1: Cargas correspondientes a las de la locomotora en la posición de la prueba de carga estática.
- Hipótesis 2: Cargas correspondientes a las de la locomotora en la posición de la prueba de carga dinámica.
- Hipótesis 3: Peso propio de la estructura y las cargas permanentes, como pueden ser:
 - Los paseos de servicio.
 - Superestructura.
 - Sistemas de drenaje.
 - Instalaciones.
- Hipótesis 4: Cargas correspondientes a las cargas del transporte excepcional definido en el apartado 5.3.3.11.

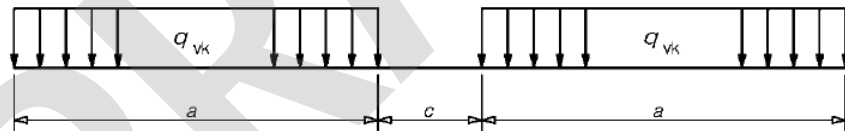


Figura 11.

- Hipótesis 5: Cargas verticales correspondientes a las del tren de diseño utilizado en el proyecto de construcción o reparación/refuerzo del puente. Ver Anejo F, con los trenes de diseño de todas las Instrucciones a lo largo de la historia del ferrocarril en España.

5.3.3.4.2.-Resultados teóricos previstos

la prueba dinámica como para la estática.

Tensiones previstas (kp/cm ²)			
Banda	Posición	Estática	Dinámica

Tabla 26.

Desplazamientos previstos (mm)		
Transductor/Sistema Óptico Laser	Estática	Dinámica

Tabla 27.

5.3.3.5.-RESULTADOS OBTENIDOS

Pruebas estáticas

Una vez estabilizadas las medidas se obtienen los valores correspondientes a la prueba estática. Se habrá de diferenciar entre los siguientes términos:

- Flecha obtenida: corresponde a las flechas medidas en cada caso por el captador correspondiente en el centro del vano.
- Flecha Neta: se obtiene restando a los valores de la flecha obtenida los correspondientes descensos de apoyos situados en los estribos o pilas de la estructura ensayada. Cabe destacar que en los casos en que la instrumentación del apoyo no pueda realizarse exactamente en el eje de este, deberá corregirse el valor del descenso registrado con el propósito de tener en cuenta la deformación de la viga, de acuerdo con el esquema que se presenta a continuación:

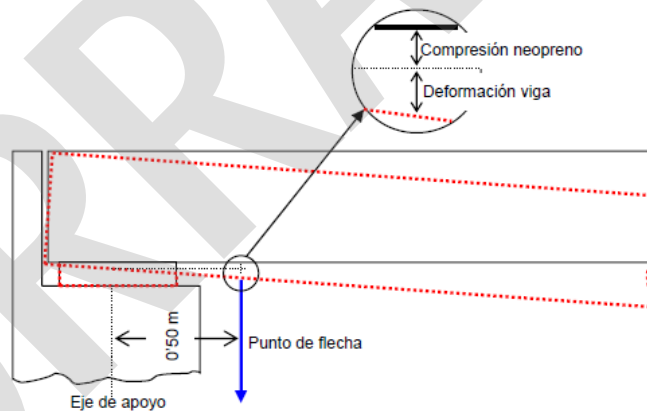


Figura 12.

- Flecha remanente: son los valores residuales de flecha una vez descargado el puente, permitiendo constatar si existe una adecuada recuperación de la estructura.

Pruebas dinámicas

A partir de un tratamiento analítico de los resultados obtenidos en estas pruebas se determinarán tres parámetros que caracterizan la respuesta dinámica de la estructura analizada, éstos son:

- Coeficiente de impacto medido: El valor del coeficiente de impacto, en un determinado punto instrumentado, se ha de calcular a partir de la comparación entre el máximo desplazamiento dinámico registrado, ya sea en la prueba dinámica a una velocidad intermedia, en la de máxima velocidad o en la de frenado, con el correspondiente a la señal registrada en la prueba dinámica lenta.

- Análisis de frecuencias naturales: A partir de las señales registradas en las pruebas dinámicas, principalmente de las aceleraciones se puede llevar a cabo un análisis de frecuencias. Se obtiene como resultado final del análisis modal operacional que permite determinar el valor de las frecuencias naturales en Hz de un determinado vano solicitado solo por la carga permanente. Para puentes de vanos isostáticos, con el primer modo de vibración (frecuencia fundamental) es suficiente, en el caso de puentes con vanos continuos es necesario obtener todas las frecuencias naturales por debajo de 30Hz y sus modos de vibración correspondientes.
- Amortiguamiento estructural: La estimación de la relación de amortiguamiento, para los distintos vanos, se obtiene a partir del registro de aceleraciones mediante el análisis del decremento de la vibración del puente después del paso del tren.

5.3.3.6.-ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Pruebas estáticas

- Comparación de los valores de las flechas y deformaciones registradas con los resultados teóricos previstos.
- Comprobación de que la relación entre la luz del vano y la flecha máxima son admisibles y superiores a la relación luz/flecha crítica.
- Comprobación de que las recuperaciones obtenidas permiten concluir que, durante la realización de la prueba de carga, todos los vanos han permanecido en régimen elástico.

Pruebas dinámicas

- Comparación de los valores del coeficiente de impacto medidos con los estimados analíticamente.
- Comparación de los valores de las frecuencias registradas con las calculadas.
- Obtención de las tasas de amortiguamiento y coeficientes de amplificación dinámica, a partir de los registros de aceleración.

5.3.3.7.-VALIDACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

Los criterios de validación de la prueba son:

Pruebas estáticas

Se verificará que el porcentaje entre las flechas máximas obtenidas y las previstas en el proyecto de prueba de carga es:

- Mayor de 60 %.
- Menor de:
 - 115 % en puentes de hormigón armado o mixtos.
 - 110 % en puentes de hormigón pretensado o metálicos.

Pruebas dinámicas

En este tipo de pruebas se deberá realizar una interpretación de los resultados en consonancia con los trenes de carga y velocidades empleadas en las pruebas. Las magnitudes a evaluar serán las frecuencias naturales de vibración, su amplitud, el amortiguamiento, el coeficiente de amplificación dinámica o de impacto, las aceleraciones verticales y los desplazamientos horizontales de apoyos, en su caso.

- Las frecuencias naturales no diferirán de la calculada teóricamente en mayor medida de lo que hayan hecho las flechas, teniendo en cuenta que, las flechas son inversamente proporcionales a la rigidez de la estructura, cuanto más rígida es la estructura menores son las flechas, mientras que con las frecuencias, cuanto más rígida es la estructura las frecuencias son mayores, la frecuencia es proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez.

Si se cumplen todas las exigencias anteriores, se considera que los resultados de la prueba son satisfactorios, y por tanto es válida. En caso contrario, se determinarán las causas en el correspondiente informe de la prueba, analizando si se justifica el resultado, de cara a la validez o no de la prueba.

Sera necesario incluir unas tablas resumen del siguiente tipo:

VANO	FLECHAS PREVISTA (mm)	FLECHA OBTENIDA (mm)	F.OBTENIDA/F.PREVISTA (%)
1			
2			
N			

Tabla 28

VANO	FRECUENCIA OBTENIDA (Hz)	FRECUENCIA PREVISTA (Hz)	$\left(\frac{\text{frecuencia prevista}}{\text{frecuencia obtenida}}\right)^2$ (%)
1			
2			
N			

Tabla 29

VANO	ξ Relación de Amortiguamiento (%)
1	
2	
N	

Tabla 30

En el caso de prueba simplificada en un vano, ésta se considerará válida, si los resultados obtenidos en éste, no se desvían más de un 10 % de los medidos en el vano al cual se hayan asimilado, una vez afectados estos últimos por la corrección debida a la diferencia de luces.

5.3.3.8.-APTITUD DE LA ESTRUCTURA

Si la prueba de carga ha sido declarada '*valida*', es necesario evaluar la aptitud del puente en función de su estado y del comportamiento estructural (flechas, tenso-deformacional, fisuración, etc.) de sus elementos relevantes, aparatos de apoyo, equipamiento, etc.

Se comprobará que los valores remanentes obtenidos en la prueba de carga (expresados en forma de porcentaje respecto a los máximos medidos en cada escalón), cumplirán lo siguiente:

- Puentes de hormigón armado: menor de 20 %.
- Puentes de hormigón pretensado y mixtos: menor de 15 %.
- Puentes metálicos: menor de 10 %.

VANO	RECUPERACION FLECHAS %		RECUPERACION DEFORMACIONES %	
	MINIMA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA	MEDIA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA	MINIMA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA	MEDIA DE LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA
1				
2				
N				

También se comprobará que la rigidez general de la estructura es adecuada para la explotación ferroviaria.

La flecha máxima obtenida en el vano debe ser menor a la correspondiente para el diseño de $L/600$. Es necesario tener en cuenta que las solicitaciones producidas por el tren real de la prueba de carga son menores que las del tren de proyecto y por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido en el vano debe ser proporcional a dichas solicitaciones:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{600} \frac{M_f(tp)}{M_f(tr)}$$

Siendo:

δ_{max} : Desplazamiento vertical máximo (flecha).

