



CAPÍTULO X

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 36 Bases

Las estructuras de acero deben de ser proyectadas, construidas y mantenidas de forma que se garantice el cumplimiento de todos los requisitos para los estados límite de servicio establecidos en 8.1.3.

El estado límite de deslizamiento en uniones pretensadas se aplica a las uniones con tornillos de alta resistencia proyectadas en Categoría B, con las condiciones indicadas en 58.2.

La aplicabilidad de los estados límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos y de plastificaciones locales se limita, generalmente, al caso de estructuras o elementos estructurales sometidos a sobrecargas repetitivas de cierta entidad.

36.1. Estados límite de servicio en edificios

Los estados límite de servicio en edificios conciernen fundamentalmente a la rigidez de sus forjados y cubiertas así como a la rigidez lateral de la propia estructura, para lo que se establecen limitaciones a sus deformaciones verticales y horizontales en 37.2.

En estructuras de uso público o industrial puede resultar asimismo necesaria la comprobación de las vibraciones según se trata en 38.2.

En caso de proyectarse uniones atornilladas con tornillos pretensados de alta resistencia de Categoría B, según se define en 58.2, resulta necesario comprobar la ausencia de deslizamiento en condiciones de servicio, según se contempla en el Artículo 39.

Salvo en algunos casos singulares de estructuras o elementos estructurales de edificios que se hallen sometidos a sobrecargas repetitivas de cierta entidad, no resultan generalmente de aplicación los Artículos 40 y 41.

36.2. Estados límite de servicio en puentes

Además de los estados límite de servicio contemplados en 36.1, en el caso de puentes o pasarelas resulta siempre necesario comprobar el estado límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos y el estado límite de plastificaciones locales, según se trata en los Artículos 40 y 41, respectivamente.



36.3. Modelos de cálculo

En general, la respuesta estructural para las comprobaciones de los estados límite de servicio se obtendrá a partir de un análisis global elástico de la estructura (ver Artículo 19).

Las combinaciones de acciones a considerar serán las apropiadas para las comprobaciones establecidas en el articulado que sigue.

Cuando sean relevantes, el análisis estructural deberá considerar la influencia de posibles efectos térmicos, reológicos, desnivelaciones o asentos de apoyo, pretensados mediante cables o cualquier otra presolicitación elástica aplicada sobre la estructura.

El análisis estructural se realizará con las secciones brutas (sin descontar agujeros), tomando en consideración, si resultan significativos, los efectos del arrastre por cortante mediante las anchuras eficaces establecidas en los apartados 21.3 y 21.4.

Pueden usarse modelos de cálculo aproximados siempre que las simplificaciones introducidas sean conservadoras o se justifique adecuadamente que no influyen en los resultados de las verificaciones a satisfacer.

36.4. Requisitos de proyecto

Además de las comprobaciones definidas en este Capítulo X, los requisitos establecidos en el Artículo 5 para la vida útil de la estructura exigen establecer una estrategia de proyecto orientada a la durabilidad, cuyas bases se tratan en 8.2 y en el Capítulo VII, en función de la exposición ambiental de la estructura.

En puentes, y en todos aquellos elementos estructurales de especial responsabilidad, debe en general garantizarse un correcto diseño de detalles que minimice el riesgo de corrosión de la estructura de acero, al mismo tiempo que facilite su inspección, mantenimiento y, si fuera preciso, la sustitución de ciertos elementos, tales como apoyos, juntas, cables, anclajes, etc.

Todos los tableros de puentes deben ser adecuadamente impermeabilizados para evitar la entrada de agua en la estructura. El sistema de drenaje debe proyectarse en función de la superficie de plataforma y el volumen previsible de agua a evacuar, teniendo en cuenta la pendiente del tablero, así como la ubicación y capacidad de los sistemas de desagüe.

El proyecto debe prever y definir un fácil mantenimiento y limpieza del sistema de drenaje para evitar su obturación.

En secciones cerradas y no visitables, y salvo que se garantice su completo sellado, mediante soldaduras u otro sistema, debe procederse a la oportuna protección interior, según 31.2, así como al diseño de detalles que aseguren la evacuación de las eventuales filtraciones de agua.



Artículo 37 Estado límite de deformaciones

37.1. Consideraciones generales

El estado límite de deformaciones se satisface si los movimientos (desplazamientos o giros) en la estructura, o elementos estructurales, son menores que unos valores límite máximos.

La comprobación del estado límite de deformaciones tendrá que realizarse en todos aquellos casos en los que las deformaciones puedan afectar a la estética, funcionalidad o durabilidad de la propia estructura o de los elementos por ella soportados.

