

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

Artículo 1.º Campo de aplicación de la Instrucción y consideraciones previas

La presente Instrucción es aplicable a las estructuras y elementos de acero estructural de edificios y obras de ingeniería civil

Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta Instrucción:

- las estructuras realizadas con aceros especiales tales como los aceros de alto límite elástico, superior a 460 N/mm^2 , salvo en elementos de unión (tornillos, bulones, etc.), y los aceros provenientes de aleaciones especiales como el acero inoxidable;
- los elementos estructurales mixtos de acero estructural y hormigón y, en general, las estructuras mixtas de acero y otro material de distinta naturaleza, con función resistente; y
- los elementos estructurales de hormigón que forman parte de una estructura metálica de acero, como por ejemplo, forjados, núcleos y muros. Dichos elementos deberán ser dimensionados y comprobados de acuerdo con lo prescrito en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE) y en la Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados (EFHE).

En el caso de que la estructura de acero se pretense con armaduras activas, todo aquello que concierna al pretensado, en lo que se refiere a bases de proyecto, análisis estructural, dimensionamiento y comprobación, ejecución y control, se llevará a cabo de acuerdo con lo prescrito en la Instrucción EHE.

Para obras especiales, esta Instrucción será complemento de las reglamentaciones específicas aplicables a las mismas, y de no existir estas últimas, será de aplicación adoptándose las medidas o disposiciones derivadas de las características particulares de la propia obra y de su utilización.

Esta Instrucción supone que el proyecto, construcción y control de las estructuras que constituyen su campo de aplicación serán llevados a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente. Además, se da por supuesto que dichas estructuras estarán destinadas al uso para el que hayan sido construidas y serán adecuadamente conservadas.

El Autor del Proyecto y la Dirección de la Obra están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente Instrucción, pero, en uso de sus atribuciones, pueden, bajo su personal responsabilidad y previa justificación de que no se reducen los niveles de prestaciones, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, etc., diferentes.

Comentarios

En obras especiales, tales como algunas estructuras industriales, pórticos grúa, etc., se adoptarán las medidas derivadas de las características de la propia obra y de su utilización. Tales medidas pueden requerir una juiciosa adaptación de los preceptos de esta Instrucción al tipo de obra correspondiente.

Los elementos estructurales mixtos exigen el empleo de técnicas especiales y métodos de cálculo específicos, por lo que no se incluyen en el campo de aplicación de esta Instrucción.

La posibilidad, admitida en el articulado, de que el Autor del Proyecto y la Dirección de la Obra puedan adoptar criterios distintos a los establecidos en la Instrucción tiene, entre otras finalidades, la de no detener el avance de la tecnología del acero y permitir la adaptación de la obra a circunstancias y condicionantes de carácter local.

No obstante lo anterior, la utilización de criterios alternativos a los fijados en la Instrucción debe contemplarse con especial prudencia y las debidas precauciones, cuidándose, especialmente, la compatibilidad y coherencia de los mismos, sin utilizarse nunca mezclas especificaciones de origen diverso (incluso las de la UNE EN 1993-1-1) que puedan dar lugar a situaciones de menor nivel de seguridad que las previstas en esta Instrucción.

1.1. Exigencias administrativas

En el ámbito de esta Instrucción sólo podrán utilizarse los productos de construcción (aceros, productos de acero, etc.) legalmente comercializados en países que sean miembros de la Unión Europea o bien que sean parte en el Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, y estarán sujetos a lo previsto en el Real Decreto 1630/1992, de 29 de diciembre (modificado por el Real Decreto 1328/1995, de 28 de julio), por el que se dictan disposiciones para la libre circulación de productos de construcción, en aplicación de la Directiva 89/106/CEE. En particular, en lo referente a los procedimientos especiales de reconocimiento, los productos estarán sujetos a lo dispuesto en el artículo 9 del citado Real Decreto.

En aplicación de dichas disposiciones, los productos utilizados en el ámbito de esta Instrucción deberán estar en posesión del marcado "CE". Por ello, deberán disponer del correspondiente certificado de conformidad "CE", expedido por un organismo notificado, conforme con los términos establecidos en el Anejo ZA de las respectivas normas armonizadas UNE-EN que les sean de aplicación. Además, el fabricante deberá elaborar una declaración de conformidad "CE" en los términos indicados también en el citado anejo.

Artículo 2.º Definiciones

Los términos y vocablos utilizados en esta Instrucción tienen el significado normalmente asignado en el ámbito del acero estructural. En cualquier caso, en general, éstos se definen cuando aparecen por primera vez dentro de la Instrucción.

Artículo 3.º Unidades, convención de signos y notación

Las unidades adoptadas en la presente Instrucción corresponden a las del Sistema Internacional de Unidades de Medidas, S.I.

En el Anejo n.º 1 se incluye la notación más frecuentemente utilizada en esta Instrucción.

Comentarios

El sistema de unidades mencionado en el Artículo 3º es el *Sistema Internacional de Unidades de Medida, S.I.* declarado de uso legal en España, por el Real Decreto 1317/1989 de 27 de octubre, modificado por el Real Decreto 1737/1997 de 20 de noviembre.

Las unidades prácticas en el sistema S.I. son las siguientes:

Para resistencias y tensiones:	$\text{N/mm}^2 = \text{MN/m}^2 = \text{MPa}$
Para fuerzas:	kN
Para fuerzas por unidad de longitud:	kN/m
Para fuerzas por unidad de superficie:	kN/m^2
Para fuerzas por unidad de volumen:	kN/m^3
Para momentos:	m·kN

La correspondencia entre las unidades del Sistema Internacional S.I. y las del sistema Metro - Kilopondio - Segundo es la siguiente:

a) Newton - kilopondio

$$1 \text{ N} = 0,102 \text{ Kp} \approx 0,1 \text{ Kp}$$

e inversamente

$$1 \text{ Kp} = 9,8 \text{ N} \approx 10 \text{ N}$$

b) Newton por milímetro cuadrado - kilopondio por centímetro cuadrado

$$1 \text{ N/mm}^2 = 10,2 \text{ Kp/cm}^2 \approx 10 \text{ Kp/cm}^2$$

e inversamente

$$1 \text{ Kp/cm}^2 = 0,098 \text{ N/mm}^2 \approx 0,1 \text{ N/mm}^2$$

La convención de signos utilizada para ejes principales de inercia y para cargas y esfuerzos es la siguiente:

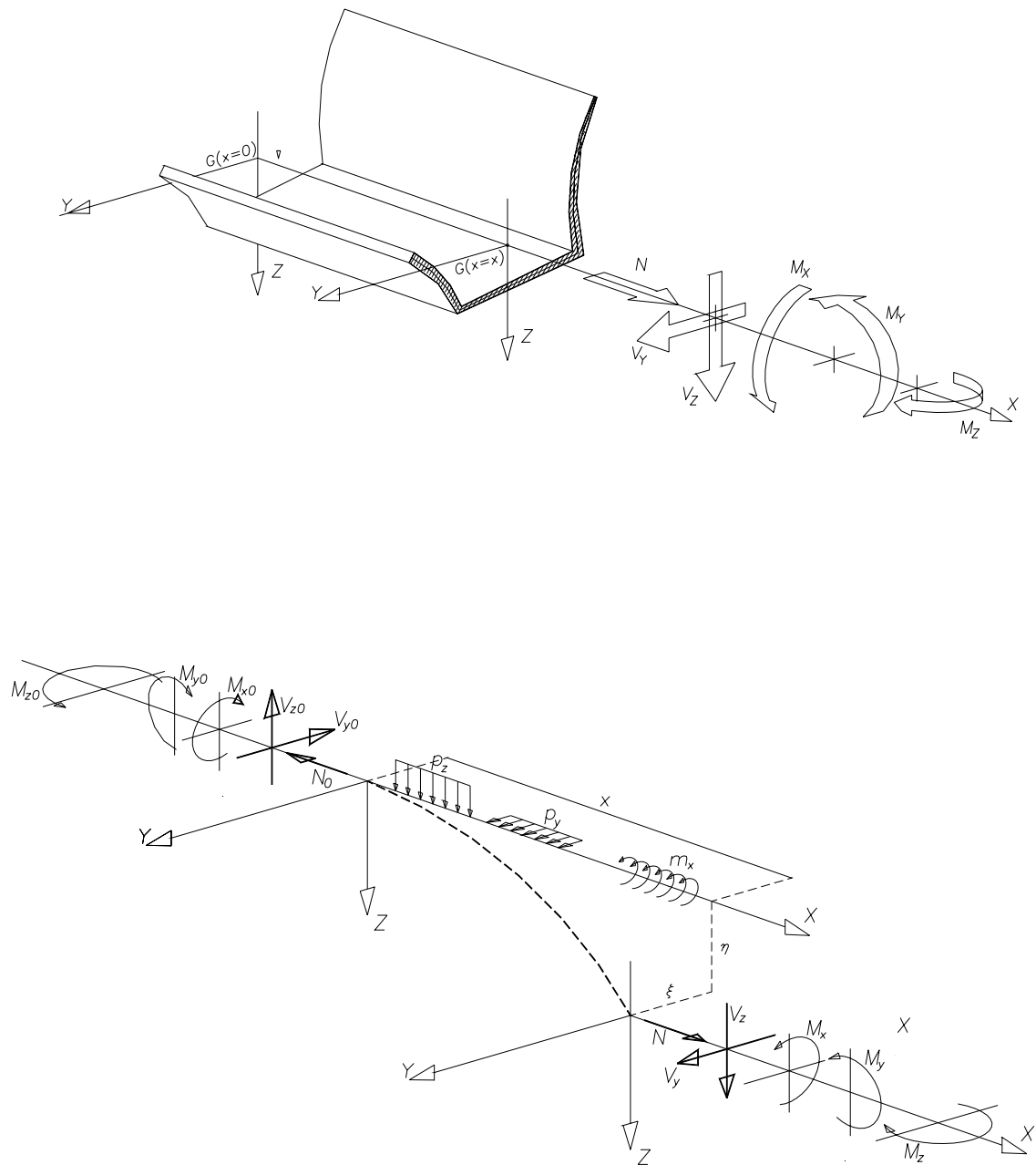


Figura 3.a Convención de signos para ejes principales de inercia y esfuerzos

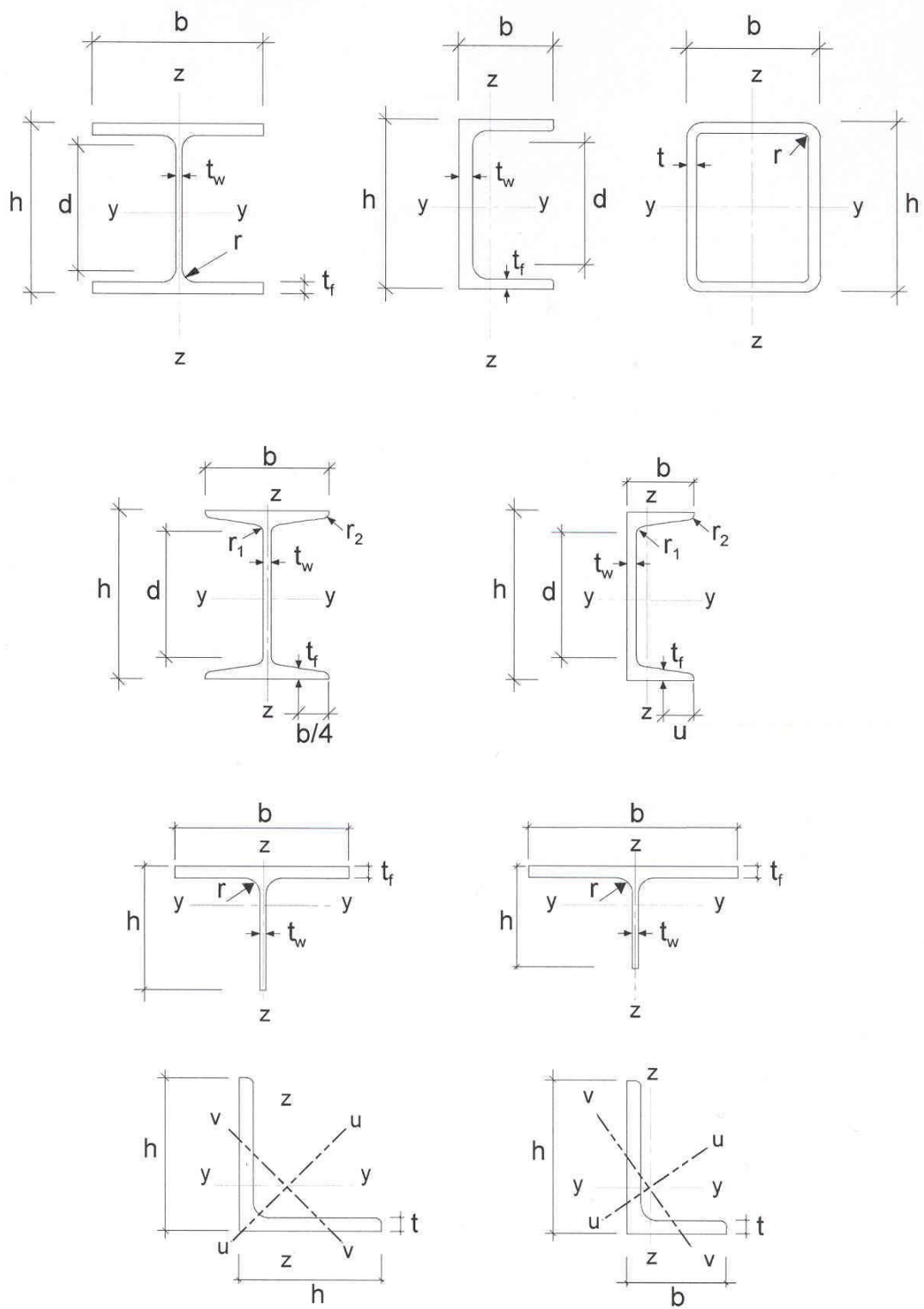


Figura 3.b Dimensiones y ejes principales de inercia de secciones transversales

Artículo 4.º Documentos del proyecto

4.1. Generalidades

En las obras que contraten o ejecuten las Administraciones Públicas se estará a lo dispuesto en la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, en el Reglamento General de Contratación del Estado y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la Contratación de obras del Estado, vigentes.

Todo Proyecto comprenderá:

- Una Memoria en la que se describa el objeto de las obras, recoja los antecedentes y situación previa a las mismas, las necesidades a satisfacer y la justificación de la solución adoptada, y detalle los factores de todo orden a tener en cuenta.
- Los planos de conjunto y de detalle necesarios para que la obra quede perfectamente definida, así como los que delimiten la ocupación de terrenos y la restitución de servidumbres y demás derechos reales, en su caso, y servicios afectados por su ejecución.
- El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares donde se hará la descripción de las obras y se regulará su ejecución con expresión de la forma en que ésta se llevará a cabo, de la medición de las unidades ejecutadas y el control de calidad y de las obligaciones de orden técnico que correspondan al contratista.
- Un estudio geotécnico de los terrenos sobre los que la obra se va a ejecutar, salvo cuando resulte incompatible con la naturaleza de la obra.
- Un presupuesto, integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios y de los descompuestos, en su caso, estado de mediciones y los detalles precisos para su valoración.
- Un programa de desarrollo de los trabajos o plan de obra de carácter indicativo con previsión, en su caso, de plazo y coste.
- Las referencias de todo tipo en que se fundamentará el replanteo de la obra.
- Cuanta documentación venga prevista en normas de carácter legal o reglamentario.