L : Luz del vano.

$M_f(tp)$: Momento flector máximo positivo en el vano de estudio debido, exclusivamente, a las acciones características del tren de proyecto tp .

$M_f(tr)$: Momento flector máximo positivo en el vano de estudio debido, exclusivamente, a las acciones características del tren real de la prueba de carga tr .

En el caso de que no se cumpla la comprobación anterior será necesario realizar un análisis en detalle:

- Si la prueba de carga es "válida", es decir cumple con los porcentajes entre las flechas máximas obtenidas y las previstas en el proyecto, con el mismo modelo de cálculo que el utilizado para la prueba de carga, se evaluará la flecha teórica con las cargas de diseño de la IAPF-07 comprobando que se cumpla la siguiente condición.

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{600}$$

En caso de no cumplirse, se están detectando deficiencias en el diseño del puente que pueden comprometer la seguridad estructural del mismo y el puente será clasificado como "no apto".

- Si la prueba de carga es "no válida" y adicionalmente se están obteniendo valores de desplazamiento verticales por encima de los límites establecidos, será necesario repetir el ensayo de prueba de carga.

Será necesario incluir unas tablas resumen del siguiente tipo:

DESPLAZAMIENTO VERTICAL	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO N
FLECHA OBTENIDA (MM)			
FLECHA/LUZ			

Tabla 31

5.3.3.9.-CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LA UNE EN-15528

El uso de un sistema de clasificación utilizando las categorías de línea permite una buena comprensión de la compatibilidad estática relativa entre los vehículos y la infraestructura.

La categoría de línea que deriva del proceso de clasificación para la infraestructura representa la capacidad de la infraestructura para soportar las cargas verticales impuestas por los vehículos en la línea.

La capacidad portante del puente se debe determinar y expresar utilizando los modelos de carga basado en vagones de referencia definidos en la norma UNE_EN_15528, en el Anejo A.

5.3.3.9.1.-Determinación de la categoría del puente

Para la determinación de la categoría del puente se propone utilizar el método de la carga vertical uniforme equivalente, para poder comparar las cargas de la instrucción de diseño del puente con las cargas de las categorías de línea que establece la UNE_EN_15528. Esta metodología parte del principio de que la prueba de carga ha sido considerada válida, y el puente ha sido clasificado como apto, y por lo tanto se entiende que se comporta de acuerdo a las condiciones con las que se diseñó.

Para ello es necesario:

1. Establecer aproximadamente la fecha de construcción del puente para así determinar la instrucción de puentes vigente y por lo tanto las cargas con las que se diseñó. Ver anejo F para las cargas de diseño de las diferentes instrucciones de puentes de ferrocarril.

- Determinar los máximos momentos flectores (positivos y negativos) y esfuerzos cortantes a lo largo de toda la longitud del puente producidos por las cargas de diseño en las posiciones más desfavorables.
- Usando los valores máximos de momentos flectores y esfuerzos cortantes, determinar la carga vertical uniforme equivalente ($q_{v,eq(tp)}$) que origina las mismas solicitaciones. De esta manera, por ejemplo, para un puente de vanos isostáticos obtendremos la $q_{v,eq(tp)}$ que genera el máximo momento flector positivo y otra $q_{v,eq(tp)}$ para el máximo esfuerzo cortante. En este caso nos quedaremos con la menor de las dos.

En el caso de puentes de vanos continuos, será necesario determinar también la $q_{v,eq(tp)}$ que genera el máximo momento flector negativo.

- Comparar la $q_{v,eq(tp)}$ obtenida de las máximas solicitaciones producidas por las cargas de diseño con la carga uniforme de los modelos de carga que representan las categorías de línea de acuerdo al anejo A de la norma UNE-EN 15528, y se tomará como vagón de referencia el que cumpla con la siguiente inecuación:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{r,15528}} \geq 1,0$$

Siendo:

$q_{v,eq(tp)}$ la carga vertical uniforme equivalente a la máxima sollicitación característica del tren de proyecto (momentos flectores y cortantes).

$q_{r,15528}$ la carga repartida de los modelos de carga que representan las categorías de línea UNE-EN 15528.

Para más información ver ejemplo en el Anejo A de la presente normativa.

5.3.3.10.-CLASIFICACIÓN ETI

Para estructuras nuevas diseñadas con la IAPF-07 la clasificación, en cuanto a la capacidad estructural, será P1, P2 o P3 para viajeros (P3a o P3b en función de la velocidad) y F1 para mercancías. Para más información ver el anejo B.

Ejemplo 1.

Se sabe que la categoría de línea de acuerdo a la UNE-EN_15528, en cuanto a la capacidad portante para un puente en concreto es:

Categoría: D4

Por lo tanto la clasificación ETI equivalente, en cuanto a capacidad estructural del puente, sería:

Viajeros: P3b o P3a (en función de la velocidad máxima de circulación de la línea)

Mercancías: F1

5.3.3.11.-CAPACIDAD PARA TRANSPORTE EXCEPCIONAL

Para la determinación de la capacidad portante de la estructura frente al paso de un transporte excepcional será necesario obtener los máximos esfuerzos axiles, cortantes y momentos flectores en los diferentes elementos del puente (pilas, tablero, vigas, arcos, etc.). Se han de comparar las máximas sollicitaciones generadas por las acciones de la instrucción de diseño del puente con las máximas sollicitaciones producidas por el modelo SW/2 y modelo TTE Excepcional ADIF definidos más adelante.

Las acciones a tener en cuenta en el cálculo para que el puente quede bien definido de cara a futuras autorizaciones de tráfico de transportes excepcionales sobre la estructura en estudio son las siguientes:

- Modelo de cargas de la Instrucción de diseño del puente.
- Modelo de cargas SW/2 definido en la norma UNE-EN 1991-2:2019.
- Modelo de cargas TTE-ADIF que se ha determinado basándose en el histórico de transportes excepcionales (ver anejo C).

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Paso 1: Determinar los máximos momentos flectores (positivos y negativos), esfuerzos cortantes y axiles a lo largo de toda la longitud del puente producidos por las cargas de diseño en las posiciones más desfavorables.
- Paso 2: Determinar los máximos momentos flectores (positivos y negativos), esfuerzos cortantes y axiles a lo largo de toda la longitud del puente producidos por el paso del transporte excepcional en las posiciones más desfavorables.
- Paso 3: Usando los valores máximos de momentos flectores y esfuerzos cortantes, determinar la carga vertical uniforme equivalente ($q_{v,eq}$) que origina las mismas sollicitaciones.
- Paso 4: Comparar los esfuerzos generados por las cargas de la instrucción de diseño del puente con los esfuerzos generados por las cargas del TTE. Se considerará que la estructura tiene suficiente capacidad portante si se cumple la siguiente inecuación:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{v,eq(tte.excp)}} \geq 1,0$$

Siendo:

$q_{v,eq(tp)}$ la carga vertical uniforme equivalente a la máxima sollicitación característica del tren de proyecto (momentos flectores y cortantes).

$q_{v,eq(tte.excp)}$ la carga vertical uniforme equivalente a la máxima sollicitación característica de esfuerzos del transporte excepcional (SW/2 o TTE-ADIF) (momentos flectores y cortantes).

Los modelos de carga del transporte excepcional (SW/2 y TTE-ADIF) se identifican con el siguiente esquema de cargas:

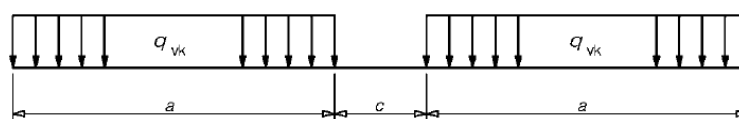


Figura 13

- Modelo SW/2: Se comprobará el transporte excepcional con los siguientes valores correspondientes al modelo de cargas SW/2:

Tabla 5.2.2.11a – Valores característicos de las cargas verticales del modelo de cargas SW/2 UNE-EN_1991-2:2019

$q_{vk,SW/2}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
150	25	7

Tabla 32

- Se han de comparar los esfuerzos generados por las cargas de la instrucción de diseño del puente con los esfuerzos generados por las cargas del TTE. Se considerará que la estructura tiene suficiente capacidad portante si se cumple la siguiente inecuación⁹:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{v,eq(SW/2)}} \geq 1,0$$

En caso de que no se cumpla esta comprobación, se verificará el transporte excepcional reduciendo el valor de $q_{vk,SW/2}$ hasta que se cumpla la condición indicada anteriormente.

- Modelo TTE-ADIF: se comprobará el transporte excepcional con los siguientes valores correspondientes al modelo de cargas TTE-ADIF, el cual ha sido determinado basándose en el histórico de transportes excepcionales (ver anejo C).