El estudio de las deformaciones debe realizarse para las condiciones de servicio que correspondan, en función del problema a tratar, de acuerdo con los criterios de combinación de acciones expuestos en 13.3, y las acciones definidas por las instrucciones o normativas que sean de aplicación.

Si la funcionalidad o el deterioro de la estructura, maquinaria, equipamientos o elementos no estructurales (tabiques, cerramientos, barandillas, servicios, instalaciones, solados, por ejemplo) pueden verse afectados por las deformaciones, su comprobación se limitará a los efectos de las cargas permanentes o variables que se apliquen después de la puesta en obra del elemento afectado.

Si se considera la estética o apariencia de la estructura, se comprobará con la combinación cuasipermanente de acciones.

Si se analiza el confort del usuario o el correcto funcionamiento de los equipos bajo los efectos dinámicos derivados de las deformaciones (maquinaria, peatones, vehículos, trenes, etc), sólo se tendrán en cuenta los efectos de aquellas sobrecargas que resulten pertinentes.

Los valores máximos admisibles de las deformaciones dependen del tipo y función de la estructura, de las exigencias funcionales y de confort que deba satisfacer y de las condiciones que puedan imponer otros elementos no estructurales que se apoyen en ella, que a su vez pueden estar afectados por el tipo o procedimiento de fijación o montaje que se utilice.

Por todo ello, y salvo que se establezcan otros con carácter prescriptivo por alguna instrucción o normativa de aplicación, los valores límite que se recomiendan en este Artículo 37 son de carácter semiempírico indicativo. En cada proyecto, los valores límite máximos pueden ser acordados alternativamente entre la propiedad, el autor del proyecto o, en su caso, la administración competente, según las características particulares del mismo. Dichos valores deben figurar explícitamente en la memoria y/o planos del proyecto, junto con las posibles exigencias, de índole técnica, constructiva o arquitectónica, asociadas a dichos valores límite, si las hubiere.

En estructuras de acero, cuando sea previsible una deformación importante bajo cargas permanentes, puede ser aconsejable o incluso necesario (en el caso de puentes por ejemplo) establecer una contraflecha de ejecución en taller de los elementos estructurales de acero, que contrarreste total o parcialmente las deformaciones permanentes,

instantáneas y diferidas, y en algunos casos la fracción cuasipermanente de las deformaciones debidas a las sobrecargas totales.

A efectos de la comprobación de las deformaciones verticales, se establecen las siguientes definiciones, según el esquema representado en la figura 37.1.a, siendo:

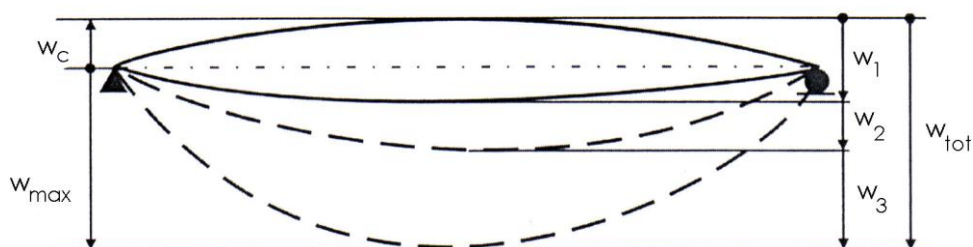


Figura 37.1.a. Definición de flechas verticales

- w_c Contraflecha de ejecución en taller del elemento estructural de acero (descargado).
- w_1 Flecha inicial bajo la totalidad de las cargas permanentes actuando sobre la estructura.
- w_2 Componente diferida de la flecha bajo cargas permanentes.
- w_3 Flecha debida a la acción de las sobrecargas, bajo la combinación de acciones que resulte pertinente.
- w_{tot} Flecha total, suma de $(w_1+w_2+w_3)$.
- w_{max} Flecha total aparente descontando la contraflecha $(w_{tot}-w_c)$.
- w_{activa} Flecha activa, en general suma de $(w_2+w_3) = (w_{tot}-w_1)$.

En caso de procesos constructivos evolutivos, y a efectos de evaluar con mayor precisión el riesgo de deterioros en un elemento (tabique, solado, cerramiento, etc.), la flecha activa debería incorporar, además, la posible fracción de w_1 debida a las cargas permanentes aplicadas a la estructura con posterioridad al momento en que se construye o instala dicho elemento.

A efectos del control de deformaciones horizontales, se establece el esquema representado en la figura 37.1.b.