En todo caso, los distintos documentos que en su conjunto constituyan un Anteproyecto, Estudio o Proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo competente distinto del autor de aquéllos, los pueda interpretar y dirigir, con arreglo a los mismos.

Comentarios

La calidad de la obra depende en primer lugar de la calidad del Proyecto. Por ello, se recomienda que éste sea supervisado por un técnico distinto del autor que lo realizó.

En el caso de estructuras de edificación la organización de los documentos del proyecto deberá ser conforme a lo establecido al efecto en el Código Técnico de la Edificación, aprobado por RD XXXX, de XX de XX de 20XX.

4.2. Memoria

4.2.1. Normas generales

Serán factores que habrá que considerar en la Memoria los sociales, económicos, estéticos y de impacto ambiental. Se presentarán asimismo la justificación de la solución adoptada, en sus aspectos técnico y económico, así como las características de todas y

cada una de las obras proyectadas. Se indicarán en ella los datos previos, el tipo de ambiente, métodos de cálculo, características previstas de los materiales y modalidades de control previstas, cuyos detalles y desarrollo podrán incluirse en anejos especiales.

También figurarán en anejos el estudio del terreno de cimentación y los ensayos que en su caso se hayan realizado sobre el mismo, la justificación del cálculo, las bases fijadas para la valoración de las unidades de obra y de las partidas alzadas propuestas, los precios adoptados, el presupuesto de las obras y el importe previsible de las expropiaciones necesarias y de restablecimiento de servicios y servidumbres afectados, en su caso.

4.2.2. Anejo de Cálculo

En la Memoria de todo Proyecto deberá figurar un Anejo de Cálculo, en donde se justifique razonadamente, con arreglo a las normas prescritas en esta Instrucción, el cumplimiento de las condiciones que se exigen a la estructura en su conjunto y a cada una de las partes en que puede suponerse dividida, considerando todas las fases de ejecución por las que atraviesa la estructura, con objeto de garantizar la seguridad y el buen servicio de la misma.

Su contenido y presentación deben ser tales que los cálculos puedan reproducirse por terceros. A tal efecto se incluirán:

- Breve descripción y síntesis del Anejo de Cálculo, en donde quede reflejado de manera precisa el proceso de cálculo seguido, para facilitar su entendimiento por parte de facultativos competentes distintos al autor.
- Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real para transformarla en una ideal de cálculo, que se describirá detalladamente, indicando el tipo estructural adoptado para el conjunto y sus partes, incluyendo dimensiones, características mecánicas de las secciones necesarias, tipos de uniones en los nudos y condiciones de sustentación.
- Las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante las oportunas referencias a los planos o a los croquis suplementarios.
- El tipo, o tipos, de acero con sus características resistentes y de deformación
- Características resistentes y de deformación supuestas para el terreno que sustenta la estructura.
- Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad tenidos en cuenta en cada caso.
- El análisis efectuado. En particular, se precisará si es estático o dinámico, lineal o no lineal, elástico o plástico, así como el tipo de discretización adoptada para la estructura (barras, elementos finitos, bandas finitas, etc.).
- Todos aquellos cálculos que, de acuerdo con los principios generales establecidos en el Título 1º *Bases de proyecto* de esta Instrucción, hayan sido necesarios para el dimensionamiento y comprobación de la estructura en su conjunto, y de todos y cada uno de los elementos resistentes que la constituyen.

Cuando no se utilice la notación de esta Instrucción, se darán las equivalencias entre los símbolos empleados y los definidos en la misma. Si no es posible dar esta equivalencia se definirán detalladamente dichos símbolos.

Comentarios

Se recomienda utilizar dibujos, siempre que sea conveniente, para aclarar la descripción de la estructura.

4.2.3. Cálculos con ordenador

4.2.3.1. Utilización de programas

Cuando se efectúen cálculos con ayuda de ordenador, el Anejo de Cálculo se complementará con apartados específicos que contengan las diferentes etapas resueltas con programas distintos, debiendo dichos apartados constituir unidades completas y ordenadas.

De cada programa utilizado se indicará su identificación, su objeto y su campo de aplicación.

Comentarios

Debe tenerse presente que el Autor del Proyecto deberá poner especial cuidado en el control del uso de los programas dentro del ámbito de aplicación correspondiente y de la comprobación de los datos introducidos y los resultados obtenidos.

En particular se llama la atención sobre el problema que entraña el uso de programas integrados, no suficientemente transparentes, para el proyecto automático de estructuras.

No es aconsejable el uso de programas sin contar con una documentación de los mismos, que defina como mínimo:

- a) Título, versión y fecha de la misma.
- b) Nombre y titulación del autor o autores.
- c) Nombre y razón social de la organización distribuidora.
- d) Ejemplos de estructuras resueltas.

Es importante contar con una asistencia técnica por parte del autor o del distribuidor del programa que garantice la eliminación de errores o defectos de funcionamiento.

4.2.3.2. Presentación de datos y resultados

El listado de datos contendrá tanto los datos introducidos por el proyectista como los generados por el programa, de forma que queden definidas todas las características consideradas, debiendo contener indicaciones concretas sobre notación, unidades y criterios de signos de las magnitudes utilizadas.

El listado de salida definirá los resultados necesarios para justificar adecuadamente la solución obtenida.

Comentarios

Es conveniente que, para la descripción de datos y resultados, se incluyan dibujos y gráficos que faciliten su comprensión y contraste.

Es conveniente que todos los listados de resultados en forma tabular, lleven en su encabezamiento la notación y unidades para cada magnitud considerada, y que el mismo encabezamiento se repita en cada página distinta.

4.3. Planos

Los planos deberán ser suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos se podrán deducir también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

Las dimensiones en todos los planos se acotarán en milímetros (mm). Alternativamente, en el caso de dimensiones especialmente grandes, por ejemplo luces de puentes, éstas podrán acotarse en metros (m), con tres cifras decimales, indicando la unidad empleada.

Deberán poder efectuarse, salvo en casos especiales, las mediciones de todos los elementos sin utilizar más dimensiones que las acotadas. En particular, deberán poder deducirse directamente de los planos todas las dimensiones geométricas de los elementos estructurales, mediante las oportunas notas o especificaciones complementarias que los definan inequívocamente.

Contendrán todos los detalles necesarios y, en particular, los detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de uniones.

Igualmente, cuando proceda, se harán indicaciones sobre las contraflechas que convenga establecer de acuerdo con el proceso de ejecución propuesto.

En cada plano de la estructura figurará un cuadro con los tipos de los aceros (de acuerdo con el Artículo 27º), y las propiedades específicas para los mismos. Asimismo, figurarán los coeficientes de seguridad adoptados para el cálculo, así como las modalidades de control previstas.

Comentarios

Las prescripciones acerca de la unidad en que deben expresarse las cotas, tienden a facilitar la rápida comprensión de los planos, así como a simplificar el trabajo de delineación, ya que permiten prescindir de las indicaciones m, cm, mm, etc.

Cuando se deba acotar un número exacto de metros deberá escribirse, de acuerdo con lo prescrito en el apartado que se comenta, la cifra correspondiente seguida de coma y tres ceros.

4.4. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

A los efectos de regular la ejecución de las obras, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares deberá consignar, expresamente o por referencia a Instrucciones, Reglamentos o Normas, las características que hayan de reunir los materiales y las distintas unidades de obra, las modalidades de control especificadas para los materiales y la ejecución y, en su caso, las tolerancias dimensionales de los elementos acabados. El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares también incluirá la clasificación de los elementos de la estructura, según su ejecución; de acuerdo con lo recogido en el apartado 5.2. En ningún caso contendrán estos Pliegos declaraciones o cláusulas de carácter económico que deban figurar en el Pliego de Cláusulas Administrativas. En cualquier caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá, específicamente, los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse en obra:

- Tipos de acero, para elementos estructurales y medios de unión.
- En su caso, materiales para elementos de apoyo.

Si, como es frecuente, para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán separadamente cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrán de ser empleados.

Cuando para un material se exijan características especiales cuya determinación haya de hacerse mediante métodos de ensayo no incluidos en la normativa existente, el Pliego deberá fijar, de un modo concreto, los valores que deban alcanzar dichas características y los procedimientos de ensayo que hayan de seguirse para medirlos.

Cuando el proceso de ejecución de la obra requiera condiciones especiales, éstas deberán detallarse al máximo, indicándose entre ellas:

- disposición de apeos, cuando no sean los usuales;
- sistemas de arriostramiento provisional;
- proceso de desapeo y de puesta en carga;
- tolerancias dimensionales, cuando éstas sean más estrictas que las recogidas en el Artículo 80º.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares exigirá, cuando se estime oportuno, que en el lugar adecuado de la obra se coloque una placa que indique el valor máximo de la carga para el cual se propone la utilización de la estructura. La colocación de la citada placa puede resultar oportuna en obras en las que convenga llamar la atención del usuario sobre la magnitud de las cargas.

Igualmente detallará las formas de medición y valoración de las distintas unidades de obra y las de abono de las partidas alzadas, establecerá el plazo de garantía y especificará las normas y pruebas previstas para las recepciones.

Comentarios

En cuanto a las prescripciones técnicas de ejecución bastará, normalmente, con hacer referencia a los correspondientes artículos de esta Instrucción, completándolos cuando sea necesario con aquellas condiciones particulares que se estime oportuno establecer.

Las tolerancias dimensionales deberán ser compatibles con las condiciones de ejecución previstas.

4.5. Presupuesto

El Presupuesto puede estar integrado por varios presupuestos parciales, incluyendo los precios unitarios descompuestos, las mediciones y los detalles precisos para su valoración.

El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costes directos e indirectos precisos para su ejecución, sin incorporar, en ningún caso, el importe del Impuesto sobre el Valor Añadido que pueda gravar las entregas de bienes o prestaciones de servicios realizados.

Se considerarán costes directos:

- La mano de obra, tanto de fabricación como de montaje, con sus pluses, cargas y seguros sociales, que interviene directamente en la ejecución de la unidad de obra.
- Los materiales, a los precios resultantes a pie de obra o en taller según sea aplicable, que queden integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.

- El transporte de la estructura fabricada a obra, en su caso.
- Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tengan lugar por el accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.
- Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria, o de su alquiler, y de las instalaciones utilizadas para la ejecución de la obra.
- La protección superficial de la estructura.

Se considerarán costes indirectos los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para los obreros, laboratorios, etc., los del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra, y los imprevistos. Todos estos gastos, excepto aquellos que figuran en el Presupuesto, valorados en unidades de obra o en partidas alzadas, se cifrarán en un porcentaje de los costes directos, igual para todas las unidades de obra, que adoptará, en cada caso, el técnico Autor del Proyecto a la vista de la naturaleza de la obra proyectada, de la importancia de su presupuesto y de su posible plazo de ejecución.

En particular deberá figurar de forma explícita el coste del control de calidad externo, obtenido de acuerdo con las modalidades adoptadas para el mismo.

Se denominará Presupuesto de Ejecución Material el resultado obtenido por la suma de los productos del número de cada unidad de obra por su precio unitario, y de las partidas alzadas.

En el caso de obras de la Administración General del Estado o de sus Organismos Autónomos, se tendrán en cuenta, además, las normas complementarias de aplicación al cálculo de los precios unitarios que para los distintos Proyectos elaborados por sus servicios haya dictado cada Departamento Ministerial.

Comentarios

Se recomienda realizar las mediciones expresando los productos de acero en kilogramos y en la unidad que convenga las uniones y los elementos de apoyo. La medición de los elementos de unión y de la protección superficial puede plantearse indirectamente a través de la medición de los productos de acero.

Siempre que la legislación aplicable lo permita, se recomienda que el coste del control de calidad externo (de proyecto, materiales y ejecución) figure separadamente en el Presupuesto, que la selección de la entidad de control de calidad se efectúe con el acuerdo del Director de Obra y que el abono del control no se efectúe a través del Constructor.

4.6. Programa de trabajo

El programa de trabajo especificará los plazos en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes fundamentales en que pueda descomponerse la obra, determinándose los importes que corresponderá abonar al término de cada uno de aquellos.

4.7. Modificaciones del proyecto

En los casos en que el Proyecto experimente modificaciones a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificarán convenientemente y antes de su ejecución, cuantas veces sea necesario, los cálculos, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulte exactamente definida en los

documentos rectificadores finales. Además, y para evitar confusiones, se cancelarán todos los documentos que hayan resultado modificados.

Comentarios

Siempre que se haga una modificación sobre un plano, deberá estamparse la mención ANULADO en las copias anteriores, anotando en el plano rectificado la fecha de su expedición y la referencia del mismo.

Se conservará una copia, al menos, de cada uno de los sucesivos planos; pero en obra, para evitar confusiones, se retirarán o, mejor aún, se destruirán las copias afectadas por la modificación y que quedan sustituidas por los planos rectificados.

4.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos de las Administraciones Públicas

En caso de presentarse cualquier conflicto o dificultad motivado por diferencias o posibles discrepancias entre la vigente legislación de contratos de las Administraciones Públicas y el contenido de la presente Instrucción, en lo que se refiere a este Capítulo que puedan dar lugar a interpretaciones distintas o a colisión de disposiciones, se entenderá que prevalece siempre la referida legislación de contratos.

4.9. Documentación final de la obra

La Dirección de Obra entregará a la Propiedad, en el momento de finalizar aquélla, al menos, la siguiente documentación: una memoria que recoja las posibles modificaciones del proyecto y las incidencias principales de su ejecución, una colección de planos, incluyendo los planos de taller, que reflejen el estado final de la obra tal como ha sido construida así como una demostración documental de que se han cumplido las especificaciones que se prescriben en el Título 7º *Control* de esta Instrucción.

TÍTULO 1.º BASES DE PROYECTO

CAPÍTULO II. PRINCIPIOS GENERALES Y MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE

Artículo 5.º Requisitos esenciales

Una estructura debe ser proyectada, construida y mantenida para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y el período de vida útil previsto en el proyecto, mantener su funcionalidad y resistir la agresividad del ambiente.

La estructura se clasificará según su ejecución, permitiéndose establecer los requisitos de ésta y la extensión de la inspección y ensayos, de forma adecuada a la importancia de la estructura, a sus niveles de riesgo y a sus condiciones o características propias de construcción.

5.1. Vida útil

Se entiende por vida útil de una estructura el período de tiempo, a partir de la finalización de su ejecución, durante el que debe mantener los requisitos de seguridad y funcionalidad de proyecto y un aspecto estético aceptable. Durante ese período requerirá una conservación de acuerdo con el plan de mantenimiento definido en el Título 8º *Mantenimiento* de esta Instrucción.

La vida útil nominal depende del tipo de estructura y debe ser fijada por la Propiedad previamente al inicio del proyecto. En ningún caso su valor será inferior a lo indicado en las Reglamentaciones aplicables o, en su defecto, al dado en la tabla 5.1.