Tabla 5.2.2.11b – Valores característicos de las cargas verticales del modelo de cargas correspondiente TTE Excepcional ADIF

$q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
160	22,5	14

Tabla 33

Como se puede observar en la tabla 5.3.1.11b, el valor de 'c' ha pasado a ser 14 m. De acuerdo al Anejo C de la presente norma, la distancia 'c' en todos los transportes excepcionales correspondientes al año 2019 es mayor a 14m y la distancia 'a' es 22,5m. Se considerará que la estructura tiene suficiente capacidad portante si se cumple la siguiente inecuación:

$$\frac{q_{v,eq(tp)}}{q_{v,eq(tte-ADIF)}} \geq 1,0$$

En caso de que no se cumpla esta comprobación, se verificará el transporte excepcional reduciendo el valor de $q_{vk,TTE-ADIF}$ hasta que se cumpla la condición indicada anteriormente, este será el valor que categorice el vano como Transporte Excepcional, (en adelante, TE ADIF).

Una vez realizada las comprobaciones es necesario establecer la clasificación del puente frente a transportes excepcionales, para ello es necesario indicar los valores máximos de q_{vk} tanto para el modelo SW/2 como para el TE-ADIF. Es importante no confundir q_{vk} con

⁹ Conforme a la Nota de Servicio 4/2023. Instrucciones para la emisión de los informes preceptivos y vinculantes relativos a solicitudes de autorización de transportes especiales a los que hace referencia el artículo 108 del reglamento general de carreteras.

la carga vertical uniforme equivalente $q_{v,eq}$ (Ver ejemplo en Anejo D).

Modelo	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
TTE-ADIF	(Valor obtenido)	22,5	14
SW/2	(Valor obtenido)	25	7

Tabla 34.

5.3.4.-Caracterización dinámica

Ver apartado 5.2.3.

6.-DISPOSICIONES TRANSITORIAS Y ENTRADA EN VIGOR

La presente NAP entrará en vigor en la fecha de su aprobación.

La presente NAP no será de aplicación para los proyectos cuyo encargo/orden de estudio sea anterior a la fecha de entrada en vigor de esta norma, ni a las obras derivadas de ellos. No obstante, en estos casos podrá ser utilizada como referencia.

7.-NORMATIVA DE REFERENCIA Y BIBLIOGRAFÍA

En el contenido de esta norma se hace referencia a los documentos normativos que se citan a continuación.

Cuando se trate de legislación, será de aplicación la última versión publicada en los diarios oficiales, incluidas sus sucesivas modificaciones.

En el caso de documentos referenciados sin edición y fecha se utilizará la última edición vigente; en el caso de normas citadas con versión exacta, se debe aplicar esta edición concreta.

En el caso de normas UNE-EN que establezcan condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción, que sean transposición de normas EN cuya referencia haya sido publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea, será de aplicación la última versión comunicada por la Comisión y publicada en el DOUE.

- REVINFE-23. Instrucción sobre los registros de la actividad de vigilancia de infraestructuras ferroviarias. Aprobada por la Orden TMA/698/2023, de 27 de junio.
- IAPF-07. Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. ORDEN FOM/3671/2007, de 24 de septiembre. Ministerio de Fomento. 2007.
- IAPF-75. Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. ORDEN MINISTERIAL 26 de junio de 1975. Ministerio de Obras Públicas. 1975.
- IPM-56. Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado. ORDEN MINISTERIAL 17 de julio de 1956. Ministerio de Obras Públicas. 1956.
- IPM-25. Instrucción para redactar proyectos de puentes metálicos. Consejo de Obras públicas. 1925.

- IPM-02. Instrucción para redactar Proyectos de Puentes Metálicos. Consejo de Obras Públicas. 1902.
- Real Decreto 929/2020, de 27 de octubre, sobre seguridad operacional e interoperabilidad ferroviaria.
- UNE-EN 15528:2022. Aplicaciones ferroviarias. Categorías de línea para la gestión de las interfaces entre límites de cargas de los vehículos y la infraestructura.
- UNE-EN 1991-2. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras-cargas de tráfico en puentes. Febrero 2019.
- Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad del subsistema "Infraestructura" en el sistema ferroviario de la Unión Europea. REGLAMENTO (UE) Nº 1299/2014 DE LA COMISIÓN.
- Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de puentes de Ferrocarril. Ministerio de Fomento.
- UIC 776-1 R 2006. Loads to be considered in railway bridge design. International Union of Railways. Agosto 2006.
- UIC 776-2 R 2009. Design requirements for rail-bridges on interaction phenomena between train, track and bridge. International Union of Railways. Junio 2009.
- Formulario para proyectos de puentes de tramo recto de Hormigón Armado por Carlos Fernández Casado (1939).
- Acta de la reunión sobre coeficientes de seguridad para la comprobación de puentes metálicos existentes de ferrocarril. (19 de febrero de 1998).

I. ANEJO A – EJEMPLO CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN UNE EN-15528

Ejemplo

Tenemos un puente de un solo vano de 60m de luz. La instrucción con la que se diseñó es la IAPF-75.

Las cargas verticales de la IAPF-75 son:

- Tren de cargas Tipo A:

Está constituido por tres ejes de 30 toneladas, separados entre sí 1,5m.

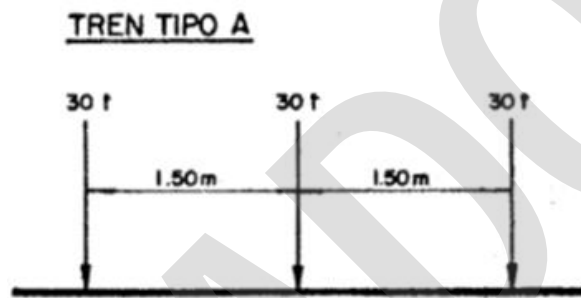


Fig. 4.2.1. 1a

- Tren de cargas tipo B:

Está constituido por una sobrecarga uniforme repartida de 12t/m , extendida en una longitud de 15 o 30 metros, seguida inmediatamente de otras sobrecargas uniformemente repartidas de 10t/m y 1t/m. Estas dos últimas sobrecargas tendrán carácter indefinido en su longitud y los valores a_i y b_i serán tales que produzcan los efectos más desfavorables.

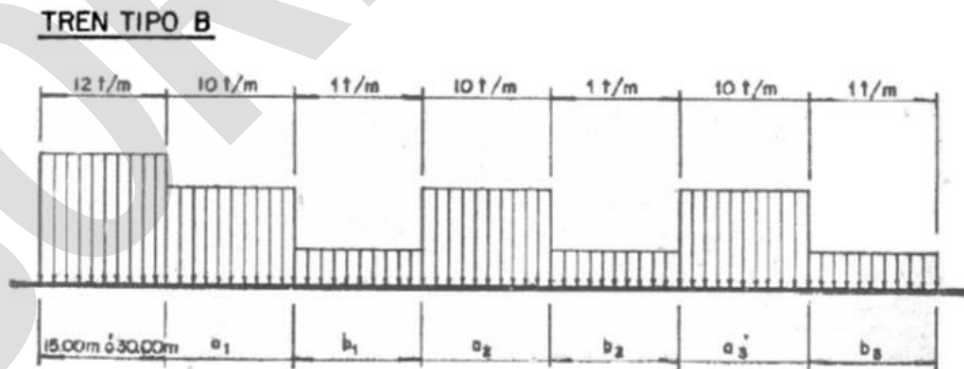
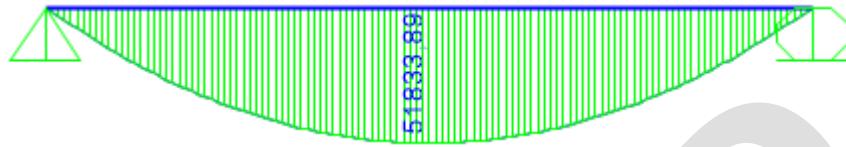


Fig. 4.2.1. 1b

En este caso, será el tren tipo B el que produzca las sollicitaciones más desfavorables.

- Calculamos los máximos M_f producidos por las cargas del tren tipo B de la IAPF-75.

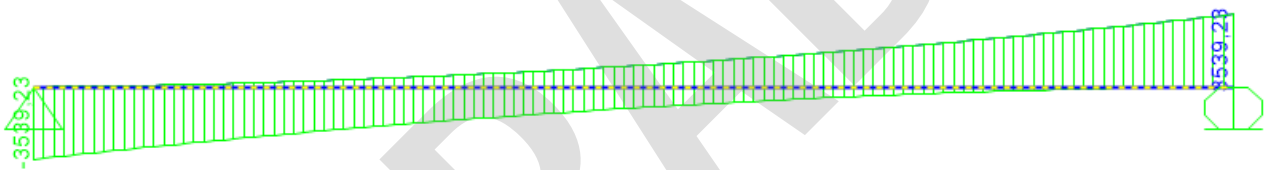


$$M_{f,max} = 51834 \text{ kN.m}$$

$$q_{v,eq} = \frac{8 M_{f,max}}{L^2}$$

$$q_{v,eq} = \frac{8 * 51834}{60^2} = 115 \text{ kN/m}$$

- Calculamos los máximos esfuerzos cortantes (V_z) producidos por las cargas del tren tipo B de la IAPF-75.



$$V_{z,max} = 3539 \text{ kN}$$

$$q_{v,eq} = \frac{2 V_{z,max}}{L}$$

$$q_{v,eq} = \frac{2 * 3539}{60} = 118 \text{ kN/m}$$

Tomamos como $q_{v,eq}$ la menor de todas:

$$q_{v,eq} = 115 \text{ kN/m}$$

Comprobamos en el anejo A de la norma UNE-EN 15528:2015 cual es el vagón de referencia que se encuentra inmediatamente por debajo del valor obtenido de la $q_{v,eq}$. En este caso sería el vagón de referencia E6, cuya carga repartida es igual a 100kN/m.