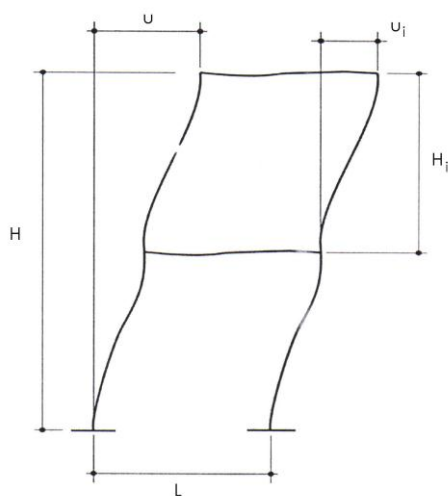


Figura 37.1.b. Definición de deformaciones horizontales

En dicha figura los valores de u y u_i representan respectivamente:

- u Flecha horizontal total del edificio o estructura de altura H .
- u_i Flecha horizontal, relativa entre cotas de forjado, de cada nivel o planta de altura H_i .

37.2. Límites de deformaciones en edificios

Se entenderá que la estructura tiene deformaciones admisibles cuando cumpla las limitaciones de flecha establecidas por las reglamentaciones específicas que sean de aplicación. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las limitaciones indicadas en el Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación, de acuerdo con el apartado 5.1.1.2 de esta Instrucción.

37.2.1. Deformaciones verticales

Para estructuras de edificación aplican las limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3 del DB-SE del Código Técnico de la Edificación.

En vigas carrileras de pórticos grúa, la flecha activa máxima no superará el valor $L/700$, aunque se recomienda fijar un valor límite específico para cada proyecto particular, en función del uso y tipo de equipamiento.

37.2.2. Deformaciones horizontales

Para estructuras de edificación aplican las limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3 del DB-SE del Código Técnico de la Edificación.

En vigas carrileras de pórticos grúa, la flecha máxima horizontal puede limitarse, de forma orientativa, a $L/800$, aunque se recomienda fijar un valor límite específico para cada proyecto particular, en función del uso y tipo de equipamiento.



Asimismo, y con carácter indicativo, conviene limitar las flechas horizontales máximas en cabeza de los soportes de apoyo de las vigas carrileras a $h/300$, siendo h la altura real del soporte. La diferencia entre los desplazamientos horizontales en cabeza de dos soportes de apoyo enfrentados no debe, además, superar los 20 mm.

37.2.3. Requisitos para la evacuación de aguas

Debe garantizarse el correcto drenaje del agua de lluvia en cubiertas, así como en plataformas, aparcamientos, etc. no cubiertos.

Resulta para ello aconsejable que el proyecto y control de ejecución de la estructura de este tipo de superficies aseguren pendientes no inferiores al 5%, hacia puntos de desagüe correctamente ubicados, para evitar embalsamientos.

El proyecto y control de ejecución de la estructura deben tener en cuenta:

- La tolerancia y errores de ejecución y montaje.
- Las deformaciones propias de los elementos de cubierta o forjado.
- Las deformaciones de la estructura que soporta la superficie a drenar.
- Las eventuales contraflechas de los elementos resistentes.

Cuando la pendiente resulte inferior al 3%, deben efectuarse cálculos adicionales para controlar la existencia de márgenes adecuados de seguridad bajo la actuación de cargas adicionales de agua por:

- Embalsamientos bajo la deformación de los elementos resistentes, así como de los propios materiales de cubrimiento.
- Acumulación de nieve.

37.3. Límites de deformaciones en puentes y pasarelas

El control de deformaciones (desplazamientos y giros) en puentes y pasarelas debe garantizar la adecuada apariencia y funcionalidad de la obra, evitando:

- Efectos dinámicos amplificados, o no deseados, debidos a impactos del tráfico circulante.
- Daños en la capa de rodadura de puentes de carretera, o en el balasto y sistemas de vía de puentes ferroviarios.
- Alteraciones en el correcto funcionamiento del sistema de drenaje.
- Impresiones visuales no adecuadas de la geometría final de la estructura.
- Sensaciones que afecten al confort de los usuarios.



- Alteraciones en las condiciones finales de la rasante (planta, alzado, peraltes) respecto de las alineaciones previstas en proyecto.
- Afecciones al funcionamiento y durabilidad de juntas, apoyos, barandillas, instalaciones, etc., muy sensibles a quiebros o cambios bruscos de pendiente en la deformada.

El proyecto deberá definir unas contraflechas teóricas de ejecución tales que, para la totalidad de la carga permanente, y la mitad de los efectos reológicos y de la parte de sobrecargas de la combinación cuasipermanente, la rasante final de la estructura corresponda a la geometría prevista.