Tabla 5.1

Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal (*)	Entre 3 y 10 años (*)
Elementos estructurales reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años

Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios públicos, de salud y de educación.	75 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

(*)En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

Una estructura debe, también, ser concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales tales como explosiones o impactos, así como de errores, no produzcan daños desproporcionados en relación con la causa que los ha originado.

Los anteriores requisitos se satisfarán mediante un proyecto correcto que incluya una adecuada selección de la solución estructural y de los materiales de construcción, una ejecución cuidadosa conforme al proyecto, un control adecuado del proyecto, de la ejecución y de la explotación, así como un uso y mantenimiento apropiados, conforme a los criterios especificados en esta Instrucción.

Comentarios

En las estructuras cuya Propiedad sea una Administración Pública, la fecha de recepción provisional puede tomarse como fecha de finalización de la ejecución, fecha ésta a partir de la cual se contabiliza la vida útil.

La Propiedad, pública o privada, deberá definir, previamente al proyecto de la estructura, su vida útil nominal. La tabla del Articulado fija los valores mínimos para cada tipo de estructura especificada. Dichos valores son diferentes según el tipo de estructura y la repercusión económica (baja, media o alta) de los posibles deterioros por durabilidad insuficiente. En el caso de edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas, la Propiedad fijará la vida útil nominal, entre 15 y 50 años, en función de los resultados del estudio económico de rentabilidad de la inversión.

En el caso de elementos estructurales reemplazables que no forman parte de la estructura principal, la vida útil nominal se computará a partir de la fecha de recepción del elemento.

No debe confundirse la vida útil nominal con el período de retorno de las acciones (sísmicas, por ejemplo) que se especifica en las correspondientes instrucciones y normas de acciones.

5.2. Clases de ejecución

El Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto incluirá la clasificación de todos los elementos de la estructura, según su ejecución, que es necesaria para garantizar el nivel de seguridad del proyecto. Una obra, o parte de la misma, puede incluir elementos de distinta clase. Es necesario que se agrupen los elementos por clases para facilitar la descripción de requisitos y la valoración de su ejecución y control.

5.2.1. Nivel de riesgo

El nivel de riesgo de una obra define las consecuencias que podría tener su fallo estructural durante su construcción o en servicio (edificio público, almacén privado, obra estratégica, paso superior sobre vía importante, marquesina de aparcamiento, etc.)

La definición del nivel de riesgo se establece según los siguientes criterios:

- Nivel CC 3. Elementos cuyo fallo compromete la seguridad de personas, como es el caso de un edificio público, o puede generar grandes pérdidas económicas.
- Nivel CC 2. Elementos cuyo fallo compromete la seguridad de personas, pero no del público en general, o puede generar apreciables pérdidas económicas.
- Nivel CC 1. Elementos no incluidos en los niveles anteriores.

5.2.2. Condiciones de ejecución y uso

Las condiciones de ejecución y uso tratan de categorizar los riesgos inherentes al tipo de construcción y al tipo de acciones que pueden incidir sobre la estructura.

En general puede aceptarse que la complejidad de la construcción o el empleo de técnicas y procedimientos especiales pueden suponer un aumento del riesgo, así como también la existencia de esfuerzos dinámicos y condiciones climáticas desfavorables (soldadura en obra frente a uniones atornilladas, carrileras de puente grúa frente a soportes de barandillas, temperaturas bajas frente a elementos en interiores, etc.)

La definición de la condición de ejecución y uso se puede establecer de acuerdo con los siguientes criterios:

- Categoría PS 3: Elementos en los que es necesario el cálculo a fatiga.
- Categoría PS 2: Elementos no incluidos en la categoría PS 3, pero en los que se da alguna de las siguientes circunstancias:
 - Temperatura de servicio igual o inferior a -20°C .
 - Soldadura de elementos principales en obra.
 - Elementos soldados con espesores superiores a 25mm de acero S355, o equivalentes en calidades inferiores a efectos de rotura frágil.
 - Elementos elaborados con aceros de límite elástico 420N/mm^2 o superior.
 - Elementos sometidos a tratamiento térmico durante su fabricación.
 - Piezas de perfil tubular con recortes en boca de lobo.
 - Carrileras y soportes de puentes grúas.
- Categoría PS 1: Elementos no incluidos en categorías anteriores.

5.2.3. Determinación de la clase de ejecución.

La clase de ejecución se define a partir de los criterios anteriores de nivel de riesgo y de categoría de las condiciones de ejecución y uso de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 5.2.3
Clases de ejecución

		Nivel de riesgo		
		CC 3	CC 2	CC 1
Categoría de ejecución y uso	PS 3	4	3	3
	PS 2	3	2	2
	PS 1	3	2	1

En casos particulares, de conformidad con la Propiedad, puede ser conveniente imponer una clase de ejecución superior en algunos elementos particulares. Asimismo la clasificación anterior no limita la inclusión de requisitos adicionales que explícitamente se indiquen en el Pliego de Prescripciones Técnicas.

Artículo 6.º Criterios de seguridad

6.1. Principios

La seguridad de una estructura frente a un riesgo puede ser expresada en términos de la probabilidad de fallo, caracterizada por un valor del índice de fiabilidad.

En esta Instrucción se asegura la fiabilidad requerida adoptando el método de los estados límite (apartado 8.1). Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de sollicitación y de respuesta estructural que intervienen en el cálculo. El valor de cálculo de una variable se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

Los coeficientes parciales de seguridad no tienen en cuenta la influencia de posibles errores humanos. Estos fallos deben ser evitados mediante mecanismos adecuados de control de calidad que deberán abarcar todas las actividades relacionadas con el proyecto, la ejecución, el uso y el mantenimiento de una estructura.

Comentarios

El procedimiento de los estados límite, basado en la determinación de unos coeficientes parciales de seguridad, corresponde a un método de fiabilidad de nivel I, con base semiprobabilista, en donde la consideración de incertidumbres se plantea de manera determinista, a través de la adopción de valores representativos.

Para la determinación de los coeficientes parciales de seguridad, básicamente existen dos procedimientos:

- a) Por medio de una calibración con los valores de cálculo de las variables empleadas en el cálculo de estructuras existentes.
- b) Por medio de una evaluación estadística de datos experimentales, en el marco de la aplicación de métodos probabilistas.

La determinación de los coeficientes parciales de seguridad de esta Instrucción están basados en el método a).

La fiabilidad se puede definir como la capacidad de la estructura para cumplir, con una probabilidad predefinida, una función en condiciones determinadas. En cierto modo corresponde a la probabilidad de ausencia de fallo y se puede cuantificar mediante el índice de fiabilidad, β .

Sean S y R las funciones sollicitación y resistencia definidas por su función de densidad de probabilidad. Sea ahora la función límite $L = R - S$ obtenida como diferencia entre la función R , resistencia, y la función S , sollicitación. Dicha función límite L viene determinada por su media μ_L y su desviación típica σ_L .

Se define entonces el índice de fiabilidad β como

$$\beta = \frac{\mu_L}{\sigma_L}$$

Es decir, el índice de fiabilidad β representa el número de desviaciones típicas σ_L que separan al valor medio μ_L de la función límite L del origen. Ello proporciona una medida de la fiabilidad, ya que cuánto más separado esté el valor μ_L del origen (mayor β), menor será la probabilidad de fallo.

Si las funciones R y S son variables aleatorias independientes con distribuciones de probabilidad normales, la función límite L será una variable aleatoria con distribución de probabilidad normal L: N (μ_L , σ_L), llegándose entonces a que

$$p_f = \Phi(-\beta)$$

siendo Φ la función de distribución normal centrada reducida N (0,1)

Como valores indicativos de la probabilidad de fallo p_f y del correspondiente índice de fiabilidad β para una distribución normal, aceptados como válidos para la mayoría de los casos, pueden considerarse los indicados en la tabla 6.1.

Tabla 6.1

Estado Límite	Probabilidad de fallo p_f	Índice de fiabilidad β
Último	$7,2 \cdot 10^{-5}$	3,8
Servicio	$6,7 \cdot 10^{-2}$	1,5

La probabilidad de fallo arriba mencionada no corresponde a la frecuencia real de fallos estructurales. Los valores de la tabla 6.1 se deben considerar como valores nominales de seguridad que sirven de base para el desarrollo de unas reglas coherentes y rigurosas para el dimensionamiento de estructuras.

6.2. Comprobación estructural mediante procedimientos de cálculo

La comprobación estructural mediante cálculo representa una de las posibles medidas para garantizar la seguridad de una estructura y es el sistema que se propone en esta Instrucción.

6.3. Comprobación estructural mediante ensayos

En casos donde las reglas de esta Instrucción no sean suficientes o donde los resultados de ensayos pueden llevar a una economía significativa de una estructura, existe también la posibilidad de que el Autor del Proyecto efectúe la comprobación estructural mediante ensayos, manteniendo el resto de criterios de esta Instrucción.

Los requisitos mínimos que deberán satisfacer los ensayos en cuanto a planificación, ejecución y evaluación se establecen en los apartados siguientes.

Debido a la gran diversidad de circunstancias que pueden darse en el proyecto de una estructura basado en ensayos, es conveniente que, en ausencia de reglamentación aplicable, la campaña experimental y especialmente los procedimientos de ensayo sean acordados previamente por todas las partes implicadas.

La campaña experimental se basará en un modelo de cálculo que, aunque pueda ser incompleto, identificará las variables determinantes del comportamiento de la estructura, de manera que se pueda prever en líneas generales la tendencia de los ensayos.

En el caso de que el modo de colapso o el comportamiento en carga no pueda ser descrito mediante un cálculo aproximado, o bien cuando existan dudas razonables sobre la validez del mismo, se recomienda efectuar ensayos piloto.

6.3.1. Plan de Ensayos

Deberá redactarse un Plan de Ensayos antes de proceder a la ejecución de los mismos.

En dicho Plan deberá constar el objetivo a conseguir, las instrucciones de operación, el diseño de los modelos de ensayo, el de cualquier otro elemento auxiliar y los criterios que se utilizarán para la evaluación de los resultados.

Entre otros aspectos, en el Plan de Ensayos se deberá tratar:

- Campo de aplicación de los ensayos (parámetros y rango de validez de los mismos).
- Descripción de las propiedades de los elementos que pueden afectar al comportamiento de la estructura (geometría, características de los materiales, tolerancias o procedimientos de montaje).
- Descripción completa de los modelos a ensayar.
- Número de modelos de ensayo que debe establecerse teniendo en cuenta los criterios de significación estadística y de evaluación de resultados.
- Establecimiento de las acciones, secuencia y velocidad de aplicación de cargas, etc.
- Condiciones ambientales.
- Modo previsto de comportamiento. Criterio de finalización de los ensayos.
- Disposición de equipos de ensayo y aparejos complementarios.
- Descripción de la instrumentación, del modo de seguimiento del ensayo y del registro de resultados.
- Tolerancias y margen de error previsto en los dispositivos de medición.

Deberá procederse a una comprobación previa tanto de la fabricación de modelos como del montaje de los mismos, al inicio de los ensayos.

Comentarios

El desarrollo de los ensayos puede aconsejar modificar el número de ensayos previsto inicialmente.

6.3.2. Ejecución de ensayos

La ejecución de los ensayos deberá ser llevada a cabo por organismos especializados con personal experimentado en este campo.

El laboratorio donde se realicen los ensayos deberá estar adecuadamente equipado y disponer de una organización que garantice una cuidadosa realización y documentación de todos los ensayos.

6.3.3. Evaluación de ensayos

En la evaluación de los ensayos se deberá considerar el carácter aleatorio de todos los datos. La fiabilidad de los resultados deberá establecerse de acuerdo con métodos estadísticos suficientemente contrastados.

Comentarios

Para la evaluación de los resultados de los ensayos puede consultarse el Anejo XXX.

6.3.4. Documentación

Cada campaña de ensayos deberá quedar documentada en un Informe de Ensayos que, además de contener el Plan de Ensayos descrito en 6.3.1, incluirá la descripción de los ensayos, las incidencias ocurridas, las personas participantes incluyendo su responsabilidad en los ensayos, los resultados y la valoración de los mismos.

Artículo 7.º Situaciones de proyecto

Las situaciones de proyecto a considerar son las que se indican a continuación:

- Situaciones persistentes, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura.
- Situaciones transitorias, como son las que se producen durante la construcción o reparación de la estructura.
- Situaciones accidentales, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.

Artículo 8.º Bases de cálculo

8.1. El Método de los estados límite

8.1.1. Estados límite

Se definen como estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

Generalmente, los estados límite se clasifican en:

- Estados límite últimos
- Estados límite de servicio

Debe comprobarse que una estructura no supere ninguno de los estados límite anteriormente definidos en cualquiera de las situaciones de proyecto indicadas en el Artículo 7º, considerando los valores de cálculo de las acciones, de las características de los materiales y de los datos geométricos.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o a parte de ella y, por otra, la respuesta de la estructura para la situación límite en estudio. El estado límite quedará garantizado si se verifica, con una fiabilidad aceptable, que la respuesta estructural no es inferior al efecto de las acciones aplicadas.

Para la determinación del efecto de las acciones deben considerarse las acciones de cálculo combinadas según los criterios expuestos en el Capítulo III y los datos

geométricos según se definen en el Artículo 16º y debe realizarse un análisis estructural de acuerdo con los criterios expuestos en el Capítulo V.

Para la determinación de la respuesta estructural deben considerarse los distintos criterios definidos en los Títulos 4º y 5º de esta Instrucción, teniendo en cuenta los valores de cálculo de los materiales y de los datos geométricos, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo IV.

La definición de las acciones actuantes en las estructuras se establece en las respectivas Instrucciones, Reglamentos, Normas básicas, etc., relativas a acciones. En esta Instrucción se fijan, en general, dado que resultan imprescindibles para su utilización, reglas para la definición de los valores de cálculo de las acciones y sus combinaciones, siempre que las correspondientes Instrucciones de acciones no indiquen otra cosa.

Comentarios

Una estructura pasa a lo largo del tiempo, por diversas fases caracterizadas por el tipo y valor de las cargas que ha de soportar y, eventualmente, por el esquema estructural estático y seccional que la estructura adopta (Artículo 7º). Las fases se refieren, por tanto, a un determinado estado de la estructura, incluidos los de construcción.

Será necesario realizar las comprobaciones de los diferentes estados límite, en cada fase, considerando, como mínimo, las siguientes:

1) Fases de construcción

- a) Diversas fases de construcción.
- b) En el caso de estructuras de acero pretensadas, serán de especial interés la fase o fases de aplicación de la fuerza de pretensado.

2) Fases de servicio

En situación de servicio de la estructura, puede resultar necesario analizar distintas fases si, por ejemplo, su puesta en servicio se realiza antes de que ciertas acciones dependientes del tiempo hayan alcanzado su valor final, como por ejemplo en estructuras de acero pretensadas.

8.1.2. *Estados límite últimos*

La denominación de estados límite últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

- pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido;
- fallo por pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella, o de algún o algunos elementos estructurales que constituyen la estructura;
- fallo por agotamiento de la resistencia de la estructura o de las secciones de los elementos estructurales que constituyen la misma;
- fallo por agotamiento de la resistencia de las uniones;
- fallo por deterioro progresivo bajo la actuación de cargas repetidas.