II. ANEJO B – CLASIFICACIÓN ETI

De acuerdo con la ETI de infraestructura (Reglamento (UE) 12998/2014 y su modificación aprobada por el Reglamento (UE) 2019/776), los requisitos mínimos de capacidad para estructuras se definen en el cuadro 1 y el cuadro 2. En dichos cuadros se definen los requisitos de capacidad mediante la combinación de la categoría EN de línea y la velocidad máxima correspondiente. La categoría de línea EN y la velocidad máxima asociada se considerarán como una sola cantidad combinada. La categoría EN de línea está en función de la carga por eje y de los aspectos geométricos relacionados con la separación de los ejes.

Cuadro 1 – Requisitos mínimos de capacidad para estructuras

Categoría EN de línea – Velocidad asociada (1) (6) [km/h] – Tráfico de viajeros

Código de tráfico	Coches de viajeros (incluidos coches, furgones y portaaautos) y vagones de mercancías ligeras (2) (3)	Locomotoras y cabezas motrices (2) (3)	Unidades múltiples, unidades de tracción y autopropulsados eléctricos o diésel (2) (3)
P1	n.d. (12)	n.d. (12)	Cuestión Pendiente
P2	n.d. (12)	n.d. (12)	Cuestión Pendiente
P3a (>160 Km/h)	A – 200 B1 – 160	D2 – 200 (11)	Cuestión Pendiente
P3b (≤160 Km/h)	B1 – 160	D2 – 160	C2 (8) – 160 D2 (9) – 120
P4a (>160 Km/h)	A – 200 B1 – 160	D2 – 200 (11)	Cuestión Pendiente
P4b (≤160 Km/h)	A – 160 B1 – 140	D2 – 160	B1(7) – 160 C2 (8) – 140 D2 (9) – 120
P5	B1 – 120	C2 – 120 (5)	B1 (7) – 120
P6		a12	

Cuadro 2 – Requisitos mínimos de capacidad para estructuras

Categoría EN de línea – Velocidad asociada (1)(6) [km/h] – Tráfico de mercancías

Código de tráfico	Vagones de mercancías y otros vehículos	Locomotoras (2)
F1	D4 – 120	D2 – 120
F2	D2 – 120	D2 – 120
F3	C2 – 100	C2 – 100
F4	B2 – 100	B2 – 100

(1)El valor de velocidad indicado en el cuadro representa el requisito máximo para la línea y podrá ser inferior de conformidad con los requisitos del punto 4.2.1(12) de la ETI de infraestructura. Al comprobar las estructuras individuales de la línea, es aceptable tener en cuenta el tipo de vehículo y la velocidad local permitida.

(2)Los coches de viajeros (incluidos coches, furgones, portaaautos); otros vehículos; locomotoras, cabezas motrices; unidades múltiples, unidades de tracción y vehículos autopropulsados, diésel y eléctricos, se definen en la ETI de locomotoras y material rodante de viajeros. Los vagones de mercancías ligeras se definen como furgones excepto que se les permite circular en composiciones no destinadas al transporte de viajeros.

(3)Los requisitos aplicables a las estructuras son compatibles con los coches de viajeros, furgones, portaaautos, vagones de mercancías ligeras, vehículos en unidades múltiples con tracción diésel y eléctrica así como unidades de tracción con una longitud entre 18 y 27,5 m para vehículos convencionales y articulados y con una longitud entre 9 y 14 m para vehículos regulares (apoyados en ejes o rodales).

(4)Los requisitos aplicables a las estructuras son compatibles con un máximo de dos locomotoras y/o cabezas motrices acopladas adyacentes. Los requisitos aplicables a las estructuras son compatibles con una velocidad máxima de 120 km/h para tres o más locomotoras y/o cabezas motrices acopladas adyacentes (o un tren de locomotoras y/o cabezas motrices) siempre que estas unidades cumplan los límites correspondientes para vagones de mercancías.

(5)Para el código de tráfico P5, el Estado miembro puede indicar si se aplican los requisitos aplicables a las locomotoras y cabezas motrices.

(6) Al comprobar la compatibilidad de trenes y estructuras individuales, la base de la comprobación de compatibilidad será conforme con el apéndice K de la ETI de infraestructura.

(7)Los requisitos aplicables a las estructuras son compatibles con una masa media por unidad de longitud sobre la longitud de cada coche/vehículo de 2,75 t/m.

(8)Los requisitos aplicables a las estructuras son compatibles con una masa media por unidad de longitud sobre la longitud de cada coche/vehículo de 3,1 t/m.

(9)Los requisitos aplicables a las estructuras son compatibles con una masa media por unidad de longitud sobre la longitud de cada coche/vehículo de 3,5 t/m.

(11) Solo se permiten vehículos de 4 ejes. La separación de los ejes en un bogie será como mínimo de 2,6 m. La masa media por unidad de longitud a lo largo de la longitud del vehículo no superará las 5,0 t/m.

(12) Teniendo en cuenta el estado de la técnica de la operación, no es necesario definir los requisitos armonizados para conseguir un nivel adecuado de interoperabilidad para este tipo de vehículos para los códigos de tráfico P1 y P2.

BORRADOR

III. ANEJO C – HISTORICO TRANSPORTES EXCEPCIONALES

Tabla Resumen – Histórico 2019 de transportes excepcionales (vagón de más de 8 ejes)

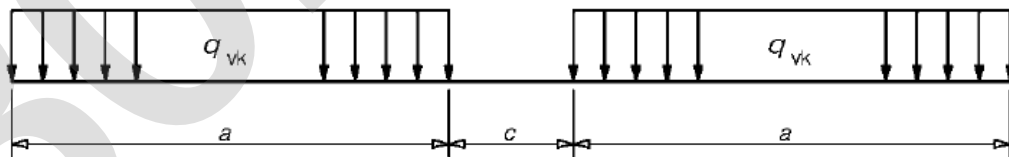
AÑO	STE ¹⁰	N.º de ejes	Carga por eje (t)	Carga por metro lineal (t/m)	c(m)(1)	a(m)(1)
2019	STE Nº14-5/19	32	16,81	11,95	15,780	22,5
2019	STE Nº16-5/19	24	18,75	13,50	16,244	16,5
2019	STE Nº35-5/19	28	15,71	11,30	16,244	21,0
2019	STE Nº34-5/19	28	15,39	11,10	16,244	21,0
2019	STE Nº32-5/19	32	16,13	11,50	15,780	22,5
2019	STE Nº31-5/19	24	17,84	13,00	16,244	16,5
2019	STE Nº26-5/19	28	15,71	11,30	16,244	21,0
2019	STE Nº27-5/19	28	20,43	14,60	16,244	21,0
2019	STE Nº23-5/19	32	16,34	11,62	15,780	22,5
2019	STE Nº24-5/19	24	16,87	12,27	16,244	16,5
2019	STE Nº24-5/19	32	16,81	11,95	15,780	22,5

(1) Los parámetros 'a' y 'c' están representados en la Figura III.1.

*Para el cálculo de la carga por metro lineal se ha tenido en cuenta solamente la longitud en la cual la carga se encuentra aplicada. Ejemplo para STE Nº14-5/19:

$$\frac{16.81(t) * 16}{1.5(m) * 15} = 11.95(t/m)$$

Figura III.1 Modelo de carga para el transporte excepcional



¹⁰ STE: Solicitud de transporte excepcional

IV. ANEJO D – EJEMPLO COMPROBACIÓN TRANSPORTE EXCEPCIONAL

Ejemplo puentes metálicos anteriores a 1975:

Capacidad para transportes excepcionales:

Tenemos los siguientes datos recogidos en el ensayo de la prueba de carga y en el análisis teórico del puente:

$$f_y = 2400 \text{kp/cm}^2$$

$$\sigma_{PC \text{ real}} = 795 \text{kp/cm}^2$$

$$\sigma_{PC \text{ teorica}} = 500 \text{kp/cm}^2$$

$$\sigma_{CP} = 110 \text{kp/cm}^2$$

$$\sigma_{SW/2} = 1600 \text{kp/cm}^2$$

$$\sigma_{TTE-ADIF} = 1100 \text{kp/cm}^2$$

Calculamos primero la σ_{EXT} para el modelo SW/2:

$$\sigma_{EXT} = 110 \text{kp/cm}^2 \frac{795 \text{kp/cm}^2}{500 \text{kp/cm}^2} + 1600 \text{kp/cm}^2 \frac{795 \text{kp/cm}^2}{500 \text{kp/cm}^2}$$

$$\sigma_{EXT} = 2718,9 \text{kp/cm}^2$$

Y por lo tanto comprobamos que no se cumple la siguiente inecuación:

$$2718,9 \leq \frac{2400}{1,2}$$

Ahora calcularemos la $q_{vk,SW/2,max}$. Para ello sustituimos la $\sigma_{EXT} = \frac{2400}{1,2} = 2000 \text{kp/cm}^2$.