El proyecto deberá definir, con total precisión, las distintas fases de montaje y puesta en carga de la estructura para las que se han obtenido las contraflechas de ejecución. Cualquier variación del proceso o secuencias de montaje respecto de lo establecido en proyecto obligará a un nuevo cálculo de las contraflechas, que deberá ser sometido a la aprobación de la dirección facultativa antes de iniciarse cualquier operación de corte o despiece de las chapas o perfiles en taller.

Las tolerancias admisibles de ejecución o montaje, respecto a la directriz teórica de proyecto, se ajustarán a lo establecido en el Capítulo XVIII de esta Instrucción o en las normativas e instrucciones vigentes que sean de aplicación.

37.3.1. Puentes de carretera y pasarelas

Los criterios específicos para la comprobación de las deformaciones en servicio de puentes de carretera y pasarelas se podrán ajustar, de conformidad con lo indicado en el artículo 37.1, a lo establecido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP).

En puentes de carretera se recomienda que la rigidez del tablero sea tal que, bajo la actuación del valor frecuente de las sobrecargas de tráfico establecido por la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP), la flecha correspondiente a dichas sobrecargas no supere los valores siguientes:

L/1000 en puentes de carretera.

L/1200 en puentes urbanos con aceras transitables.

siendo L la luz del vano.

En puentes de carretera con tableros con voladizos laterales importantes, o con flexibilidad transversal en secciones coincidentes con juntas de dilatación, se recomienda comprobar que la deformación transversal máxima, bajo la actuación del valor frecuente de las sobrecargas de tráfico, no supere los 5 mm, salvo especificaciones técnicas alternativas por parte del suministrador de las juntas.

En el caso de pasarelas, se recomienda comprobar que la flecha debida a la actuación del valor frecuente de las sobrecargas debidas al paso de los peatones, establecido por la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP), no supere el valor L/1200, siendo L la luz del vano.



37.3.2. Puentes de ferrocarril

Los criterios específicos para la comprobación de las deformaciones en servicio de puentes de ferrocarril se podrán ajustar, de conformidad con lo indicado en el artículo 37.1, a lo establecido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF).

37.3.3. Requisitos para el drenaje de las plataformas

Debe controlarse la geometría final del puente deformado bajo la totalidad de las cargas permanentes para eliminar posibles zonas de acumulación de agua, en función del sistema de drenaje proyectado.

Cuando el sistema de drenaje afecte, total o parcialmente, al interior de secciones cerradas del puente deben establecerse medidas preventivas para evitar acumulaciones de agua en el interior del tablero por fallos de dicho sistema.

Artículo 38 Estado Límite de vibraciones

38.1. Consideraciones generales

Las vibraciones pueden afectar a la funcionalidad o durabilidad de las estructuras bajo condiciones de servicio.

La adecuada respuesta en servicio de una estructura, o un elemento estructural aislado, deben garantizar:

- El confort de los usuarios.
- La ausencia de deterioros en la propia estructura, o en los elementos no resistentes soportados por ella, originados por efectos dinámicos.
- El correcto funcionamiento y durabilidad de posibles maquinarias, servicios, instalaciones, etc, sensibles a estos fenómenos.

Los efectos dinámicos a considerar pueden ser inducidos por maquinarias, movimientos sincronizados de gente (andando, corriendo, bailando o saltando), sobrecargas de tráfico carretero o ferroviario, vibraciones del terreno adyacente (inducidas por tráfico en las proximidades, por ejemplo), viento y oleaje. Dichos efectos pueden resultar amplificados por condiciones de resonancia.

Para limitar los efectos vibratorios en las estructuras, los valores de sus frecuencias fundamentales, o de las de elementos estructurales aislados, deben en lo posible estar suficientemente alejados (generalmente superiores) de las frecuencias de las eventuales fuentes de excitación, con objeto de evitar fenómenos de resonancia.

En estructuras, o elementos estructurales, con frecuencias fundamentales bajas o próximas a las de excitación, los criterios establecidos en este articulado pueden no resultar adecuados o suficientes, debiéndose proceder a un análisis dinámico preciso de la



respuesta estructural (amplitudes, velocidades y aceleraciones), incluyendo los efectos del amortiguamiento.

En aquellos casos en que los efectos dinámicos puedan ser relevantes, la Memoria del Proyecto explicitará las comprobaciones, análisis y criterios de aceptación utilizados, que podrían diferir de los recomendados en este articulado, previo acuerdo entre el autor del proyecto, la propiedad y la eventual administración competente.