En la comprobación de los estados límite últimos que consideran el colapso o rotura de una sección o elemento estructural, se debe satisfacer la condición:

$$R_d \geq S_d$$

donde:

R_d Valor de cálculo de la respuesta estructural.

S_d Valor de cálculo del efecto de las acciones.

Para la evaluación del estado límite de equilibrio (Artículo 33º) se debe satisfacer la condición:

$$E_{d, \text{estab}} \geq E_{d, \text{desestab}}$$

donde:

$E_{d, \text{estab}}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.

$E_{d, \text{desestab}}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

Comentarios

Los estados límite últimos incluidos en esta Instrucción son:

- Estado límite de equilibrio. Se estudia para la estructura completa o para cada parte independiente de la misma.
- Estado límite de resistencia de la estructura
- Estados límite de resistencia de las secciones. Se estudian para cada sección transversal, en función de los esfuerzos que la solicitan.
- Estados límite de inestabilidad. Se estudian, según los casos, para la estructura completa (pandeo global), para partes de la misma o para elementos considerados como aislados, tales como soportes (pandeo), vigas (pandeo lateral, abolladura), barras de celosía, etc.
- Estados límite de resistencia de las uniones.
- Estado límite de fatiga.

8.1.3. Estados límite de servicio

Se incluyen bajo la denominación de estados límite de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos.

En la comprobación de los estados límite de servicio se debe satisfacer la condición:

$$C_d \geq E_d$$

donde:

C_d Valor límite admisible para el estado límite a comprobar (deformaciones, vibraciones, etc.).

E_d Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, etc.).

Comentarios

Los estados límite de servicio incluidos en esta Instrucción son:

- Estado límite de deformaciones. Es el producido por deformaciones que pueden afectar a las acciones aplicadas o a la apariencia o al uso de la estructura o causar daños en elementos no estructurales.
- Estado límite de vibraciones. Es el producido por vibraciones que pueden ser desagradables o causar inquietud a los usuarios, o provocar daños en la estructura o equipos.
- Estado límite de deslizamiento en uniones con tornillos de alta resistencia pretensados. Se produce cuando existe deslizamiento entre los elementos unidos; no se garantiza entonces que los esfuerzos se transmitan a través de la unión por el rozamiento generado en las superficies de contacto.
- Estado límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos. Se produce cuando, en paneles de esbeltez considerable, las deformaciones transversales que se pueden inducir en condiciones de servicio provocan una apariencia inaceptable de la obra, inquietud respecto a la seguridad de la misma, cambio brusco en la configuración de equilibrio y riesgo de fisuración por fatiga.
- Estado límite de plastificaciones locales. Se produce cuando en condiciones de servicio no se puede garantizar un comportamiento cuasi-lineal de la estructura frente a las cargas de servicio, a efectos de validar los modelos de cálculo utilizados habitualmente para el control de los otros estados límite de servicio.

8.2. Bases de cálculo orientadas a la durabilidad

Antes de comenzar el proyecto, se deberá identificar el tipo de ambiente que define la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural.

Para conseguir una durabilidad adecuada, se deberá establecer en el proyecto, y en función del tipo de ambiente, una estrategia acorde con los criterios expuestos en el Capítulo VII y con lo expuesto en el Artículo 79º *Tratamiento de protección* y en el Título 8º *Mantenimiento* de esta Instrucción.

8.2.1. Definición del tipo de ambiente

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El tipo de ambiente viene definido por una de las clases de exposición, frente a corrosión, de acuerdo con 8.2.2.

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el proyectista deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, placas de base, etc) cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución.

Para cada grupo, se identificará la clase que define la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

8.2.2. Clases de exposición ambiental en relación con la corrosión del acero

A los efectos de esta Instrucción, se definen como clases de exposición las que se refieren exclusivamente a procesos relacionados con la corrosión del acero.

Se distingue entre estructuras o elementos estructurales expuestos a la corrosión atmosférica (tabla 8.2.2a) y estructuras o elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en el suelo (tabla 8.2.2b). En el caso de que existan procesos mecánicos (erosión eólica por arena, abrasión por la acción de las olas o de los sólidos transportados por el agua), biológicos (acción de organismos vivos), térmicos (temperaturas superiores a 60°C), o agentes químicos particularmente agresivos (caso de ciertas instalaciones industriales especiales, como industrias papeleras, factorías de tintes y refinerías de petróleo), cuyo efecto agrava fuertemente la posible corrosión, deberá tenerse en cuenta este hecho, al objeto de reforzar la protección de la estructura.

Debe tenerse en cuenta el peligro de formación de condensaciones, que puede producirse en las áreas más frías de estructuras en el interior de edificios, en espacios cerrados y elementos huecos cuya hermeticidad no haya sido garantizada (caso de emplear soldaduras discontinuas o uniones no herméticas con pernos), o en instalaciones especiales (como las estaciones de bombeo o los circuitos de refrigeración por agua). La formación de condensaciones supone siempre un agravamiento de la corrosión.

En el caso de puentes de carretera o pasarelas peatonales, debe prestarse especial atención si existe riesgo de corrosión por la utilización de fundentes (sales de deshielo). Esto puede producir corrosión en tableros de puentes o pasarelas en que se utilicen fundentes, en zona inferior de pilas de pasos elevados sobre carreteras en que se empleen, e incluso en la cara inferior de tableros de pasos elevados sobre carreteras en que se utilicen, por efecto de los aerosoles salinos producidos. A estos efectos, en las zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C se considerará que la clase de exposición es la C5-I.

Tabla 8.2.2a
Clases de exposición relativas a la corrosión atmosférica

Designación	Clase de exposición (corrosividad)	Pérdida de masa por unidad de superficie/pérdida de espesor (tras el primer año de exposición)				Ejemplos de ambientes típicos en un clima templado	
		Acero de bajo contenido en carbono		Cinc		Exterior	Interior
		Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm	Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm		
C1	muy baja	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	---	Edificios con calefacción y con atmósferas limpias, por ejemplo: oficinas, tiendas, colegios, hoteles.
C2	baja	> 10 y hasta 200	> 1,3 y hasta 25	> 0,7 y hasta 5	> 0,1 y hasta 0,7	Atmósferas con bajos niveles de contaminación. Áreas rurales en su mayor parte	Edificios sin calefacción donde pueden ocurrir condensaciones, por ejemplo: almacenes, polideportivos.
C3	media	> 200 y hasta 400	> 25 y hasta 50	> 5 y hasta 15	> 0,7 y hasta 2,1	Atmósferas urbanas e industriales, con moderada contaminación de dióxido de azufre. Áreas costeras con baja salinidad	Naves de fabricación con elevada humedad y con algo de contaminación del aire, por ejemplo: plantas de procesamiento de alimentos, lavanderías, plantas cerveceras, plantas lácteas. Interior de puentes-cajón
C4	alta	> 400 y hasta 650	> 50 y hasta 80	> 15 y hasta 30	> 2,1 y hasta 4,2	Áreas industriales y áreas costeras con moderada salinidad.	Plantas químicas, piscinas, barcos costeros y astilleros

C5-I	muy alta (industrial)	> 650 y hasta 1500	> 80 y hasta 200	> 30 y hasta 60	> 4,2 y hasta 8,4	Áreas industriales con elevada humedad y con atmósfera agresiva	Edificios o áreas con condensacio- nes casi permanen- tes, y con contami- nación elevada
C5-M	muy alta (marina)	> 650 y hasta 1500	> 80 y hasta 200	> 30 y hasta 60	> 4,2 y hasta 8,4	Áreas costeras y marítimas con elevada salinidad	Edificios o áreas con condensacio- nes casi permanen- tes, y con contami- nación elevada.

Tabla 8.2.2b

Clases de exposición relativas al agua y suelo

Designación	Clase de exposición	Ejemplos
Im1	Agua dulce	Instalaciones ribereñas, plantas hidroeléctricas
Im2	Agua de mar o salobre	Estructuras en zonas portuarias en contacto con el agua de mar; estructuras off-shore
Im3	Suelo	Tanques enterrados, pilotes de acero, tuberías de acero

Comentarios

Las diferentes clases de exposición relativas a la corrosión atmosférica se definen en términos de pérdida de masa por unidad de superficie o pérdida de espesor de las probetas normalizadas de acero de bajo contenido en carbono o de cinc, después del primer año de exposición, según el ensayo normalizado en ISO 9226:1992. La tabla 8.2.2a clasifica con precisión la corrosividad atmosférica en función de los resultados de dicho ensayo. Si no se dispone de dichos resultados, los ejemplos indicados en la tabla, que corresponden a ambientes típicos en un clima templado, permiten estimar la clase de exposición, si bien debe tenerse en cuenta que la corrosividad atmosférica en un clima frío o en uno seco es inferior que en un clima templado, mientras que será mucho mayor en un clima cálido y húmedo.

En las áreas costeras de zonas cálidas y húmedas (definidas por los siguientes valores medios de los valores extremos anuales: temperatura baja $\geq 5^{\circ}\text{C}$, temperatura alta $\geq 35^{\circ}\text{C}$, temperatura más alta con HR $> 95\%$, $\geq 31^{\circ}\text{C}$), la pérdida de masa o de espesor puede exceder los límites de la clase C5-M, por lo que deben tomarse precauciones especiales para la protección de las estructuras en dichas áreas.

Para la aplicación del criterio que indica el Articulado relativo al riesgo de corrosión por la utilización de fundentes, puede consultarse la publicación “Atlas Nacional de España. Sección II. Grupo 9. Climatología”, editada en 1992 por el Instituto Geográfico Nacional, del Ministerio de Fomento.

La tabla 8.2.2b define las clases de exposición correspondientes a estructuras o elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en el suelo, situaciones en las que la corrosión suele ser localizada.

Las clasificaciones de las tablas 8.2.2a y b coinciden con las de la UNE-EN ISO 12944-2:1998.

No debe confundirse las clases de exposición a las que se hace referencia en este apartado 8.2.2 con los niveles de riesgo de la estructura y las categorías de las condiciones de ejecución y uso de la estructura, necesarios para la determinación de la clase de ejecución, de acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.2

CAPÍTULO III. ACCIONES

Artículo 9.º Clasificación de acciones

Las acciones a considerar en el proyecto de una estructura o elemento estructural se pueden clasificar según los criterios siguientes:

- Clasificación por su naturaleza.
- Clasificación por su variación en el tiempo.
- Clasificación por su variación en el espacio.

9.1. Clasificación de las acciones por su naturaleza

Las acciones se pueden clasificar según su naturaleza en los siguientes grupos:

Acciones directas. Son aquellas que se aplican directamente sobre la estructura. En este grupo se incluyen el peso propio de la estructura, las restantes cargas permanentes, las sobrecargas de uso, etc.

Acciones indirectas. Son aquellas deformaciones o aceleraciones impuestas capaces de dar lugar a esfuerzos. En este grupo se incluyen los efectos debidos a la temperatura, asentos de la cimentación, desplazamientos impuestos, acciones sísmicas, etc.

9.2. Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo

Las acciones se pueden clasificar por su variación en el tiempo en los siguientes grupos:

Acciones Permanentes (G). Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Dentro de este grupo se engloban el peso propio de la estructura, de solados y pavimentos, de accesorios e instalaciones fijas, etc.

Acciones Permanentes de Valor no Constante (G^*). Son aquellas que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante y varía de forma monótona, como por ejemplo, movimientos diferidos de la cimentación.

Acciones Variables (Q). Son aquellas cuyo valor varía frecuentemente a lo largo del tiempo, de forma no monótona. Dentro de este grupo se incluyen sobrecargas de uso, acciones climáticas, acciones debidas al proceso constructivo, etc.

Acciones Accidentales (A). Son aquellas cuya probabilidad de actuación a lo largo de la vida útil de la estructura es pequeña pero tienen una magnitud importante. En este grupo se incluyen las acciones debidas a impactos, explosiones, etc. Los efectos sísmicos pueden considerarse de este tipo.

La acción de incendio se entiende como situación accidental de proyecto y se analiza en el Capítulo XII de esta Instrucción.

Comentarios

Una acción que varía de forma monótona es aquella cuya variación se produce siempre en un único sentido, tendiendo a un valor límite.

Aquellos aspectos relativos a la consideración de la acción sísmica en el proyecto de estructuras de acero se tratan en el Capítulo XIII de esta Instrucción

9.3. Clasificación de las acciones por su variación en el espacio

Las acciones se pueden clasificar según su variación en el espacio en los siguientes grupos:

Acciones fijas. Son aquellas que se aplican siempre en la misma posición. Dentro de este grupo se incluyen básicamente las acciones debidas al peso propio de los elementos estructurales y funcionales.

Acciones libres. Son aquellas cuya posición puede ser variable en la estructura. Dentro de este grupo se incluyen, por ejemplo, las sobrecargas de uso.

Artículo 10.º Valores característicos de las acciones

10.1. Generalidades

El valor característico de una acción es su valor de referencia a efectos de proyecto. 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 período de referencia, que tiene en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción.

10.2. Valores característicos de las acciones permanentes

Para las acciones permanentes en las cuales se prevean dispersiones importantes, o en aquellas que puedan tener una cierta variación durante el período de servicio de la estructura, tales como balasto, pavimento, solados, se tomarán los valores característicos superior e inferior. En caso contrario es suficiente adoptar un único valor.

En general, para el peso propio de la estructura se adoptará como valor característico un único valor deducido de las dimensiones nominales y de los pesos específicos nominales. Para los productos de acero se tomará el siguiente valor del peso específico:

Acero: 78,5 kN/m³

Artículo 11.º Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la comprobación de los estados límite.

Una misma acción puede tener uno o varios valores representativos, según sea su tipo.

El valor representativo de una acción es su valor característico F_k o éste afectado por un coeficiente ψ_i de simultaneidad.

$$\Psi_i F_k$$

Como valores característicos de las acciones se tomarán los indicados en las Instrucciones o Normas de acciones vigentes.

Comentarios

En general, para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico.

Para las acciones variables, dependiendo del tipo de estructura y de las cargas consideradas, pueden existir los siguientes valores representativos:

- a) Valor de combinación $\psi_0 Q_k$. Es el valor representativo de las acciones variables que actúan simultáneamente con otra acción variable, considerada ésta como determinante, en las combinaciones poco probables.
- b) Valor frecuente $\psi_1 Q_k$. Es el valor representativo de la acción variable que sólo es sobrepasado durante períodos de corta duración respecto de la vida útil de la estructura.
- c) Valor cuasipermanente $\psi_2 Q_k$. Es el valor representativo de la acción variable que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura.

En general, para las acciones accidentales, el valor representativo es el valor característico.

Para la comprobación frente a ciertos estados límite, como por ejemplo fatiga y vibraciones, puede ser necesario el empleo de otros valores representativos.

Salvo que las Instrucciones o Normas de acciones vigentes indiquen lo contrario se adoptarán para los coeficientes ψ_i de simultaneidad los valores recogidos en las tablas 11.a, 11.b, 11.c y 11.d.