$$2000 \text{kp/cm}^2 = 110 \text{kp/cm}^2 \frac{795 \text{kp/cm}^2}{500 \text{kp/cm}^2} + 1600 \text{kp/cm}^2 \frac{795 \text{kp/cm}^2}{500 \text{kp/cm}^2} \frac{q_{vk,SW/2,max}}{150 \text{kN/m}}$$

Despejando nos queda:

$$q_{vk,SW/2,max} = 110,34 \text{kN/m}$$

Calculamos ahora la σ_{EXT} para el modelo TTE-ADIF:

$$\sigma_{EXT} = 110 \text{kp/cm}^2 \frac{795 \text{kp/cm}^2}{500 \text{kp/cm}^2} + 1100 \text{kp/cm}^2 \frac{795 \text{kp/cm}^2}{500 \text{kp/cm}^2}$$

$$\sigma_{EXT} = 1923,9 \text{kp/cm}^2$$

Y por lo tanto sí que se cumple la siguiente inecuación:

$$1923,9 \leq \frac{2400}{1,2}$$

En el apartado CONCLUSIONES, subapartado Capacidad para transportes excepcionales del informe de Prueba de Carga, se indicará la capacidad del puente para el transporte excepcional de la siguiente manera:

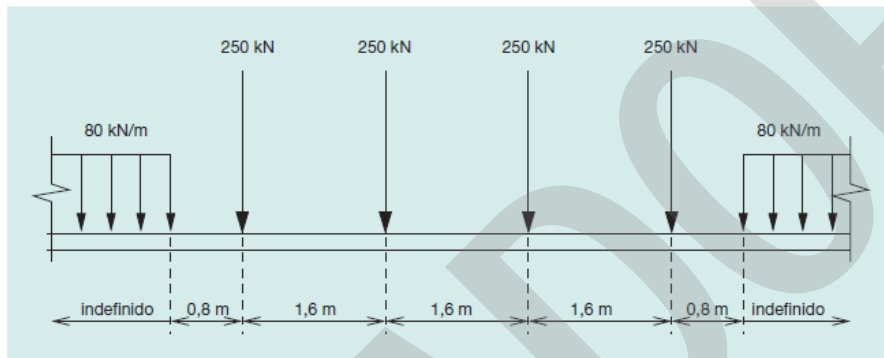
Modelo SW/2: $q_{vk,SW/2}$ (kN/m) = 110,34kN/m

Modelo TTE-ADIF: $q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m)=160kN/m

Ejemplo aplicable al resto de puentes tanto nuevos como existentes.

Tenemos un puente de un solo vano de 60m de luz. La instrucción con la que se diseñó es la IAPF-07.

Las cargas verticales de la IAPF-07 son:

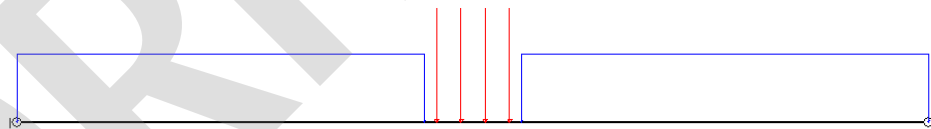


Estas acciones irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación, α , cuyo valor será:

$\alpha = 1.21$ para vías de ancho ibérico.

$\alpha = 0.91$ para vías de ancho métrico.

- Calculamos los máximos M_f producidos por las cargas de diseño de la IAPF-07.

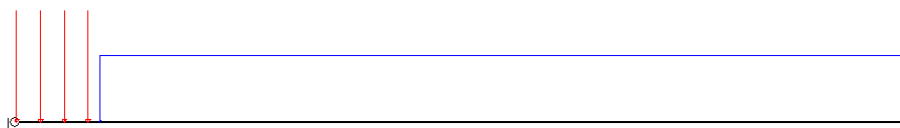


$$M_{f,max} = 51945 \text{ kN.m}$$

$$q_{v,eq(IAPF-07)} = \frac{8 M_{f,max}}{L^2}$$

$$q_{v,eq(IAPF-07)} = \frac{8 * 51945}{60^2} = 115.4 \text{ kN/m}$$

- Calculamos los máximos esfuerzos cortantes (V_z) producidos por las cargas de diseño de la IAPF-07.

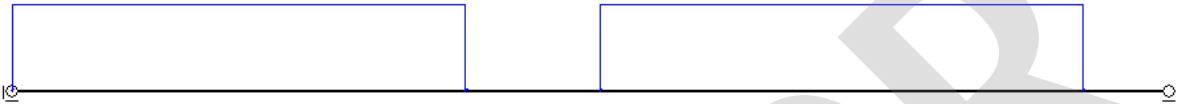


$$V_{z,max} = 3538 \text{ kN}$$

$$q_{v,eq(IAPF-07)} = \frac{2 V_{z,max}}{L}$$

$$q_{v,eq(IAPF-07)} = \frac{2 * 3538}{60} = 118kN/m$$

- Calculamos ahora los máximos Mf producidos por el transporte excepcional SW/2 definido en la tabla 5.3.2.10a.



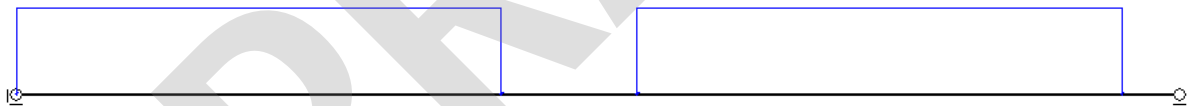
Debemos tener en cuenta que el máximo momento flector no tiene por qué producirse en el centro del vano, por ejemplo en este caso la posición más desfavorable es cuando el segundo vagón del transporte excepcional no ha entrado completamente en el puente.

$$M_{f,max} = 53232kN.m$$

$$q_{v,eq(SW/2)} = \frac{8 M_{f,max}}{L^2}$$

$$q_{v,eq(SW/2)} = \frac{8 * 53232}{60^2} = 118.3kN/m$$

- Calculamos ahora los máximos esfuerzos cortantes (Vz) producidos por el transporte excepcional SW/2 definido en la tabla 5.3.2.10a.



$$V_{z,max} = 3938kN$$

$$q_{v,eq(SW/2)} = \frac{2 V_{z,max}}{L}$$

$$q_{v,eq(SW/2)} = \frac{2 * 3938}{60} = 131.3kN/m$$

Modelo	$q_{v,eq} - M_f^+$	$q_{v,eq} - V_z$
IAPF-07	115,4kN/m	118kN/m
SW/2	118,3kN/m	131,3kN/m
$\frac{IAPF - 07}{SW/2}$	0,98	0,90

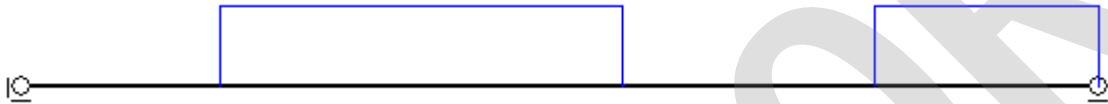
Por lo tanto el modelo SW/2 produce mayores sollicitaciones que el tren de diseño de la IAPF-07. Es necesario establecer el valor de $q_{vk,SW/2}$ hasta que cumpla la condición:

$$\frac{q_{v,eq(IAPF-07)}}{q_{v,eq(SW/2)}} \geq 1,0$$

La relación mínima obtenida entre las solicitaciones de diseño (IAPF-07) y el SW/2 es 0,9. Por lo tanto el máximo valor de $q_{vk,SW/2}$ es:

$$q_{vk,SW/2} = 150 \times 0,9 = 135 \text{ kN/m}$$

- Calculamos ahora los máximos momentos flectores (M_f) producidos por el transporte excepcional TTE-ADIF definido en la tabla 5.3.2.10b.



$$M_{f,max} = 46306 \text{ kN.m}$$

$$q_{v,eq(TTE-ADIF)} = \frac{8 M_{f,max}}{L^2}$$

$$q_{v,eq(TTE-ADIF)} = \frac{8 * 46306}{60^2} = 102,9 \text{ kN/m}$$

- Calculamos ahora los máximos esfuerzos cortantes (V_z) producidos por el transporte excepcional TTE-ADIF definido en la tabla 5.3.2.10b.



$$V_{z,max} = 3660 \text{ kN}$$

$$q_{v,eq(TTE-ADIF)} = \frac{2 V_{z,max}}{L}$$

$$q_{v,eq(TTE-ADIF)} = \frac{2 * 3660}{60} = 122 \text{ kN/m}$$

Modelo	$q_{v,eq} - M_f^+$	$q_{v,eq} - V_z$
IAPF-07	115,4 kN/m	118 kN/m
TTE-ADIF	102,9 kN/m	122 kN/m
$\frac{IAPF - 07}{TTE - ADIF}$	1,12	0,97