Por todo ello, y salvo que se establezcan otros con carácter prescriptivo por alguna instrucción o normativa de aplicación, los valores que se recomiendan en este Artículo 38 son de carácter semiempírico indicativo. En cada proyecto, los valores admisibles pueden ser acordados alternativamente entre la propiedad, el autor del proyecto o, en su caso, la Administración competente, según las características particulares del mismo. Dichos valores deben figurar explícitamente en la Memoria y Planos del Proyecto, junto con las posibles exigencias, de índole técnica, constructiva o arquitectónica, asociadas a dichos valores límite, si las hubiere.

38.2. Comprobación de vibraciones en edificaciones de uso público

El nivel de las vibraciones en estructuras abiertas al público debe limitarse para no afectar al confort de los usuarios y, en ciertos casos (laboratorios, hospitales, por ejemplo), al correcto funcionamiento de equipos de precisión.

38.3. Comprobación de vibraciones en puentes y pasarelas

Los puentes y pasarelas deben cumplir los requisitos de los estados límite de servicio bajo los efectos dinámicos debidos a las cargas de tráfico, ferrocarril, peatones, bicicletas y viento.

Las vibraciones en puentes y pasarelas no deben causar inquietud en los pasajeros de vehículos, circulando o detenidos sobre el tablero, ni en los peatones. También resulta conveniente limitar el nivel de emisión de ruidos a causa de las vibraciones, especialmente en puentes y pasarelas ubicados en entornos urbanos.

Tales condiciones se cumplen generalmente cuando la máxima aceleración vertical que pueda producirse, en cualquier zona o elemento transitable por peatones, no supere ciertos valores límite, función del grado de confort exigido.

Este requisito afecta únicamente al caso de pasarelas y puentes con aceras transitables. En general, los puentes de carretera sin aceras transitables no necesitan una comprobación de vibraciones en condiciones de servicio, salvo lo establecido en 38.3.1.

Las comprobaciones de vibraciones en puentes de ferrocarril, principalmente en líneas de alta velocidad, requieren requisitos específicos más estrictos, según se trata en 38.3.3.

38.3.1. Puentes de carretera

Las verificaciones de las limitaciones de vibraciones en puentes de carretera se podrán regir, de conformidad con lo indicado en el artículo 38.1, por los requisitos



específicos establecidos en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP).

En general, el criterio limitativo de deformaciones establecido en 37.3.1 suele conducir a estructuras en las que el efecto de las vibraciones es reducido y puede considerarse aceptable desde el punto de vista del confort.

Así pues, únicamente puede resultar necesario verificar el nivel de vibraciones en puentes de carretera:

- Cuando se proyectan estructuras en las que no se satisface estrictamente el valor límite de deformaciones de 37.3.1.
- En puentes de carácter urbano con aceras transitables y condiciones de tráfico peatonal intenso.
- En estructuras con tipologías estructurales singulares no convencionales.

38.3.2. Pasarelas

Las verificaciones de las limitaciones de vibraciones en pasarelas se podrán regir, de conformidad con lo indicado en el artículo 38.1, por los requisitos específicos establecidos en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP).

En general, resultan susceptibles de fenómenos vibratorios que pueden afectar al confort de los peatones las pasarelas cuyas frecuencias fundamentales estén comprendidas en los siguientes rangos críticos:

- Para oscilaciones en el plano vertical: entre 1,25 y 4,60 Hz.
- Para oscilaciones en el plano horizontal o de torsión: entre 0,50 y 1,20 Hz.

En pasarelas cuyas frecuencias fundamentales se sitúen fuera de dichos rangos críticos no suele resultar necesario efectuar ningún análisis dinámico de vibraciones.

En el caso de pasarelas convencionales, no comprendidas en los casos luego indicados, cuyas frecuencias fundamentales para vibraciones en el plano vertical estén comprendidas en el rango crítico antes citado, tampoco suele ser necesario efectuar un análisis dinámico de vibraciones, salvo que así lo establezca la propiedad, si se satisface el valor límite de deformaciones del apartado 37.3.1.

Resulta, en cambio, necesario verificar la adecuada respuesta vibratoria de las pasarelas, mediante estudios dinámicos específicos, en ciertos casos como:

- Estructuras singulares no convencionales.
- Pasarelas de luces superiores a 50 m.
- Pasarelas de anchura superior a 3,0 m.

- Pasarelas ubicadas en zonas donde puede esperarse un tráfico intenso de peatones o exista el riesgo de concentraciones de gente sobre la propia pasarela.
- Pasarelas cuyas frecuencias fundamentales para oscilaciones, en el plano horizontal o de torsión, se sitúen en el rango crítico antes indicado.