Tabla 11.a

Coefficientes de simultaneidad para las sobrecargas de uso en edificios

USO DEL ELEMENTO	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zonas residenciales y domésticas	0,7	0,5	0,3
Zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Zonas de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico, $30 \text{ kN} < \text{peso del vehículo} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Cubiertas no accesibles	0,0	0,0	0,0

Tabla 11.b

Coefficientes de simultaneidad para la acción de la nieve

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Edificios emplazados a una altitud $H > 1000$ metros sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Edificios emplazados a una altitud $H \leq 1000$ metros sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0,0

Tabla 11.c

Coefficientes de simultaneidad para la acción del viento

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,2	0,0

Tabla 11.d

Coefficientes de simultaneidad para la acción térmica

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,5	0,0

Artículo 12.º

Valores de cálculo de las acciones

Se define como valor de cálculo de una acción el obtenido como producto del valor representativo (Artículo 11º) por un coeficiente parcial de seguridad.

$$F_d = \gamma_f \Psi_i F_k$$

donde:

F_d Valor de cálculo de la acción F .

γ_f Coeficiente parcial de seguridad de la acción considerada.

12.1. Estados límite últimos

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los estados límite últimos se adoptan los valores de la tabla 12.1, siempre que las Instrucciones correspondientes de acciones no establezcan otros criterios.

Tabla 12.1

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos

TIPO DE ACCIÓN	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

En general, para las acciones permanentes, la obtención de su efecto favorable o desfavorable se determina ponderando todas las acciones del mismo origen con el mismo coeficiente, indicado en la tabla 12.1.

Cuando los resultados de una comprobación sean muy sensibles a las variaciones de la magnitud de la acción permanente, de una parte a otra de la estructura, las partes favorable y desfavorable de dicha acción se considerarán como acciones individuales. En particular, esto se aplica en la comprobación del estado límite de equilibrio en el que para la parte favorable se adoptará un coeficiente $\gamma_G = 0,9$ y para la parte desfavorable se adoptará un coeficiente $\gamma_G = 1,1$, para situaciones de servicio, ó $\gamma_G = 0,95$ para la parte favorable y $\gamma_G = 1,05$ para la parte desfavorable, para situaciones de construcción.

Comentarios

Para el proyecto de puentes de carretera se tendrán en cuenta los criterios establecidos por la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras (IAP).

El efecto estructural producido por deformaciones impuestas depende, de forma directa y significativa, de las condiciones de rigidez de la estructura y de la capacidad de ésta para acomodar tales deformaciones impuestas. En general, para estructuras con suficiente ductilidad,

para estados avanzados de carga, como los correspondientes a los estados límite últimos, los esfuerzos podrán ser obtenidos mediante la aplicación de métodos de análisis no lineal, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo V de esta Instrucción.

12.2. Estados límite de servicio

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los estados límite de servicio se adoptan los valores de la tabla 12.2.

Tabla 12.2

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite de servicio

TIPO DE ACCIÓN	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Artículo 13.º Combinación de acciones

13.1. Principios generales

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

13.2. Estados límite últimos

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con las siguientes expresiones:

En situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

En situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En situaciones en las que actúa la acción sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes

$G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable determinante

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor representativo cuasipermanente de las acciones variables concomitantes con la acción variable determinante y la acción accidental, o con la acción sísmica

A_k Valor característico de la acción accidental

$A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica

En las situaciones persistentes o transitorias, cuando la acción determinante $Q_{k,1}$ no sea obvia, se valorarán distintas posibilidades considerando diferentes acciones variables como determinantes.

En estructuras de edificación, simplificadaamente, para las distintas situaciones de proyecto, podrán considerarse las siguientes combinaciones:

En situaciones persistentes o transitorias:

a) Combinación con una sola acción variable $Q_{k,1}$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

b) Combinación con dos o más acciones variables

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

En situaciones en las que actúa la acción sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} 0,8 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

El estado límite último de fatiga, en el estado actual del conocimiento, supone comprobaciones especiales que dependen de los elementos a dimensionar (elementos estructurales, aceros de construcción, uniones, tornillos, etc.) y de los detalles constructivos. El dimensionamiento y la comprobación frente a fatiga se harán de acuerdo con lo recogido en el Capítulo XI de esta Instrucción.

Comentarios

La Normas Básicas de Acciones en la Edificación, en su versión actual, no definen ningún criterio de combinación directamente compatible con el método de los estados límite. Las simplificaciones definidas constituyen una referencia para este tipo de estructuras.

Las acciones variables de fatiga se definen generalmente como un modelo simplificado de la acción variable.

13.3. Estados límite de servicio

Para estos estados límite se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Combinación poco probable

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En estructuras de edificación, simplificadaamente, para las distintas situaciones de proyecto, podrán considerarse las siguientes combinaciones:

Combinación poco probable o frecuente

a) Combinación con una sola acción variable $Q_{k,1}$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

b) Combinación con dos o más acciones variables $Q_{k,i}$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,6 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

Comentarios

Las Normas Básicas de Acciones en la Edificación, en su versión actual, no definen ningún criterio de combinación directamente compatible con el método de los estados límite. Las simplificaciones definidas constituyen una referencia para este tipo de estructuras.

CAPÍTULO IV. MATERIALES Y GEOMETRÍA

Artículo 14.º Generalidades

Tanto la determinación de la respuesta estructural como la evaluación del efecto de las acciones, deben realizarse utilizando valores de cálculo para las características de los materiales y para los datos geométricos de la estructura.

Los valores del cálculo necesarios para la comprobación a rotura frágil y a fatiga se indican en el apartado 32.3 y en el Capítulo XI, respectivamente.

Artículo 15.º Valores característicos y de cálculo de las propiedades de los materiales

15.1. Valores característicos

A los efectos de esta Instrucción se emplearán como valores característicos de las propiedades de los materiales, los valores nominales, que se dan en el Capítulo VIII.

15.2. Valores de cálculo

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales (R_d) se obtienen dividiendo los valores característicos (R_k) por un coeficiente parcial de seguridad (γ_M)

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

15.3. Coeficientes parciales de seguridad para el acero

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad del acero para el estudio de los estados límite últimos son los que se indican en la tabla 15.3.

Tabla 15.3

Coeficientes parciales de seguridad del acero para estados límite últimos

Resistencia de las secciones	$\gamma_{M0} = 1,0$
Resistencia de elementos frente	$\gamma_{M1} = 1,0$ para edificios

a la inestabilidad	$\gamma_{M1} = 1,1$ para puentes
Resistencia a rotura de las secciones en tracción	$\gamma_{M2} = 1,25$

Los coeficientes parciales de seguridad aplicables a la comprobación de uniones se indican en el Capítulo XIV.

Para el estudio de los estados límite de servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores iguales a la unidad.

Artículo 16.º Geometría

16.1. Valores característicos y de cálculo

Se adoptarán como valores característicos y de cálculo de los datos geométricos, los valores nominales definidos en las normas de productos o en la documentación de proyecto.

$$a_k = a_d = a_{nom}$$

En algunos casos, cuando las imprecisiones relativas a la geometría tengan un efecto significativo sobre la resistencia de la estructura, se tomará como valor de cálculo de los datos geométricos el siguiente:

$$a_d = a_{nom} + \Delta a$$

donde Δa deberá tener en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de los valores nominales y estará definido de acuerdo con las tolerancias establecidas en el Proyecto.

El valor de Δa puede ser tanto negativo como positivo.

16.2. Imperfecciones

Las imperfecciones de fabricación y montaje entre las que se incluyen las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, rectitud, planitud, ajuste, así como las posibles excentricidades de montaje en uniones, se tendrán en cuenta en la comprobación frente a los fenómenos de inestabilidad.

En esta Instrucción, los efectos de estas imperfecciones se tendrán en cuenta a través del empleo de unas imperfecciones geométricas equivalentes, cuya definición se hará de acuerdo con el Artículo 22º.

Comentarios

Las imperfecciones que se citan en este apartado son independientes de las desviaciones geométricas de la estructura con respecto a los valores nominales, que en todo caso, deben estar dentro de las tolerancias admitidas.

TÍTULO 2.º ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CAPÍTULO V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Artículo 17.º Generalidades

El análisis estructural consiste en la determinación del efecto de las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar las comprobaciones de los Estados Límites Últimos y de Servicio definidos en el Artículo 8º.

Dicho análisis debe realizarse, para las diferentes situaciones de proyecto indicadas en el Artículo 7º, mediante modelos estructurales adecuados que consideren la influencia de todas las variables que sean relevantes.

Comentarios

El análisis estructural proporciona resultados a nivel global (reacciones, desplazamientos) y a nivel seccional (esfuerzos, curvaturas, elongaciones). Debe servir, también, para determinar el comportamiento a nivel local (tensiones, deformaciones) de aquellas zonas singulares en las que las hipótesis clásicas de la resistencia de materiales no sean aplicables: zonas locales próximas a cargas concentradas, nudos, cambios bruscos de sección, etc.

El análisis estructural debe adoptar, en cada caso, los modelos e hipótesis fundamentales de cálculo apropiados para aproximar el comportamiento real de las estructuras con la precisión necesaria para asegurar la no superación del estado límite considerado.

Artículo 18.º Idealización de la estructura

18.1. Modelos estructurales

Para realizar el análisis se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe, asimismo, reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales, de los elementos, de sus uniones y de los apoyos en el terreno.

Cuando sea preciso realizar análisis dinámicos, los modelos estructurales deben además considerar las características de masa, rigidez, resistencia y amortiguamiento de cada elemento estructural, así como las masas de los demás elementos no estructurales.

Cuando, de acuerdo con las Instrucciones o Normativas vigentes, resulte apropiado efectuar una aproximación quasi-estática de los efectos dinámicos de la estructura, dichos efectos pueden considerarse incluidos en los valores estáticos de las acciones, o bien aplicarse coeficientes de amplificación dinámica equivalente a dichas acciones estáticas.

En algunos casos (por ejemplo vibraciones inducidas por viento o sismo) las acciones pueden definirse, a partir de análisis elásticos lineales, por el método de superposición modal, tal y como se indica en el Artículo 51°.

Los análisis estructurales frente al fuego requieren modelos específicos que se contemplan en el Capítulo XII.

Los modelos estructurales deben permitir la consideración de los efectos de los desplazamientos y deformaciones en aquellas estructuras, o partes de ellas, en las que los efectos de segundo orden incrementen significativamente los efectos de las acciones.

En ciertos casos, el modelo debe incluir, además, en sus condiciones de rigidez la consideración de:

- La respuesta no lineal del material fuera del rango elástico.
- Los efectos del arrastre de cortante y de la abolladura en paneles de chapa.
- Los efectos de la catenaria (utilizando por ejemplo un módulo de elasticidad reducido) y de las deformaciones en las estructuras con cables.
- La deformabilidad a cortante de ciertos elementos estructurales.
- La rigidez de las uniones.
- La interacción suelo-estructura.

En algunos casos los resultados del análisis estructural pueden experimentar variaciones sensibles respecto a posibles oscilaciones de ciertos parámetros del modelo, o de las hipótesis de cálculo adoptadas. El Proyectista deberá entonces realizar un análisis de sensibilidad que permita acotar el rango probable de oscilación de la respuesta estructural buscada.

Comentarios

El modelo estructural debe ser coherente con el método de análisis utilizado, así como con las hipótesis de cálculo adoptadas. Todo lo cual debe quedar clara y adecuadamente reflejado en el Anejo de Cálculo del Proyecto.

La modelización y discretización de la estructura, los datos relativos a las cargas, vinculaciones de apoyo, rigidez de secciones y de nudos entre elementos, y demás datos relevantes del modelo, así como los resultados más significativos y determinantes de los posteriores controles en ELU y ELS, deberán estar debidamente documentados en el Anejo de Cálculo del Proyecto para que puedan ser fácilmente interpretados y controlados por un tercero.

Para facilitar el análisis de una estructura completa, el modelo estructural puede descomponerla en subestructuras más simples adecuadamente vinculadas.

Salvo en ciertos casos, los efectos de las acciones verticales y horizontales pueden analizarse mediante modelos estructurales diferentes.

En el caso de montajes evolutivos, los modelos utilizados deben reflejar con suficiente precisión las secuencias de aplicación de las acciones sobre la geometría y condiciones de rigidez de la estructura, variables en cada fase del montaje.

Los modelos estructurales deben fundamentarse en teorías sancionadas por la experiencia. En algunos casos puede recurrirse a la comprobación estructural mediante ensayos, tal y como se contempla en 6.3.

18.2. Modelización de los elementos

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

El Proyectista deberá elegir, en cada caso, el tipo de elemento más adecuado para que el modelo estructural reproduzca adecuadamente el comportamiento buscado de dicho elemento.

Comentarios

En estructuras metálicas la mayoría de los elementos pueden considerarse unidimensionales (vigas, soportes, arcos, vigas balcón, rigidizadores, elementos de estructuras triangulares, etc.) o bidimensionales (paneles, diafragmas, placas, láminas, basas, cartelas, etc). A su vez, para el análisis de cierto tipo de efectos (abolladura por ejemplo), los distintos paneles de chapa de elementos unidimensionales deben modelizarse como bidimensionales, sometidos a acciones en su plano.

Para que un elemento metálico pueda considerarse unidimensional su longitud debe ser, como mínimo, el doble del canto total.

18.2.1. *Luces de cálculo*

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de un elemento unidimensional la distancia entre ejes de apoyo o entre puntos de intersección de su directriz con las de los elementos adyacentes. La directriz seguirá, generalmente, la alineación de los baricentros elásticos de las secciones transversales.

Comentarios

En aquellos casos en los que la dimensión de un apoyo rígido es grande, puede tomarse simplifcadamente como luz de cálculo la luz libre entre bordes de apoyos extremos más el canto del elemento.

18.2.2. *Constantes estáticas de las secciones transversales*

El análisis global de la estructura se podrá realizar, en la mayoría de los casos, utilizando las secciones brutas de los elementos, a partir de las dimensiones nominales de los mismos.

En elementos unidimensionales, las constantes estáticas a considerar son el área, los momentos de inercia respecto de ejes principales y el módulo de torsión de S. Venant.

El área de cortante y los efectos de distorsión de la sección y de la torsión de alabeo sólo necesitan tenerse en cuenta en algunos casos especiales.

Los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura sobre la rigidez de los elementos deben considerarse cuando afecten significativamente a los resultados del análisis estructural. El efecto del arrastre por cortante en las alas puede tenerse en cuenta a través del uso de unos anchos eficaces para las mismas, según se trata en el artículo 21º.

El efecto de la abolladura de paneles comprimidos en la rigidez de los elementos puede tenerse en cuenta mediante secciones eficaces equivalentes para el caso de secciones transversales esbeltas, según se trata en 20.7.

Comentarios

No resulta necesario deducir los agujeros de las uniones, ni considerar la presencia de posibles cubrejuntas, pero deben tenerse en cuenta los efectos derivados de aberturas de mayor dimensión (huecos para conducciones, vigas aligeradas, por ejemplo).

En el caso de secciones con ejes principales no coincidentes con los planos de las cargas, el Proyectista deberá garantizar el uso adecuado de modelos estructurales que le permitan una correcta aproximación de la respuesta real en flexión esviada.