Por lo tanto el modelo TTE-ADIF produce mayores solicitaciones que el tren de diseño de la IAPF-07. Es necesario establecer el valor de $q_{vk,TTE-ADIF}$ hasta que cumpla la condición:

$$\frac{q_{v,eq(IAPF-07)}}{q_{v,eq(TTE-ADIF)}} \geq 1,0$$

La relación mínima obtenida entre las solicitaciones de diseño (IAPF-07) y el SW/2 es 0,97. Por lo tanto el máximo valor de $q_{vk,TTE-ADIF}$ es:

$$q_{vk,TTE-ADIF} = 160 \times 0,97 = 155 \text{ kN/m}$$

La clasificación final obtenida en cuanto a capacidad para transportes excepcionales se refiere, es la siguiente:

Modelo	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
TTE-ADIF	155	22,5	14
SW/2	135	25	7

V. ANEJO E – DOCUMENTACIÓN PARA CARGA DE DATOS EN SISTEMA INFORMÁTICO

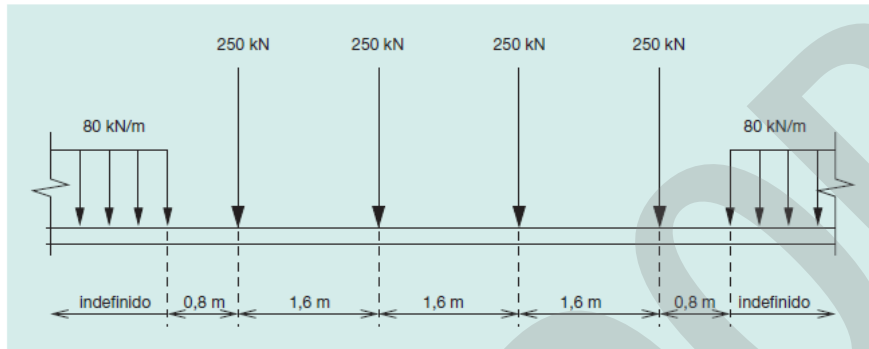
Tabla Registro de datos obligatorios en Prueba de Carga

Atributos	Datos
Empresa	-
Código de Línea	-
Línea declaración de Red	-
PK	-
Fecha de construcción	-
Instrucción de diseño del puente	-
Nombre del Puente	-
Material Tablero	Hormigón armado Metálico Mixto Fábrica
Tipo Unión	Roblonado Atornillado Soldado
Tipo de estructura	Isostática Hiperestática
N.º de vanos	-
Luz Máxima de Vano (m)	-
Σ de luces (m)	-
N.º de vías	-
Velocidad máxima de circulación (km/h)	-
Masa del tablero (t/m)	-
Inercia a flexión del tablero (m^4)	-
Inercia a torsión del tablero (m^4)	-
Fecha Prueba de carga	-
Técnico Responsable	-
Tipo de Prueba de Carga	Línea en servicio Línea en construcción
Flecha neta pésima registrada (mm)	-
Flecha pésima teórica (mm)	-
$\frac{flecha\ pésima_{registrada}}{flecha\ pésima_{teórica}} \times 100$	-
Recuperación (%)	-

Atributos	Datos
Solo cargas Verticales $\gamma = \frac{f_y}{\sigma_{max}}$	-
Aptitud REVINFE-23	Apta No Apta
Restricciones Velocidad (km/h) $\gamma < 1,30$	-
Restricciones Cargas (t/eje) $\gamma < 1,30$	-
Restricciones Cargas (t/m) $\gamma < 1,30$	-
Cargas Verticales + Acciones complementarias $\gamma = \frac{f_y}{\sigma_{max}}$	-
Aptitud ADIF	A2 A1 A0
Categoría de la estructura (EN 15528)	-
Clasificación ETI de Infraestructuras 1299/2014	-
TTE Excepcional SW/2 – $q_{vk,SW/2}$ (kN/m) a=25m & c=7m	-
TTE Excepcional ADIF – $q_{vk,TTE-ADIF}$ (kN/m) a=22,5m & c=14m	-
Frecuencia Fundamental n_0 (Hz)	-
Límite de frecuencia fundamental (Figura 6.4a)	Comprendida entre límite superior e inferior Por encima del límite superior Por debajo del límite inferior
Relación de amortiguamiento (%)	-
Primera Frecuencia natural de Torsión n_T (Hz)	-
Otras frecuencias naturales vibración (Hz)	-
Compatibilidad con Trenes HSLM (Solo para V>200km/h)	SI NO
Fecha de Entrega	-
Observaciones	-

VI. ANEJO F – HISTORICO TRENES DE CARGA

De acuerdo a IAPF07, la carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía se asimilará a la del tren UIC71. Dicho tren se define por las acciones siguientes, actuando simultáneamente:



Estas acciones irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación, α , cuyo valor será:

$\alpha = 1.21$ para vías de ancho ibérico.

$\alpha = 0.91$ para vías de ancho métrico.

INSTRUCCIÓN DE ACCIONES A CONSIDERAR EN PUENTES DE FERROCARRIL (IAPF-75).

- Tren de cargas para ancho ibérico:

Para el cálculo de los puentes de ferrocarril para vía Renfe, se considerará para cada elemento el tren tipo que de una sobrecarga más desfavorable entre los que a continuación se indican, correspondientes a circulación por una vía.

Además del tren tipo que haya de aplicarse en cada caso, se considerarán en los pesos de servicio unas sobrecargas uniformes de 400 kp/m^2 extendidas sobre toda la superficie de aquellos paseos, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

- Tren de cargas Tipo A:

Está constituido por tres ejes de 30 toneladas, separados entre sí 1,5m.

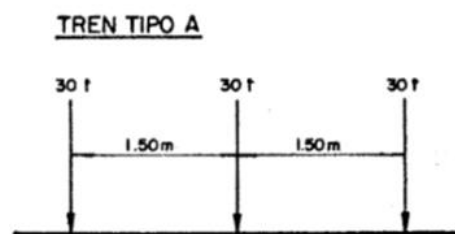


Fig. 4.2.1. 1a

- Tren de cargas tipo B:

Está constituido por una sobrecarga uniforme repartida de 12 t/m , extendida en una longitud de 15 o 30 metros, seguida inmediatamente de otras sobrecargas uniformemente repartidas de 10 t/m y 1 t/m . Estas dos últimas sobrecargas tendrán

carácter indefinido en su longitud y los valores a_i y b_i serán tales que produzcan los efectos más desfavorables.

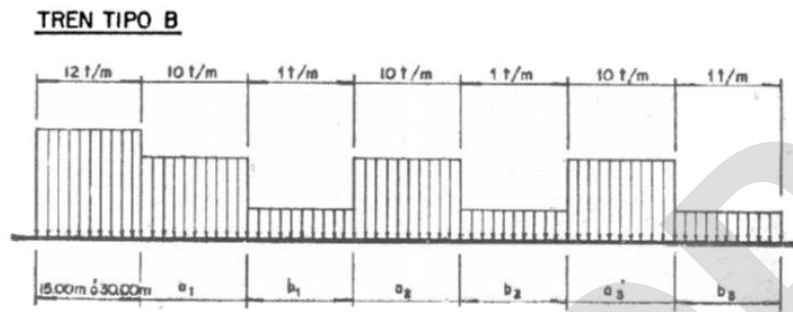


Fig. 4.2.1. 1b

- Tren de cargas para ancho métrico:

Para el cálculo de los puentes de ferrocarril para vía Renfe, se considerará para cada elemento el tren tipo que de una sobrecarga más desfavorable entre los que a continuación se indican, correspondientes a circulación por una vía.

Además del tren tipo que haya de aplicarse en cada caso, se considerarán en los pesos de servicio unas sobrecargas uniformes de 400kp/m^2 extendidas sobre toda la superficie de aquellos paseos, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

- Tren de cargas Tipo C:

Está constituido por tres ejes de 23 toneladas, separados entre sí 1,5m.

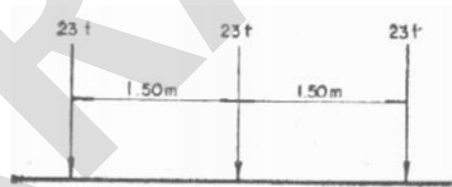


Fig. 4.2.1.2.1

- Tren de cargas Tipo D:

Está constituido por una sobrecarga uniforme repartida de 9t/m , extendida en una longitud de 15 o 30 metros, seguida inmediatamente de otras sobrecargas uniformemente repartidas de 7t/m y 1t/m . Estas dos últimas sobrecargas tendrán carácter indefinido en su longitud y los valores a_i y b_i serán tales que produzcan los efectos más desfavorables.