En estos casos será necesario realizar un estudio dinámico específico. El autor del proyecto deberá acordar con la propiedad o, en su caso, la administración competente las hipótesis de diferentes sollicitaciones dinámicas a analizar (peatones o grupos de peatones andando acompasadamente, corriendo, saltando, etc.) en condiciones de vibración estacionarias o transitorias, incluso vandálicas, así como las amplitudes, velocidades y aceleraciones dinámicas máximas admisibles, por razones de confort, para cada situación.

Los estudios dinámicos abarcarán asimismo la comprobación de la respuesta dinámica frente a hipótesis de carga asimétricas o, si se considera necesario, frente a eventuales excitaciones de los desplazamientos laterales en el plano de la plataforma.

Longitudinalmente conviene establecer siempre vínculos horizontales suficientemente rígidos con el terreno.

38.3.3. Puentes de ferrocarril

Las verificaciones de las limitaciones de vibraciones en puentes de ferrocarril se podrán regir, de conformidad con lo indicado en el artículo 38.1, por los requisitos específicos establecidos en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF). Deberá, en su caso, comprobarse además la repercusión de los fenómenos vibratorios en las verificaciones del estado límite de fatiga de los elementos de acero afectados.

38.4. Vibraciones inducidas por el viento

En general, las estructuras convencionales poseen suficiente rigidez como para no ser susceptibles a los efectos de la excitación dinámica debida a la acción del viento. Sin embargo, cuando esta acción pueda originar fenómenos vibratorios importantes, deberán considerarse los efectos aeroelásticos de acuerdo con los criterios establecidos en el documento normativo que corresponda (CTE, IAP o IAPF).

En ciertas estructuras con esquemas resistentes singulares no convencionales, o de gran esbeltez, resulta necesario analizar su respuesta bajo los efectos dinámicos de resonancia entre la turbulencia del viento y los modos propios de vibración de la estructura. Es el caso, en general, de estructuras tales como:

- Cubiertas de gran luz.
- Edificios esbeltos de gran altura, en general próxima o superior a 100 m.
- Puentes y pasarelas con luces superiores, respectivamente, a 200 m ó 100 m, o con relaciones (luz/canto) entre puntos de momento nulo, superiores a 30.
- Pilas esbeltas con alturas superiores a 100 m.



- Puentes o sistemas colgantes o atirantados, con frecuencias fundamentales de torsión y flexión relativamente próximas.
- Elementos flexibles tales como cables, barras o tirantes de estructuras colgadas o atirantadas, especialmente si su esbeltez geométrica es superior a 250.

Estas comprobaciones hay que efectuarlas en el marco de la verificación de la seguridad estructural.

Artículo 39 Estado límite de deslizamiento en uniones con tornillos pretensados de alta resistencia

En el caso de uniones con tornillos de alta resistencia, proyectadas en categoría B según 58.2, se admite que en estado límite último se produzca un deslizamiento en la unión y los tornillos resistan trabajando a cortadura y aplastamiento.

En este tipo de uniones de Categoría B resulta preciso, además, comprobar que no se produce deslizamiento en estado límite de servicio, bajo la combinación de acciones poco probable, según 13.3:

$$F_{s.Sd} \leq F_{s.Rd}, \text{ siendo } F_{s.Rd} \text{ el valor dado en 58.8.}$$

La sollicitación de cálculo en servicio del tornillo, $F_{s.Sd}$, se obtendrá, en este caso, por métodos elásticos lineales, según se indica en el Artículo 56.

Artículo 40 Estado límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos

40.1. Consideraciones generales

En condiciones de servicio, puede resultar necesario garantizar la no aparición de deformaciones transversales significativas en paneles esbeltos de chapa, a consecuencia del desarrollo de fenómenos de inestabilidad (abolladura) en sus zonas comprimidas. Se trata de limitar el riesgo de consecuencias no aceptables tales como:

- Excesivas combaduras en los paneles, que pueden afectar negativamente a la apariencia de la obra o crear inquietud en los usuarios.
- Cambios bruscos en la configuración de equilibrio del panel, que pueden dar lugar a ruidos o efectos dinámicos no deseables.
- Reducción en las rigideces elásticas adoptadas en los modelos de análisis global que, principalmente si afectan a paneles comprimidos de alas, pueden generar desviaciones en los resultados (esfuerzos, deformaciones) de dichos análisis.
- Respiro transversal de los paneles que, en el caso de sobrecargas repetitivas de entidad, puede originar la fisuración longitudinal por fatiga de los cordones laterales de fijación del panel, sollicitados por vibraciones transversales de pequeña amplitud, pero de gran número de ciclos.



En el marco de esta Instrucción sólo se contempla como estado límite de servicio la verificación de la ausencia de riesgo de fatiga por respiro de paneles esbeltos, comprimidos total o parcialmente.