Cuando, en secciones abiertas principalmente, el centro de esfuerzos cortantes no coincida con el eje baricéntrico de la sección transversal, el Proyectista deberá asimismo garantizar la adecuada modelización de las acciones, constantes estáticas y geometría de los elementos, para obtener una reproducción fiable de los efectos de la flexión y de la torsión en la estructura, así como de sus posibles interacciones mutuas y de las excentricidades de las cargas.

La consideración del área de cortante suele ser necesaria para modelizar elementos cuya alma tenga una relación canto/luz elevada. También se precisa cuando el modelo estructural utilice elementos simples para representar subestructuras (triangulaciones, marcos tipo Vierendel, por ejemplo) cuya deformabilidad a cortante no pueda despreciarse. El área de cortante puede obtenerse igualando las energías de deformación a cortante del elemento simple y de la subestructura a la que sustituye.

Los efectos del arrastre por cortante resultan de especial importancia en el caso de secciones metálicas cerradas con alas anchas. En el caso de secciones cajón para puentes, por ejemplo, donde dichos efectos deben también analizarse separadamente para las condiciones de las diferentes fases de montaje de tableros continuos.

En general, podrían ignorarse los efectos de la abolladura de paneles comprimidos en las condiciones de rigidez del análisis estructural global, cuando afecten a paneles de alma o cuando el área de la sección reducida eficaz de los paneles comprimidos de ala sea inferior al 60% del área de la sección transversal bruta.

La consideración de la influencia de todos estos fenómenos en la modelización estructural puede ser diferente, según se desee analizar la respuesta de la estructura en Estados Límites Últimos, de Servicio o de Fatiga.

Resulta aconsejable homogeneizar en lo posible los modelos, adoptando hipótesis conservadoras, que deben quedar adecuadamente reflejadas en el Anejo de Cálculo del Proyecto.

18.2.3. Consideración de los efectos de la distorsión en elementos de sección cerrada

En elementos sometidos a torsión, y en las zonas de aplicación de cargas concentradas de cierta entidad, deben considerarse los efectos derivados de las deformaciones por distorsión de la sección transversal, salvo cuando no sean significativos.

En general, para controlar la magnitud de dichos efectos en secciones cerradas (vigas cajón, por ejemplo), suele resultar necesario disponer un sistema interno de rigidez transversal mediante unos elementos transversales llamados diafragmas, que pueden ser marcos, triangulaciones o vigas de alma llena.

Pueden despreciarse los efectos de la distorsión cuando la propia rigidez de la sección transversal (perfiles tubulares, por ejemplo), y/o de los eventuales diafragmas dispuestos, limiten los efectos de la distorsión por debajo del 10% de los efectos de la flexión en el elemento considerado bajo las acciones localizadas o excéntricas correspondientes.

En caso de resultar necesario disponer diafragmas, éstos deberán dimensionarse para los esfuerzos derivados de su función rigidizadora de la sección cerrada, frente a las

acciones de la torsión (bajo cargas excéntricas o en elementos de directriz curva en planta) o de la presencia de cargas concentradas (intermedias y en apoyos), según se establece en el **Anejo ???**.

En presencia de acciones dinámicas, los efectos de la distorsión sobre los elementos, y sus posibles diafragmas, deben considerarse siempre en el control del Estado Límite de Fatiga de la estructura.

Comentarios

Los sistemas de rigidización transversal o diafragmas de las secciones cerradas tienen las siguientes funciones:

- Asegurar la indeformabilidad de la sección transversal, limitando los efectos de la distorsión.
- Incorporar eficazmente los efectos de las cargas excéntricas en el circuito de tensiones tangenciales de flexión, sin afectar sensiblemente a la flexión longitudinal del elemento.
- Si las almas no son verticales, orientar la difusión de las cargas localizadas y de las reacciones de apoyo, en la dirección de los planos de las almas.

Para cumplir eficazmente dichas funciones, los diafragmas deberán disponer de la suficiente rigidez a flexión transversal y, además, deberán dimensionarse para resistir los esfuerzos que de ellas se deriven, según se establece en el **Anejo ???**.

En general, cuando los diafragmas se proyectan de acuerdo con los criterios del **Anejo ???**, no resulta necesario considerar los efectos de la distorsión sobre las solicitaciones de flexión y torsión del elemento.

En todos los casos resulta necesario disponer diafragmas en las secciones de apoyo. Los diafragmas intermedios en los elementos podrán suprimirse siempre y cuando:

- a) Se estudien detalladamente los efectos de la distorsión y se acumulen a los derivados de la flexión y torsión general del elemento.
- b) Puedan suponerse despreciables, como suele ser el caso de perfiles tubulares, o secciones tubulares armadas de dimensiones transversales reducidas, y en ausencia de cargas localizadas intermedias y de esfuerzos de torsión significativos, derivados de acciones excéntricas o de directrices curvas al plano transversal a las cargas (vigas balcón, acción del viento sobre arcos, por ejemplo).

Cuando resulte necesario, el análisis estructural de los efectos de la distorsión, en combinación con la flexión y torsión generales de los elementos, puede abordarse mediante modelos elásticos apropiados:

- Modelos de elementos finitos tipos placas y lámina.
- Soluciones analíticas de las ecuaciones de la distorsión, resultantes de enfrentar las condiciones de rigidez a flexión transversal de los diafragmas con las de flexión en su plano de los diferentes paneles que constituyen la sección cerrada.
- Modelos derivados de la analogía de las ecuaciones de la distorsión con las de la flexión de vigas en un lecho elástico.
- Modelos simplificados de emparrillado con barras transversales con deformación a cortante.

18.2.4. Consideración de los efectos de la torsión mixta en elementos con secciones abiertas o cerradas

Las prescripciones incluidas en este artículo son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a torsión, en los que la distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces y media su canto y cuya anchura es igual o inferior a cuatro veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva.

La respuesta a torsión de elementos lineales, en los que los efectos de la distorsión puedan despreciarse, es suma de dos mecanismos:

- a) Torsión pura o de Saint-Venant, que genera únicamente tensiones tangenciales en la sección y cuya rigidez queda caracterizada por el módulo de torsión I_T de la sección transversal
- b) Torsión no uniforme o de alabeo, que genera tanto tensiones normales como tangenciales en los diferentes paneles de chapa de la sección transversal. Su rigidez queda caracterizada por el módulo de alabeo I_w de la misma.

La respuesta a torsión de un elemento puede obtenerse mediante un análisis elástico, por integración de las ecuaciones generales de la torsión mixta, en función de las constantes estáticas de torsión de las secciones transversales, I_T e I_w , de los módulos de deformación del material, E y G , de las condiciones de vinculación al giro y alabeo en los extremos del elemento y de la distribución de acciones sobre la longitud del mismo. Alternativamente, el análisis estructural a torsión puede abordarse mediante modelos de elementos finitos de la pieza.

De forma suficientemente aproximada puede admitirse que los efectos de la torsión de alabeo son despreciables, y analizar los elementos en torsión pura en los siguientes casos:

- a) En elementos con libertad de alabeo en sus extremos y solicitados únicamente por momentos torsores en dichos extremos.
- b) En elementos sometidos a torsión no uniforme en los que el módulo de alabeo de la sección transversal, I_w , sea nulo o de pequeña magnitud respecto del módulo de torsión, I_T . Es el caso de :
 - Secciones macizas (redondos, cuadrados, rectángulos, etc).
 - Secciones abiertas constituidas por rectángulos que se cortan en un punto (angulares, secciones en cruz, simples T, etc).
 - Secciones cerradas (tubulares, cajones uni o multicelulares sin distorsión, etc.)

Asimismo, como simplificación puede admitirse que los efectos de la torsión de Saint-Venant son despreciables, y analizar los elementos únicamente en torsión de alabeo, en perfiles con secciones abiertas de pared delgada, tales como secciones doble T, U, H, Z, etc.

Cuando el equilibrio estático de una estructura dependa de la resistencia a torsión de uno o varios elementos, éstos se proyectarán principalmente con secciones cerradas.

Los perfiles abiertos no resultan recomendables, por lo que no es frecuente su uso en estructuras de edificación. En cambio, en tableros de puente o en piezas especiales, de directriz recta o con curvaturas reducidas en planta, es usual el recurso a secciones abiertas de doble viga, con diafragmas intermedios para controlar la distorsión, que pueden proyectarse para resistir adecuadamente torsores de cierta entidad.

Resulta asimismo frecuente la presencia, en estructuras hiperestáticas, de elementos de sección abierta (vigas transversales de emparrillados o tableros de puente con doble cajón, por ejemplo), que resultan solicitados a torsión únicamente por condiciones de compatibilidad derivadas de la flexión diferencial entre elementos longitudinales.

El uso de modelos estructurales, de barras principalmente, que incorporan la rigidez de torsión pura de los elementos, infravalora generalmente los efectos de la torsión de secciones abiertas. Cuando sea necesaria una mayor precisión, caso de secciones esbeltas o controles de fatiga por ejemplo, deben utilizarse módulos de torsión, I_T , corregidos para aproximar la rigidez a torsión pura del modelo a la rigidez real a torsión mixta del elemento, estimada mediante soluciones analíticas o submodelos de elementos finitos, con las condiciones reales de cargas y vinculaciones a las que va a estar sometido.

Los efectos de la torsión de alabeo, cuando sean significativos, deberán tenerse en cuenta en los controles en Estados Límites de Servicio y Fatiga de la estructura, incluso para los elementos sometidos a torsiones de compatibilidad. En Estados Límites Últimos su consideración será necesaria para los elementos solicitados por torsiones de equilibrio y para aquellos elementos sometidos a torsiones de compatibilidad cuya rigidez a torsión

haya sido considerada en el cálculo de esfuerzos del análisis global de la estructura, y tenga una influencia significativa en los resultados del mismo.

Comentarios

La torsión no uniforme aparece siempre que, como consecuencia de la presencia de coacciones al libre alabeo de los extremos del elemento o variaciones del momento torsor a lo largo de la directriz, el alabeo de torsión pura no sea el mismo en todas las secciones transversales del elemento.

El módulo de torsión pura I_T puede estimarse mediante la analogía de la membrana de las ecuaciones generales de la torsión pura. Para las secciones más usuales adopta las siguientes expresiones:

— Sección cerrada unicelular de pared delgada y espesor variable

$$I_T = \frac{4 A^2}{\oint \frac{ds}{e}}$$

A= área encerrada por la línea media de la sección
e= espesor de la sección

— Sección cerrada unicelular de pared delgada y espesor constante

$$I_T = \frac{4 A^2 e}{S}$$

S= perímetro de la línea media de la sección

— Sección tubular de pared delgada

$$I_T = \frac{\pi}{2} (R_2^4 - R_1^4)$$

R1= radio interior del tubo
R2= radio exterior del tubo

— Sección circular maciza

$$I_T = \frac{\pi R^4}{2}$$

R= radio de la sección

— Sección rectangular maciza

$$I_T = \beta b e^3$$

b= lado mayor de la sección
e= lado menor de la sección
 β = coeficiente función de la relación b/e

(b/e)	1	1,5	2	2,5	3	4	5
β	0,208	0,238	0,256	0,269	0,278	0,290	0,298

(b/e)	6	7	8	9	10	>10
β	0,303	0,307	0,310	0,312	0,314	0,333

— Sección abierta constituida por varios rectángulos elementales

$$I_{Ti} = \beta b_i e_i^3$$

$$I_T = \alpha \sum_{i=1,n} I_{Ti}$$

α = coeficiente de forma de la sección, vale:

- 1,0 para secciones angulares o en cruz
- 1,1 para secciones en U, Z o simple T
- 1,3 para secciones en doble T

Las expresiones del módulo de alabeo I_w , para las secciones abiertas más normales, se incluyen en la tabla 18.2.4, junto con las del módulo de torsión I_T y las coordenadas del centro de esfuerzos cortantes (x_0 , y_0).

Tabla 18.2.4. Coordenadas del centro de esfuerzos cortantes, módulos de torsión y módulos de alabeo en algunas secciones de uso frecuente en construcciones metálicas

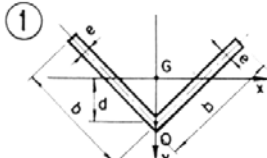
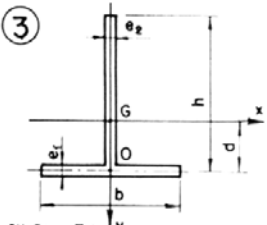
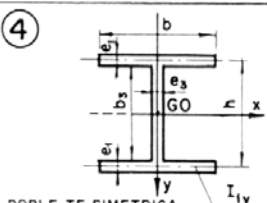
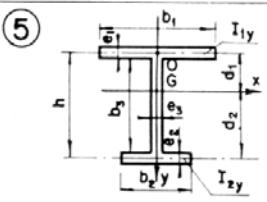
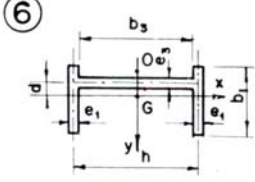
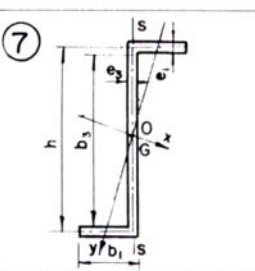
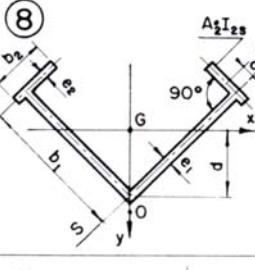
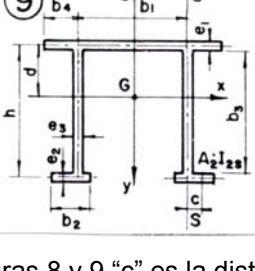
SECCION	COORDENADAS DEL CENTRO DE ESFUERZOS CORTANTES	MODULO DE TORSION I_T	MODULO DE ALABEO I_A
①  ANGULAR DE LADOS IGUALES	$x_0 = 0$ $y_0 = d$	$\frac{2}{3} b e^3$	$\frac{b^3 e^3}{18} = \frac{A^3}{144}$ En la práctica puede suponerse $I_A = 0$
②  ANGULAR DE LADOS DESIGUALES	$x_0 = d_1$ $y_0 = d_2$	$\frac{(b_1 + b_2) e^3}{3}$	$\frac{(b_1^3 + b_2^3) e^3}{36}$ En la práctica puede suponerse $I_A = 0$
③  SIMPLE TE	$x_0 = 0$ $y_0 = d$	$\frac{b e_1^3 + h e_2^3}{3}$	$\frac{b^3 e_1^3}{144} + \frac{h^3 e_2^3}{36}$ En la práctica puede suponerse $I_A = 0$
④  DOBLE TE SIMETRICA	$x_0 = 0$ $y_0 = 0$	$\frac{2 b e_1^3 + b_3 e_3^3}{3}$	$I_{Iy} \cdot \frac{h^2}{2} \approx I_y \cdot \frac{h^2}{4}$
⑤  DOBLE TE DISIMETRICA	$x_0 = 0$ $y_0 = \frac{d_2 I_{2y} - d_1 I_{1y}}{I_{1y} + I_{2y}}$ $\approx \frac{d_2 I_{2y} - d_1 I_{1y}}{I_y}$	$\frac{b_1 e_1^3 + b_2 e_2^3 + b_3 e_3^3}{3}$	$\frac{h^2 \cdot I_{1y} \cdot I_{2y}}{I_{1y} + I_{2y}}$ $\approx \frac{h^2 I_{1y} I_{2y}}{I_y}$