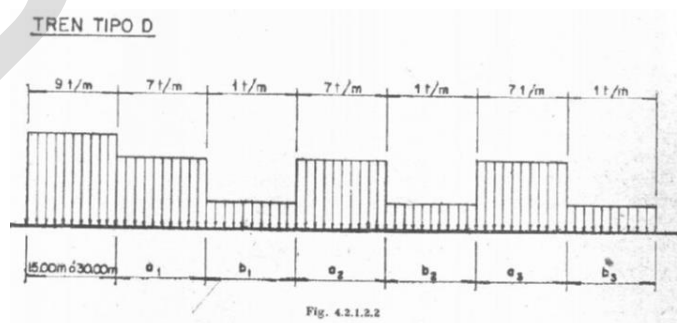


Fig. 4.2.1.2.2

INSTRUCCIÓN PARA EL CÁLCULO DE TRAMOS METÁLICOS 1956 (IPM-56)

- Tren de cargas para ancho ibérico:

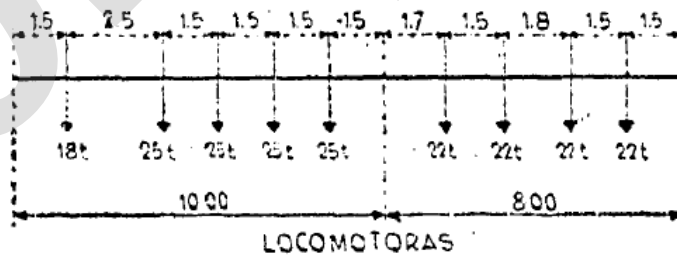
Para el cálculo estático de los tramos metálicos se considerará para cada elemento el más desfavorable de los trenes tipo de sobrecargas que a continuación se indican:

- Tren de cargas Tipo A:

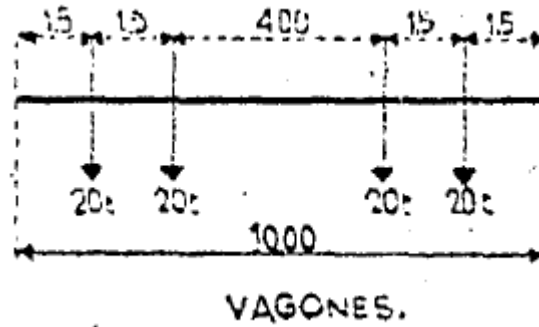
Un tren tipo compuesto de dos locomotoras con sus ténderes, colocadas en cabeza y en sentido normal de marcha, seguidos de un número indefinido de vagones cargados. Las dimensiones y pesos de locomotoras se indican en la siguiente imagen.

Características	Locomotora	Ténder	Vagón
Longitud total	10,00 m.	8,00 m.	10,00 m.
Número de ejes	5	4	4
Distancia de los ejes delanteros a las cabezas de los topes	1,50 m.	1,70 m.	1,50 m.
Separación entre los ejes 1.º y 2.º	2,50 m.	1,50 m.	1,50 m.
— — — — 2.º y 3.º	1,50 m.	1,80 m.	4,00 m.
— — — — 3.º y 4.º	1,50 m.	1,50 m.	1,50 m.
— — — — 4.º y 5.º	1,50 m.	—	—
Distancia entre el eje 4.º y el tope posterior	—	1,50 m.	1,50 m.
Distancia entre el 5.º eje y el tope posterior	1,50 m.	—	—
Peso del eje bisel	18,00 ton.	—	—
Peso de los demás ejes	25,00 ton.	22,00 ton.	20,00 ton.
Peso total	118,00 ton.	88,00 ton.	80,00 ton.
Peso por metro lineal	11,80 ton.	11,00 ton.	8,00 ton.

TRAMOS METÁLICOS PARA FERROCARRILES DE VIA NORMAL SOBRECARGAS QUE FORMAN EL TREN FIJO



Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV. Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

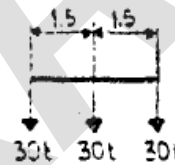


Para el cálculo de los diversos elementos de la viga principal y del piso se colocará el tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en el elemento, que se considera.

Para los tramos de doble vía se tendrán en cuenta dos trenes tipo circulando bien en el mismo sentido o en sentido opuesto, situados en las posiciones que produzcan los máximos efectos desfavorables en el elemento que se considera.

- Tren de cargas Tipo B:

Un tren tipo formado por tres ejes de 30 toneladas, separados 1,5m y, como el anterior, colocado en la posición más desfavorable.



SOBRECARGAS CONCENTRADAS

Se calcularán los andenes para unas sobrecargas uniformes de 400kp/m^2 y sus barandillas para que resistan un esfuerzo horizontal aplicado en su parte más elevada de 100kg/m .

- Tren de cargas para ancho métrico:

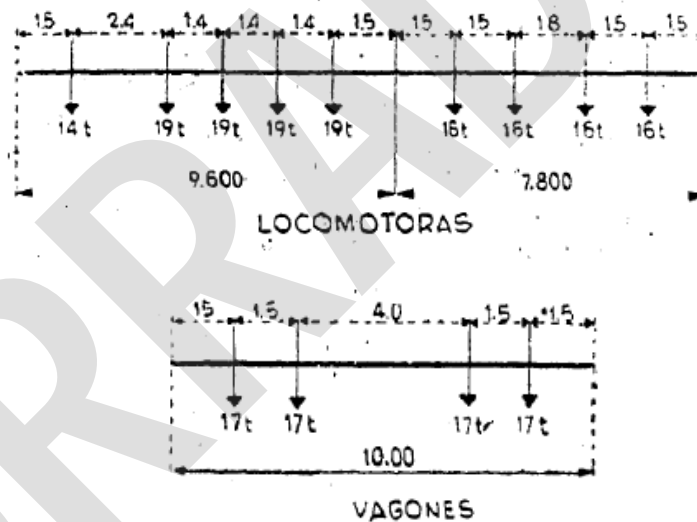
Para el cálculo estático de los tramos metálicos se considerará para cada elemento el más desfavorable de los trenes tipo de sobrecargas que a continuación se indican:

- Tren de cargas Tipo C:

Un tren tipo compuesto de dos locomotoras con sus ténderes, colocadas en cabeza y en sentido normal de marcha, seguidos de un número indefinido de vagones cargados. Las dimensiones y pesos de locomotoras se indican en la siguiente imagen.

Características	Máquina	Ténder	Vagón
Longitud total	9,60 m.	7,80 m.	10,00 m.
Número de ejes	5	4	4
Distancia de los ejes delanteros a las cabezas de los topes	1,50 m.	1,50 m.	1,50 m.
Separación entre los ejes 1.º y 2.º	2,40 m.	1,50 m.	1,50 m.
— — — 2.º y 3.º	1,40 m.	1,80 m.	4,00 m.
— — — 3.º y 4.º	1,40 m.	1,50 m.	1,50 m.
— — — 4.º y 5.º	1,40 m.	—	—
Distancia entre el 4.º eje y tope posterior.	—	1,50 m.	1,50 m.
Distancia entre el 5.º eje y tope posterior.	1,50 m.	—	—
Peso del primer eje	14,00 ton.	16,00 ton.	17,00 ton.
Peso de los demás ejes	19,00 ton.	16,00 ton.	17,00 ton.
Peso total	90,00 ton.	64,00 ton.	68,00 ton.
Peso por metro lineal	9,38 ton.	8,20 ton.	6,80 ton.

SOBRECARGAS QUE FORMAN EL TREN TIPO PARA TRAMOS PARA FERROCARRILES DE VIA DE 1,00 M

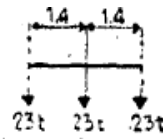


Para el cálculo de los diversos elementos de la viga principal y del piso se colocará el tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en el elemento, que se considere.

Para los tramos de doble vía se tendrán en cuenta dos trenes tipo circulando bien en el mismo sentido o en sentido opuesto, situados en las posiciones que produzcan los máximos efectos desfavorables en el elemento que se considera.

- Tren de cargas Tipo D:

Está constituido por tres ejes de 23 toneladas, separados entre sí 1,4m.



SOBRECARGAS CONCENTRADAS

INSTRUCCIÓN PARA REDACTAR PROYECTOS DE PUENTES METÁLICOS 1925 (IPM-25)

- Tren de cargas para ancho ibérico:

Para el cálculo estático de los tramos metálicos se considerará para cada elemento el más desfavorable de los trenes tipo de sobrecargas que a continuación se indican:

- Tren de cargas Tipo A:

Un tren tipo compuesto de dos locomotoras con sus ténderes, colocadas en cabeza y en sentido normal de marcha, seguidos de un número indefinido de vagones cargados. Las dimensiones y pesos de locomotoras se indican en la siguiente imagen.

CARACTERÍSTICAS DE	MAQUINA	TENDER	VAGON CARGADO
Longitud total.....	10,00 metros.	8,00 metros.	10,00 metros.
Número de ejes.....	5	4	4
Separación de las cabezas de los topes a los ejes extremos.....	1,50 metros.	1,50 metros.	1,00 metros.
Separación entre los ejes primero y segundo.....	2,50 —	1,50 —	1,50 —
Separación entre los ejes segundo y tercero.....	1,50 —	2,00 —	5,00 —
Separación entre los ejes tercero y cuarto.....	1,50 —	1,50 —	1,50 —
Separación entre los ejes cuarto y quinto.....	1,50 —	»	»
Carga del eje bisel.....	12.000 kilogramos.	»	»
Carga de los otros ejes.....	22.000 —	18.000 kilogramos.	16.000 kilogramos.
Peso total.....	100.000 —	72.000 —	64.000 —
Peso medio por metro lineal.....	10.000 —	9.000 —	6.400 —

Para el cálculo de los diversos elementos de la viga principal y del piso se colocará el tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en el elemento, que se considere.