Su verificación no será, por tanto, estrictamente necesaria para aquellas estructuras, de edificación o naves industriales por ejemplo, sometidas a acciones de carácter predominantemente estático.

En cambio, será necesaria su comprobación en todos los elementos con paneles comprimidos esbeltos de puentes, vigas carrileras o cualquier otra estructura, que soporten sobrecargas repetitivas de cierta entidad.

En general, sólo resulta necesario verificar la limitación de los fenómenos de inestabilidad de paneles en fases de servicio en las secciones transversales de clase 4 (esbeltas). Se exceptúa el caso de aquellas secciones en las que se produzca una sensible alteración de la posición de la fibra neutra, y consiguientemente de la extensión y esbeltez de las zonas comprimidas de los paneles, entre las fases elásticas y de agotamiento. Es el caso de las secciones de acero pretensadas o de las subsecciones parciales de acero de secciones mixtas construidas evolutivamente.

El autor del proyecto, o la propiedad, podrán establecer valores más restrictivos a los indicados en el apartado 40.2 para las esbelteces de las zonas comprimidas de paneles de chapa, cuando se desee limitar, de forma más estricta, el inicio de cualquier proceso de inestabilidad, por razones de apariencia o psicológicas, bajo la combinación de acciones que se estime oportuna.

En dichos casos podrá recurrirse a valores mínimos de la esbeltez de los paneles, sancionados por la experiencia o por la bibliografía técnica especializada.

40.2. Control de estabilidad de paneles

Puede considerarse, de forma suficientemente aproximada, que los fenómenos de fatiga por respiro de paneles se mantienen dentro de límites aceptables cuando, para la combinación frecuente de acciones, se cumple la limitación indicada a continuación.

Para dicha comprobación, la evaluación de las tensiones que solicitan los paneles deberá tener en cuenta todos aquellos fenómenos resistentes que pudieran ser relevantes, como los indicados en el apartado 41.1.

En paneles de chapa no rigidizados se comprobará que:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{1,1\sigma_{cr,i}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed,ser}}{\tau_{cr,i}} \right)^2 \leq 1, \quad \text{siendo:}$$

$\sigma_{x,Ed,ser}$ Compresión máxima en el panel para la combinación frecuente de acciones.

$\tau_{Ed,ser}$	Tensión tangencial en el panel para la combinación frecuente de acciones.
$\sigma_{cr,i}=k_{\sigma}\sigma_E$	la tensión normal crítica ideal de abolladura del panel, supuesto articulado en sus bordes, obtenida según 20.7.
$\tau_{cr,i}=k_{\tau}\sigma_E$	Tensión tangencial crítica ideal de abolladura del panel, supuesto articulado en sus bordes, obtenida según 35.5.2.1.

En el caso de paneles de chapa rigidizados longitudinal y/o transversalmente, puede aplicarse la comprobación precedente a las tensiones y dimensiones de cada subpanel limitado por los rigidizadores, supuestos ultrarrígidos.

Si las tensiones $\sigma_{x, Ed, ser}$ y/o $\tau_{Ed,ser}$ varían a lo largo del panel, la comprobación del panel puede realizarse para los valores correspondientes a la sección situada a una distancia igual al mínimo de 0,4 a ó 0,5 b del borde transversal del panel donde los esfuerzos sean mayores, siendo "a" la dimensión longitudinal del panel y "b" la dimensión transversal. Los valores de dichas tensiones no serán, además, menores del 50% del valor máximo correspondiente en el panel.

En general, no resulta necesario verificar la limitación precedente en el caso de puentes de carretera o ferrocarril en los que la esbeltez de los paneles (o subpaneles de chapas rigidizadas) sea inferior a los valores límite siguientes:

$b/t \leq 30 + 4,0 L$, pero $b/t \leq 300$, en puentes de carretera.

$b/t \leq 55 + 3,3 L$, pero $b/t \leq 250$, en puentes de ferrocarril.

siendo "L", la luz del vano (m) y nunca inferior a 20 m., 't' el espesor de la chapa y 'b' el doble de la altura del panel (o subpanel) comprimida. Las relaciones (b/t) anteriores no resultan de aplicación en paneles (o subpaneles) en compresión simple o compuesta.