Tabla 18.2.4. (Continuación)

SECCION	COORDENADAS DEL CENTRO DE ESFUERZOS CORTANTES	MODULO DE TORSION I_t	MODULO DE ALABEO I_A
⑥  FORMULAS VALIDAS TAMBIEN PARA PERFILES C LAMINADOS	$x_0 = 0$ $y_0 = -d(1 + \frac{h^2 A}{4 I_y})$	$\frac{2 b_1 e_1^3 + b_3 e_3^3}{3}$	$\frac{h^2}{4} [I_x + d^2 A (1 - \frac{h^2 A}{4 I_y})]$
⑦ 	$x_0 = 0$ $y_0 = 0$	$\frac{2 b_1 e_1^3 + b_3 e_3^3}{3}$	$\frac{h^2}{4} \cdot I_s$
⑧ 	$x_0 = 0$ $y_0 = d + \sqrt{2} [c \cdot b_1^2 \cdot \frac{A_2}{I_y} - b_1 \frac{I_{2s}}{I_y}]$	$\frac{2 b_1 e_1^3 + 2 b_2 e_2^3}{3}$	$[2 d^2 - y_0^2] I_y + 2 b_1 (b_1 - 2 d) I_{2s} + 4 d \cdot b_1^2 \cdot c \cdot A_2$
⑨ 	$x_0 = 0$ $y_0 = -d(1 + \frac{b_1^2 A}{4 I_y}) + 2 h \cdot \frac{I_{2s}}{I_y}$	$\frac{(b_1 + 2 b_4) e_1^3 + 2 b_2 e_2^3 + 2 b_3 e_3^3}{3}$	$\frac{b_1^2}{4} [I_x + d^2 A (1 - \frac{b_1^2 A}{4 I_y})] + 2 h^2 I_{2s} - 2 b_1 c \cdot h^2 A_2 + b_1^2 h d A \frac{I_{2s}}{I_y} - 4 h^2 \frac{I_{2s}^2}{I_y}$

En las figuras 8 y 9 "c" es la distancia entre el eje del ala y el centro de gravedad de las aletas finales

La ecuación diferencial de la torsión mixta, para elementos prismáticos y en rango elástico, adopta la forma:

$$E I_w \varphi'''' - G I_T \varphi'' = m_t$$

φ , giro de torsión en la sección

m_t , momento torsor por unidad de longitud en la sección

Su solución, para los casos más usuales de solicitaciones de torsión y vinculaciones al giro y alabeo en los extremos, puede encontrarse en la mayor parte de los textos especializados.

La magnitud relativa de las torsiones de Saint Venant y de alabeo en un elemento puede

estimarse de forma aproximada a partir de la magnitud $l_o = \sqrt{\frac{E I_w}{G I_T}}$, que es una longitud

característica que puede servir de referencia para estimar la extensión de las zonas afectadas por la torsión no uniforme respecto de la sección de aplicación de un momento torsor puntual, o de una coacción al alabeo de la sección. Para las zonas del elemento suficientemente alejadas de dichas secciones, a varias veces l_o , la torsión de alabeo degenera en torsión pura, que pasa a ser predominante.

Cuando el coeficiente $\chi = l/l_o$, siendo 'l' la longitud del elemento, alcanza valores superiores a 4 (para una coacción al alabeo) ó 6 (para una acción torsora localizada), la respuesta es

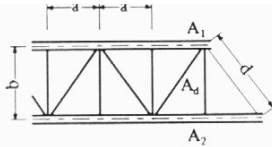
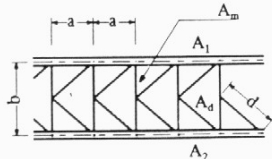
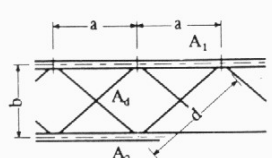
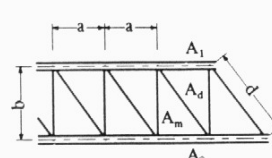
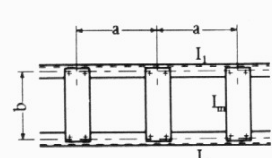
básicamente de torsión pura. Para valores χ inferiores a 2 ó 3, la torsión de alabeo es predominante. En los casos intermedios la respuesta del elemento es de torsión mixta.

Para los elementos con sección en doble T simétrica o en H, el análisis de su rigidez a torsión puede abordarse de forma sencilla por el método de Timoshenko, según se trata en el [Anejo ???](#). Su aplicación a secciones en U, Z o doble T asimétrica es de menor precisión.

18.2.5. Rigidez a torsión de secciones semi-cerradas con triangulaciones o marcos en alguna de sus caras

Es el caso de las subsecciones metálicas abiertas de secciones cajón mixtas que, en fases constructivas, cierran provisionalmente su circuito de torsión mediante triangulaciones o marcos tipo Vierendel en alguna de sus caras. También puede tratarse de elementos puramente metálicos que incluyan dichas disposiciones (torres, soportes compuestos, por ejemplo). Para el cálculo del módulo de torsión pura de Saint-Venant de estos elementos, se podrá considerar un espesor equivalente 't' de un panel de chapa ficticio cuya energía de deformación a torsión pura sea igual a la del panel triangulado o marco tipo Vierendel correspondiente.

Se indican seguidamente las expresiones que permiten obtener el espesor equivalente 't' para las disposiciones más usuales:

$t = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{a^3}{3} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)}$	
$t = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{2d^3}{A_d} + \frac{b^3}{4A_m} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)}$	
$t = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{2A_d} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)}$	
$t = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{b^3}{A_m} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)}$	
$t = \frac{E}{G} \frac{1}{\frac{ab^2}{12I_m} + \frac{a^2b}{48} \left(\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} \right)}$	

Siendo:

A_1, A_2, I_1, I_2	área e inercia de cada cordón
A_d	área de una diagonal
A_m, I_m	área e inercia de un montante
a, b, d	dimensiones indicadas en las figuras adjuntas
E y G	módulos elasticidad y de Young del acero

18.3. Modelización de la rigidez de las uniones

En función de su rigidez relativa con respecto a las de los elementos a unir, en 57.6 las uniones se clasifican en: articulaciones, uniones rígidas o empotramientos y uniones semirrígidas, cuya deformabilidad queda caracterizada por sus diagramas momento-rotación (ver 57.2 y 57.3)

Las exigencias relativas a su rigidez, resistencia y ductilidad son tratadas en el Artículo 57°.

En el caso de uniones semirrígidas el modelo estructural debe ser capaz de reproducir los efectos de su comportamiento sobre la distribución de esfuerzos en la estructura y sobre las deformaciones globales de la misma, salvo que sean poco significativos.

En puentes y estructuras sometidas a cargas dinámicas el análisis deberá verificar su correcta respuesta a la fatiga.

En general, el diseño de las uniones se estudiará para minimizar en lo posible las excentricidades entre los ejes baricéntricos de los elementos conectados, de forma que se minimicen los esfuerzos secundarios debidos a la posible rigidez de las uniones.

En 55.4 se tratan las condiciones que permiten la no consideración de estos efectos en el caso de nudos de estructuras trianguladas. En otras situaciones, el control resistente y a fatiga, tanto de las propias uniones como de los elementos conectados, debe incluir dichos esfuerzos secundarios, y el modelo estructural debe incorporar adecuadamente la geometría de las citadas excentricidades.

Comentarios

El modelo estructural, y el consiguiente análisis global a realizar, deben ser coherentes con el tipo previsto en la clasificación de las uniones entre elementos en función de su rigidez (ver 57.6).

El posterior diseño de las uniones deberá también ser coherente y respetar las exigencias relativas al tipo de unión previsto en dichos modelos y análisis.

Las uniones semirrígidas pueden modelizarse mediante muelles al giro vinculando adecuadamente, con excentricidades si las hubiere, los extremos de los elementos conectados. La respuesta de los diagramas momento-rotación es generalmente no-lineal (ver 57.2 y 57.3), pudiendo aproximarse adecuadamente con diagramas bi o trilineales.

18.4. Modelización de la rigidez de las cimentaciones

En aquellas estructuras cuyo comportamiento resulte afectado significativamente por las condiciones de deformabilidad del terreno de cimentación, el análisis deberá abordarse mediante modelos estructurales que incorporen adecuadamente los efectos de la interacción suelo-estructura.

Cuando la respuesta estructural pueda verse sensiblemente afectada por variaciones posibles de los parámetros de deformación del terreno respecto a su valor medio estimado, el análisis estructural deberá realizar un análisis de sensibilidad para asegurar una correcta respuesta de la estructura dentro del rango de probable oscilación de dichos parámetros, que deberá quedar justificadamente establecido en el Informe Geotécnico del Proyecto.

La modelización de la rigidez de los vínculos entre cimentación y terreno puede realizarse mediante muelles elásticos o no lineales (frente a desplazamientos

horizontales, verticales y rotaciones) o, si fuera necesario, mediante un modelo de elementos finitos de la zona del terreno adyacente.

Comentarios

La adecuada modelización de la rigidez de las cimentaciones profundas debe incorporar el posible efecto grupo del pilotaje, así como la rigidez del conjunto pilotes / encepado.

Para asegurar la fiabilidad de los resultados de una modelización de la interacción suelo-estructura suele ser necesaria una estrecha colaboración entre el Proyectista de la estructura y el experto geotécnico, tanto para establecer las condiciones de rigidez del modelo como para la adecuada interpretación de los resultados del análisis.

Cuando la respuesta estructural se vea sensiblemente afectada por la interacción con el terreno, el diseño de la estructura deberá cubrir las incertidumbres del modelo garantizando la suficiente ductilidad de su respuesta global, así como de los diferentes elementos afectados y de sus uniones.

Artículo 19.º Análisis Global

19.1. Métodos de análisis

Las condiciones que, en principio, debe satisfacer todo análisis estructural son las de equilibrio y las de compatibilidad, teniendo en cuenta el comportamiento tenso-deformacional de los materiales.

Los métodos de cálculo para abordar el análisis global de una estructura se clasifican en:

- a) Análisis lineales, basados en las hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constitutivos y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar (análisis en primer orden).
- b) Análisis no lineales, que tienen en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales, y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración de las condiciones de equilibrio sobre la estructura deformada (análisis en segundo orden).

Los análisis no lineales pueden considerar, a su vez, una sola o ambas de las causas de la no linealidad citadas.

El comportamiento no lineal implica la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad descrito en los capítulos III y IV no es aplicable directamente a los análisis no lineales.

La no linealidad hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas, siendo a menudo preciso proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elásticos y elastoplásticos hasta el agotamiento de la estructura.

El análisis no lineal requiere, para un nivel determinado de carga, un proceso iterativo, de sucesivos análisis lineales, hasta converger a una solución que satisfaga las condiciones de equilibrio, tensodeformacionales y de compatibilidad. Dichas condiciones se comprueban en un número determinado de secciones, dependiendo de la discretización, que deberá ser suficiente para garantizar una adecuada representación de la respuesta estructural.

Las verificaciones correspondientes al Estado Límite de fatiga se realizarán a partir de los resultados de un análisis global lineal de la estructura.

Asimismo, en general, los controles de los Estados Límites de Servicio se realizarán mediante métodos de cálculo lineales. Se exceptúa el caso de ciertas estructuras singulares muy esbeltas, o atirantadas, donde puede ser preciso considerar el efecto de las deformaciones bajo cargas de servicio. Asimismo, en el artículo 41° se contempla la posibilidad de admitir plastificaciones limitadas en servicio en ciertas estructuras sometidas a cargas predominantemente estáticas.

La posible consideración de los efectos del arrastre por cortante en el análisis global de la estructura se trata en 18.2.2 y 21.2.

Los efectos de la inestabilidad de chapas delgadas comprimidas pueden condicionar el tipo de análisis global de la estructura, según se describe en el artículo 20°.

Los efectos de la abolladura de chapas esbeltas comprimidas sobre las rigideces de los elementos, a considerar en el análisis global de la estructura, se tratan en 18.2.2. En el caso de secciones esbeltas de Clase 4 puede verse también lo descrito en 19.3.

En general, y salvo las precauciones establecidas en 20.6, los esfuerzos en la estructura pueden siempre obtenerse mediante análisis lineales, aunque el posterior control resistente de las secciones se base en su respuesta elastoplástica o plástica.

Comentarios

Los métodos de cálculo lineales son los más utilizados para el análisis de estructuras metálicas. Suponen que la respuesta de la estructura es lineal y que se aceptan la reversibilidad de las deformaciones y la superposición de los efectos originados por las diversas acciones. Dado que los resultados no son muy sensibles a ligeras variaciones en las constantes estáticas de las secciones, su aplicación no precisa necesariamente el dimensionamiento exacto de la estructura.

Una estructura muestra un comportamiento no lineal cuando no existe proporcionalidad entre la acción y la respuesta. La no linealidad de estructuras metálicas se manifiesta, generalmente, en fases avanzadas de carga, como consecuencia de alcanzarse en ciertas fibras el límite elástico del acero y/o del inicio del desarrollo de los efectos geométricos de segundo orden en elementos y/o chapas esbeltas de secciones transversales. Sus efectos bajo acciones de servicio son, generalmente, despreciables.

Las uniones semirrígidas, los efectos secundarios en uniones articuladas o los debidos a la interacción suelo-estructura son también causas posibles de no linealidad en la respuesta de estructuras metálicas.

El análisis no lineal exige, en general, una definición previa completa de la estructura, tanto de la geometría como del dimensionamiento de los espesores de chapa de las secciones transversales. El tratamiento de la seguridad es, generalmente, diferente al de los análisis lineales. Así, es frecuente trabajar con los valores medios de las propiedades de los materiales y aumentar, progresivamente, todas o algunas de las cargas hasta alcanzar el colapso de la estructura, obteniéndose un factor de amplificación de la carga última diferente para cada una de las combinaciones de acciones estudiadas.

19.2. Consideración de la no linealidad del material

En función de la forma en que se consideren, o no, los efectos de la no linealidad del material, los métodos de análisis global de la estructura se clasifican en:

- a) análisis global elástico
- b) análisis global plástico
- c) análisis global elastoplástico

El análisis global elástico puede utilizarse en todos los casos, con las precauciones establecidas en 20.6.

En estructuras convencionales de edificación puede, en ciertos casos, recurrirse a un análisis lineal elástico con redistribución limitada según se contempla en 19.3.1.

El análisis global elastoplástico, descrito en 19.5, puede aplicarse en todos los casos para el control en Estados Límites Últimos.

El análisis global plástico no resulta aplicable a puentes ni a estructuras sometidas a sobrecargas móviles o repetitivas de entidad.

19.3. Análisis global elástico

El análisis global elástico se basa en la hipótesis de un comportamiento indefinidamente lineal de la ley tensión-deformación del acero.