Para los tramos de doble vía se tendrán en cuenta dos trenes tipo circulando bien en el mismo sentido, situados en las posiciones que produzcan los máximos efectos desfavorables en el elemento que se considera.

- Tren de cargas Tipo B:

Un tren tipo formado por tres ejes de 36 toneladas, separados 1,5m y, como el anterior, colocado en la posición más desfavorable.

- Tren de cargas para ancho métrico:

Para el cálculo estático de los tramos metálicos se considerará para cada elemento el más desfavorable de los trenes tipo de sobrecargas que a continuación se indican:

- Tren de cargas Tipo C:

Un tren tipo compuesto de dos locomotoras con sus ténderes, colocadas en cabeza y en sentido normal de marcha, seguidos de un número indefinido de vagones cargados. Las dimensiones y pesos de locomotoras se indican en la siguiente

Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV. Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

imagen.

CARACTERÍSTICAS	MAQUINA	TENDER	VAGON CARGADO
Longitud total.....	11,50 metros.	8,00 metros.	10,40 metros.
Número de ejes.....	6	4	4
Distancia de la cabeza del primer tope al primer eje..	1,50 metros.	1,00 metros.	1,10 metros.
Separación entre los ejes primero y segundo.....	2,00 —	1,50 —	1,40 —
Separación entre los ejes intermedios.....	1,50 —	2,50 —	5,40 —
Separación entre los dos últimos ejes.....	2,50 —	1,50 —	1,40 —
Distancia del último eje a la cabeza del tope posterior.	1,00 —	1,50 —	1,10 —
Carga del primer eje.....	8.000 kilogramos.	14.000 kilogramos.	14.000 kilogramos.
Carga de los ejes intermedios acoplados.....	16.000 —	14.000 —	14.000 —
Carga del último eje.....	12.000 —	14.000 —	14.000 —
Peso medio por metro lineal.....	7.394 —	7.000 —	5.387 —

Para el cálculo de los diversos elementos de la viga principal y del piso se colocará el tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en el elemento, que se considere.

Para los tramos de doble vía se tendrán en cuenta dos trenes tipo circulando bien en el mismo sentido, situados en las posiciones que produzcan los máximos efectos desfavorables en el elemento que se considera.

- Tren de cargas Tipo D:

Está constituido por tres ejes de 18 toneladas, separados entre sí 1,5m.

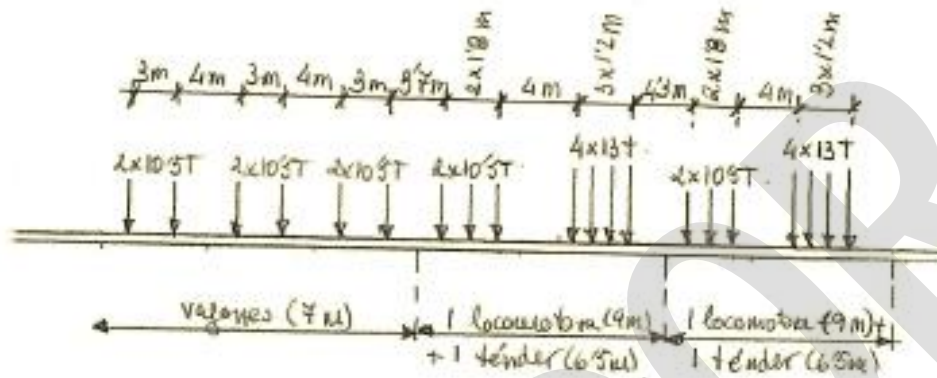
INSTRUCCIÓN PARA REDACTAR PROYECTOS DE PUENTES METÁLICOS 1902 (IPM-02)

- Tren de cargas para ancho ibérico:

- Para el cálculo de los momentos flectores, el tren se compondrá de dos locomotoras de cuatro ejes motores, orientadas en sentido contrario, seguidas de sus tónderes correspondientes y de una serie indefinida de vagones. Para el cálculo de cada sección se supondrá situado el tren en la posición que corresponde al momento de flexión máximo en la sección considerada. Los pesos y las dimensiones de los vehículos que componen el tren tipo son los que figuran en el siguiente cuadro:

	Locomoto- ra.	Tónder.	Vagón.
Número de ejes.....	4	3	2
Carga en cada eje.....	13 ^t	10,5 ^t	10,5 ^t
Peso total.....	52 ^t	31,5 ^t	21 ^t
Distancia del extremo ante- rior al primer eje.....	2,60 ^m	1,20 ^m	2 ^m
Distancia entre ejes.....	1,20 ^m	1,80 ^m	3 ^m
Distancia del último eje al ex- tremo posterior.....	2,80 ^m	1,70 ^m	2 ^m
Longitud total.....	9 ^m	6,50 ^m	7 ^m

- Para el cálculo de esfuerzos cortantes, el tren tipo se compondrá de los mismos vehículos, formando un tren de doble tracción, es decir, con dos locomotoras y sus tónderes a la cabeza, orientadas en el mismo sentido.



- Tren de cargas para ancho métrico:
 - Para el cálculo de los momentos flectores, el tren se compondrá de dos locomotoras, tónderes de cuatro ejes, orientadas en sentido contrario y seguidas de una serie indefinida de vagones. Para el cálculo de cada sección se supondrá situado el tren en la posición que corresponde al momento de flexión máximo en la sección considerada. Los pesos y las dimensiones de los vehículos que componen el tren tipo son los que figuran en el siguiente cuadro:

	Locomoto- ra.	Vagón.
Número de ejes.....	4	2
Carga en cada eje.....	9 ^t	8 ^t
Peso total.....	36 ^t	16 ^t
Distancia del extremo anterior al primer eje.....	2,50 ^m	1,50 ^m
Distancia entre ejes.....	1 ^m	3 ^m
Distancia del último eje al extremo posterior.....	2 ^m	1,50 ^m
Longitud total.....	7,50 ^m	6 ^m

- Para el cálculo de esfuerzos cortantes, el tren tipo se compondrá de los mismos vehículos, formando un tren de doble tracción, es decir, con dos locomotoras a la cabeza, orientadas en el mismo sentido. Para el cálculo de cada sección se supondrá situado el tren en la posición que corresponde al esfuerzo cortante máximo en la sección considerada.

Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV. Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

VII. ANEJO G – ACTA DE PRUEBA DE CARGA

MODELO DE ACTA DE PRUEBA DE CARGA					
TIPO DE PRUEBA:			FECHA DE PRUEBA:		
IDENTIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA					
ADMINISTRADOR:					
LÍNEA:					
TRAMO:					
P.K.:	COORDENADAS UTM (DATUM: ETRS89) X=		Y=	HUSO=	
PROVINCIA:					
DENOMINACIÓN:					
REFERENCIA A.F. :			CÓDIGO INTERNO:		
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA O PARTE DE ELLA:					
ASISTENTES					
NOMBRES			ENTIDAD		
CONDICIONES ATMOSFÉRICAS					
TEMPERATURA (°C):			HUMEDAD RELATIVA (%):		
PUNTOS DE MEDIDA INSTALADOS					
		Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4
FLECHAS	EQUIPO ÓPTICO				
	TRANS. DE DESPLAZAMIENTO				
DEFORMACIONES UNITARIAS	BANDAS EXTENSOMÉTRICAS				
REGISTRO DE VIBRACIONES	ACELERÓMETRO				
OTROS					
TRENES DE CARGA UTILIZADOS					
VEHÍCULO		NÚMERO	MATRÍCULAS	PESO UNITARIO (t)	
PREVISTO	REAL			PREVISTO	REAL
PORCENTAJE DE SOLICITACIÓN RESPECTO A INSTRUCCIÓN:					
SENTIDO DE CIRCULACIÓN PARA LAS PRUEBAS DINÁMICAS:					
HORA DE COMIENZO:					
RESULTADOS BÁSICOS ALCANZADOS EN LA ESTRUCTURA					
		Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4
PORCENTAJE DE RESPUESTA RESPECTO AL PROYECTO DE PRUEBA DE CARGA	Estática	En general	Flechas		
			Deformaciones unitarias		
	Pruebas simplificadas	Flechas			
		Deformaciones unitarias			
PORCENTAJE DE RECUPERACIÓN	Dinámica	Frecuencia propia de vibración			
		Estática	En general	Flechas	
		Deformaciones unitarias			
ANOMALIAS EN LA INSPECCIÓN VISUAL:					
OBSERVACIONES:					
CONDICIONES DE PUESTA EN SERVICIO					
		APTO <input type="checkbox"/> NO APTO <input type="checkbox"/> RESTRICCIONES:			
Firma de los Asistentes					

Este documento normativo se presenta como "BORRADOR" a efectos de consulta a todos los interesados. Su contenido no tiene validez hasta su aprobación definitiva por el Comité de Normativa de Adif y Adif AV.
Este documento no puede ser PUBLICADO, COPIADO NI EDITADO SIN AUTORIZACIÓN EXPRESA DEL COMITÉ DE NORMATIVA DE ADIF Y ADIF AV.

BORRADOR