Artículo 41 Estado límite de plastificaciones locales

41.1. Consideraciones generales

En condiciones de servicio, puede resultar necesario limitar el nivel tensional de los elementos estructurales de acero con objeto de:

- Garantizar una respuesta cuasi-lineal de la estructura, bajo cargas de servicio, acorde con los resultados obtenidos con los modelos de análisis usualmente adoptados para las diferentes comprobaciones en servicio de dichas estructuras, así como para las eventuales pruebas de carga.
- Acotar los posibles fenómenos de histéresis y reducción de la ductilidad por acumulación de deformaciones plásticas remanentes bajo sobrecargas repetitivas de cierta entidad.
- Evitar el riesgo de fenómenos de fatiga oligocíclica, bajo un número reducido de ciclos de carga, no cubiertos por las verificaciones de fatiga del Capítulo XI de esta Instrucción.



En general, no resulta necesario el control tensional de las secciones de clase 3 y 4, siempre que en su capacidad resistente en estados límite últimos no se hayan considerado las reservas elastoplásticas de sus zonas traccionadas.

Tampoco resulta necesaria la verificación de este Artículo 41 para aquellas estructuras, de edificación o naves industriales por ejemplo, solicitadas por acciones de carácter predominantemente estático, y no susceptibles, por tanto, a fenómenos de fatiga. Se exceptúa el caso de detalles o elementos singulares de responsabilidad, luego citados.

Es necesario efectuar la comprobación del estado límite de plastificaciones locales en:

- Todos los elementos estructurales de acero de puentes, vigas carrileras, o de cualquier otra estructura, que soporten sobrecargas repetitivas de cierta entidad.
- Plataformas constituidas por losas ortótropas solicitadas transversalmente a su plano.
- En general, en todos aquellos elementos estructurales de responsabilidad en los que existan zonas singulares o detalles constructivos complejos, susceptibles de generar concentraciones de tensiones principales en dos o tres direcciones, tales como zonas de introducción de cargas concentradas, cambios bruscos de sección, diafragmas, nudos de estructuras trianguladas, anclajes de puentes atirantados, nudos de encuentro arco-tablero en puentes arco con tablero inferior, detalles de encuentro de tableros con elementos transversales de grandes voladizos (costillas metálicas, sistemas tirante-jabalcón, por ejemplo), etc.

La evaluación de los estados tensionales a comprobar deberá tener en cuenta todos aquellos fenómenos estructurales que pudieran ser relevantes:

- Arrastre por cortante en alas anchas.
- Efectos secundarios por deformaciones coaccionadas, como los momentos secundarios de estructuras trianguladas, por ejemplo.
- Distorsión de secciones abiertas o cerradas.
- Coacción al alabeo en elementos con sección abierta solicitados a torsión de alabeo o mixta.
- Estados autoequilibrados de tensiones por efectos térmicos diferenciales.
- Secuencias de montaje en procesos evolutivos.
- Eventuales redistribuciones diferidas en estructuras con elementos mixtos o de hormigón.
- Solicitaciones debidas a acciones transversales al plano de los elementos (viento, desvíos por curvatura, losas ortótropas, etc).

En general, no resulta necesaria la consideración de los efectos de segundo orden en la obtención de los niveles tensionales en servicio de los elementos estructurales de acero.

Se exceptúa el caso de losas ortótropas solicitadas perpendicularmente a su plano, donde deben amplificarse los momentos flectores de los elementos de rigidez longitudinales, multiplicándolos por el factor $1/(1-N/N_{cr})$, siendo N el axil de compresión en servicio concomitante con el momento flector, y N_{cr} el esfuerzo axil crítico elástico (carga crítica de pandeo de Euler) del elemento de rigidización.

41.2. Limitaciones tensionales

En los casos en los que, de acuerdo con 41.1, sea necesario verificar el estado límite de servicio de plastificaciones locales, deberán limitarse las tensiones máximas, bajo la combinación poco probable de acciones más desfavorable a:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq f_y/\sqrt{3}$$

$$\sigma_{co,Ed,ser} = \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \tau_{Ed,ser}^2} \leq f_y$$

Además, la oscilación máxima de las magnitudes anteriores, bajo las envolventes pésimas de la combinación frecuente de sobrecargas, no superará 1,50 veces los límites precedentes.

En estados planos de tensiones, se limitará la tensión de comparación a:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2} \leq f_y$$

O bien, con referencia a las tensiones principales, el valor límite verificar será:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2]} \leq f_y$$

Además, en el caso de estados triaxiales de tensión, ninguna tensión principal deberá superar 1,40 veces el límite elástico del acero, supuesto un comportamiento indefinidamente elástico del acero. Los estados de tracción triaxial son, en todo caso, a evitar.

En el caso de secciones esbeltas (clase 4) la comprobación tensional debe de realizarse sobre la sección reducida, definida en 20.7, pero reemplazando el límite elástico del acero, f_y , por la tensión máxima de compresión, en el panel afectado, bajo la combinación frecuente de sobrecargas de servicio.