Se trata de un método lineal que admite el principio de superposición.

Su aplicación para el control de los Estados Límites de Servicio y de fatiga de estructuras metálicas obliga a considerar los efectos de:

- Los diferentes esquemas resistentes y de aplicación de las cargas en el caso de montajes evolutivos.
- Las acciones térmicas (dilatación y gradiente).
- Las acciones inducidas por descensos de apoyos o cualesquiera deformaciones impuestas aplicables a la estructura.

Se permite no considerar dichos efectos en el control de los Estados Límites Últimos de la estructura si todas las secciones críticas, o potencialmente críticas, son de Clase 1.

El análisis global elástico puede aplicarse para la obtención de los esfuerzos, incluso cuando el control de la resistencia de las secciones en Estados Límites Últimos esté limitado por la abolladura local de sus chapas (secciones de Clase 4), o tome en consideración sus reservas plásticas (secciones de Clase 1 ó 2), con los matices incluidos en 20.6.

19.3.1. Análisis global elástico con redistribución limitada

Es aquél en el que, para el control de los Estados Límites Últimos de la estructura, las leyes de esfuerzos se obtienen a partir de un análisis global elástico lineal, como el descrito en 19.3, y posteriormente se efectúan redistribuciones limitadas de las mismas.

Su aplicación queda limitada a vigas continuas de estructuras convencionales de edificación en las que se garanticen las adecuadas condiciones de ductilidad, para lo cual deben cumplirse las siguientes condiciones:

- a) Las redistribuciones en las leyes elásticas de flectores de cada vano se limitan al 15% de su valor máximo en el elemento.
- b) Las leyes de esfuerzos en la estructura, una vez redistribuidos, están en equilibrio con las cargas aplicadas.
- c) Las secciones transversales de todos aquellos elementos en los que se efectúan redistribuciones deben ser de Clase 1 ó Clase 2, según el Artículo 20º.
- d) Se controla adecuadamente la estabilidad lateral de las vigas, así como de sus alas comprimidas.

19.4. Análisis global plástico

Los métodos basados en el análisis global plástico de estructuras metálicas sólo pueden ser aplicados para el control en Estados Límites Últimos de estructuras

convencionales de edificación, o en aquellas estructuras sometidas a cargas predominantemente estáticas y en ausencia de sobrecargas repetitivas de entidad.

Los métodos plásticos se desarrollan según la teoría de las rótulas plásticas y permiten la completa redistribución de los esfuerzos internos en la estructura, garantizando que los momentos resistentes plásticos desarrollados en las rótulas plásticas permanecen inalterados hasta la formación de la última rótula plástica que convierte la estructura en un mecanismo.

Los métodos plásticos pueden basarse en uno cualquiera de los teoremas básicos de la plasticidad: el estático o del límite inferior y el cinemático o del límite superior.

Su utilización permite la no consideración de las secuencias y fases de puesta en carga de las estructuras evolutivas, ni de las acciones térmicas, deformaciones impuestas o cualquier sistema autoequilibrado de acciones solicitando la estructura, pudiendo asumirse un incremento monótono creciente de los factores de amplificación de las acciones, hasta el mecanismo de colapso, para las diferentes hipótesis de carga consideradas. El principio de superposición no es aplicable.

El análisis global plástico sólo se permite cuando los diferentes elementos de la estructura tienen una ductilidad suficiente para asegurar el desarrollo de las redistribuciones de esfuerzos exigidas por los mecanismos de colapso plástico supuestos, lo que se garantiza si se verifican las condiciones de estabilidad establecidas en 20.5.

Comentarios

La teoría de la plasticidad supone aproximadamente un comportamiento rígido-plástico del acero, en el que se desprecian las deformaciones elásticas de los elementos entre rótulas plásticas. Alternativamente, puede considerarse un análisis elástico-perfectamente plástico, en el que las secciones transversales de los elementos se suponen idealmente elásticas hasta alcanzar el momento resistente plástico de las mismas. Las deformaciones plásticas se suponen concentradas en las rótulas plásticas.

Las exigencias de ductilidad de las secciones críticas, establecidas en 20.5, pueden, alternativamente considerarse satisfechas mediante un control aproximado de la capacidad de rotación de las rótulas plásticas. Para ello basta con verificar que, para la configuración del mecanismo de estudio en Estados Límites Últimos, la rotación obtenida mediante el análisis global plástico es menor o igual que la rotación admisible por la sección transversal de la rótula. Esta puede estimarse a partir de las leyes $M-\chi$, obtenidas según 19.5, integrando las curvaturas sobre una longitud aproximada de 1,2 veces el canto de la sección de rótula.

En el caso de soportes o de dinteles sometidos a esfuerzos de compresión, la estimación de su capacidad de rotación debe obligatoriamente tener en cuenta la influencia de los axiles de compresión en la reducción de ductilidad de las leyes $M-\chi$ de las secciones transversales.

Los soportes deberán dimensionarse para resistir la resultante de los momentos plásticos transmitidos por los elementos a ellos conectados.

En general, los análisis plásticos no deben utilizarse cuando los efectos en segundo orden debidos a las deformaciones no son despreciables, ya que en estos casos, la situación de colapso de la estructura puede alcanzarse antes de que se lleguen a desarrollar todas las rótulas plásticas del mecanismo de rotura plástico en primer orden. En estos casos debe recurrirse al método general de análisis no lineal descrito en 24.4.

19.5. Método general de análisis no lineal elastoplástico

El método elastoplástico considera la influencia de la respuesta no lineal del acero en los diagramas momentos-curvatura de las diferentes secciones transversales, obtenidas generalmente bajo solicitaciones monótonas crecientes hasta la resistencia

última de las mismas. Los diagramas $M-\chi$ deben incluir la consideración de un eventual esfuerzo axil concomitante.

Las secciones transversales permanecen elásticas hasta alcanzar la deformación correspondiente al límite elástico en la fibra más solicitada. Bajo sollicitación creciente, la sección plastifica progresivamente hasta alcanzarse las deformaciones unitarias máximas, a compresión o tracción, en la fibra más deformada.

Las deformaciones unitarias máximas del acero se indican más adelante, incluyendo la consideración de los posibles fenómenos de inestabilidad de chapas comprimidas.

Las características de la sección reducida de cálculo, por inestabilidad de chapas en secciones transversales esbeltas de Clase 4, se establecen, según 20.7, en función de las deformaciones unitarias máximas, progresivamente crecientes, de los elementos comprimidos.

Los efectos del arrastre por cortante, bajo sollicitación creciente, se tienen en cuenta según 21.3 y 21.4, en fase elástica, y según 21.5 en fase elastoplástica.

El análisis global elastoplástico, para la hipótesis de carga en Estados Límites Últimos considerada, se aborda mediante algoritmos de cálculo no lineal, por iteraciones según el método secante o tangente, a partir de las leyes $M-\chi$ de las diferentes secciones transversales.

Comentarios

El método elastoplástico exige conocer los diagramas momento-curvatura de las secciones transversales metálicas, en presencia, o no, de esfuerzos axiales concomitantes.

Para su obtención se consideran las siguientes hipótesis:

- a) La sección transversal deformada permanece plana.
- b) En secciones esbeltas, de Clase 4, la sección reducida es función del plano de deformaciones de la sección, del valor de su deformación máxima de compresión, de la esbeltez de las chapas comprimidas, de la flexibilidad frente al rasante, de la magnitud y signo de los esfuerzos solicitantes y del límite elástico del acero.
- c) El diagrama de tensiones en la sección se determina a partir de un cierto plano de deformaciones en la misma, y estableciendo las ecuaciones de equilibrio, se obtiene posteriormente el axil y momento solicitantes, por integración de las leyes de tensiones.
- d) Por iteraciones sucesivas se obtiene la posición de la fibra neutra que, para dicho plano de deformaciones, equilibra el axil solicitante mayorado.
- e) Repitiendo el proceso para curvaturas monótonas crecientes del plano de deformaciones se obtienen los diferentes puntos del diagrama $M-\chi$ de la sección.
- f) El momento resistente de la sección concomitante con el esfuerzo axil mayorado considerado, es el correspondiente a la curvatura última cuyo plano de deformaciones provoca la deformación límite de tracción ε_{tu} en la fibra más traccionada o la deformación límite de compresión ε_{cu} en la fibra más comprimida. Los valores de ε_{tu} y ε_{cu} se definen en 19.5.1 a 19.5.3.
- g) Para la aplicación del análisis elastoplástico a los Estados Límites Últimos, el diagrama de cálculo del acero $\sigma-\varepsilon$ minorará las tensiones por el coeficiente parcial de seguridad γ_M .

El método elastoplástico que, a modo de alternativa plantea esta Instrucción, permite superar las discontinuidades que se derivan de los criterios convencionales de clasificación de secciones transversales, siendo los valores de las deformaciones unitarias límite, a compresión o a tracción, los que determinan la capacidad resistente y deformacional de las secciones metálicas.

19.5.1. Secciones sin rigidizadores longitudinales

Se adoptarán las siguientes deformaciones límite:

a) Elementos comprimidos de acero:

$$\varepsilon_{cu} = 5 \varepsilon_y \text{ para secciones de Clase 1}$$

$$\varepsilon_{cu} = 2 \varepsilon_y \text{ para secciones de Clase 2}$$

$$\varepsilon_{cu} = 1,0 \varepsilon_y \text{ para secciones de Clases 3 y 4}$$

siendo ε_y el límite elástico del acero minorado

b) Elementos traccionados de acero:

$$\varepsilon_{tu} = 2\% \text{ para secciones de Clases 1 y 2}$$

$$\varepsilon_{tu} = 5 \varepsilon_y \text{ para secciones de Clases 3 y 4}$$

En secciones transversales esbeltas, de Clase 4, los anchos eficaces de las secciones reducidas se obtienen con los criterios establecidos en 20.7, y en las tablas 20.7.a y 20.7.b, a partir del correspondiente plano de deformaciones. Para el cálculo del factor de reducción ρ de los paneles comprimidos se toma, para evaluar $\bar{\lambda}_p$, la deformación unitaria máxima de compresión del panel, según el plano de deformaciones considerando, tanto para el ala comprimida como para el alma total o parcialmente comprimida:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\varepsilon_{c \max}}{\varepsilon_{cr}}}$$

A efectos de la anchura eficaz por arrastre de cortante de un panel, podrá adoptarse, según 21.5, una interpolación lineal aproximada de los coeficientes reductores ψ para curvaturas intermedias χ , entre la elástica χ_{cl} y la última elastoplástica χ_u .

19.5.2. Secciones con rigidizadores longitudinales de alma

Se adoptan las mismas deformaciones límite, a tracción y compresión, que en el apartado 19.5.1.

Para la obtención de los anchos reducidos de almas esbeltas, se considera que cada rigidizador divide a la chapa de alma en subpaneles independientes. Para cada subpanel se aplica un criterio similar al establecido en 19.5.1, considerando el valor $\varepsilon_{c \max}$ como la deformación unitaria máxima en el borde más comprimido del panel (fig. 19.5.2)

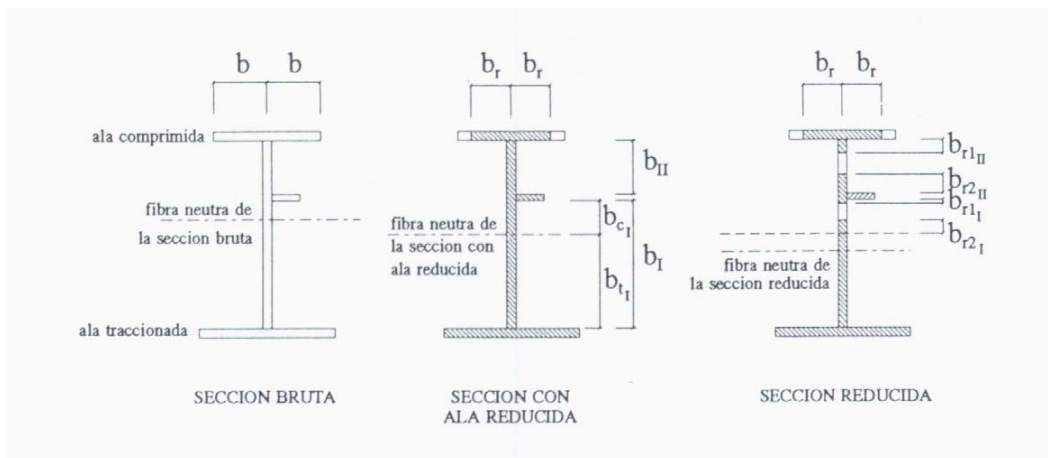


Fig. 19.5.2

19.5.3. Secciones con rigidizadores longitudinales de alas comprimidas

El análisis resistente y deformacional de secciones metálicas con alas comprimidas rigidizadas depende fundamentalmente de estas últimas, cuya respuesta estructural puede asimilarse a una serie de rigidizadores, con un ancho reducido del ala comprimida asociado, a cada lado del eje de dichos rigidizadores, que se comportan como soportes comprimidos apoyados elásticamente en los rigidizadores transversales (o diafragmas antidistorsión de las secciones cajón).

Un modelo aproximado de su respuesta resistente y deformacional, para incorporar a la obtención de las leyes $M-\chi$ elastoplásticas, se incluye en el Anejo ???.

19.6. Influencia de la geometría deformada de la estructura

El análisis global de la estructura puede, en general, realizarse mediante:

- a) Un análisis en primer orden, utilizando la geometría inicial de la estructura.
- b) Un análisis no lineal en segundo orden, teniendo en cuenta la influencia de la geometría deformada de la estructura.

Los efectos de segundo orden, debidos a la deformación de la geometría de la estructura, deben tenerse en cuenta si aumentan significativamente los efectos de las acciones (esfuerzos y deformaciones) en la respuesta estructural.

Para su evaluación se han de considerar las imperfecciones geométricas y mecánicas, según se trata en el Artículo 22°.

Las consecuencias de los efectos de segundo orden en la reducción de la capacidad resistente de ciertos elementos aislados, como soportes o vigas de sección constante, total o parcialmente comprimidos, se tratan en el ámbito de esta Instrucción mediante adecuados coeficientes reductores implícitos en sus formulaciones resistentes, como las incluidas en 35.1, 35.2 y 35.3.

En el Artículo 23° se describen los métodos para evaluar si los efectos de segundo orden afectan significativamente a la respuesta global de la estructura.

El Artículo 24° trata de los métodos que permiten estimar dichos efectos en los casos en los que su consideración resulta obligada.

Artículo 20.º Clasificación de las secciones transversales

20.1. Bases

La agrupación de las secciones metálicas en cuatro Clases permite identificar en qué medida la posible aparición de fenómenos de inestabilidad local (abolladura) en sus zonas de chapa comprimidas puede afectar a:

- Su resistencia, identificando la capacidad de las mismas para alcanzar o no sus momentos resistentes elásticos o plásticos (fig. 20.1.a).
- Su capacidad de rotación, identificando la aptitud de las mismas para desarrollar o no las curvaturas últimas exigibles para un análisis global de esfuerzos de la estructura por métodos elásticos o plásticos (fig. 20.1.b).

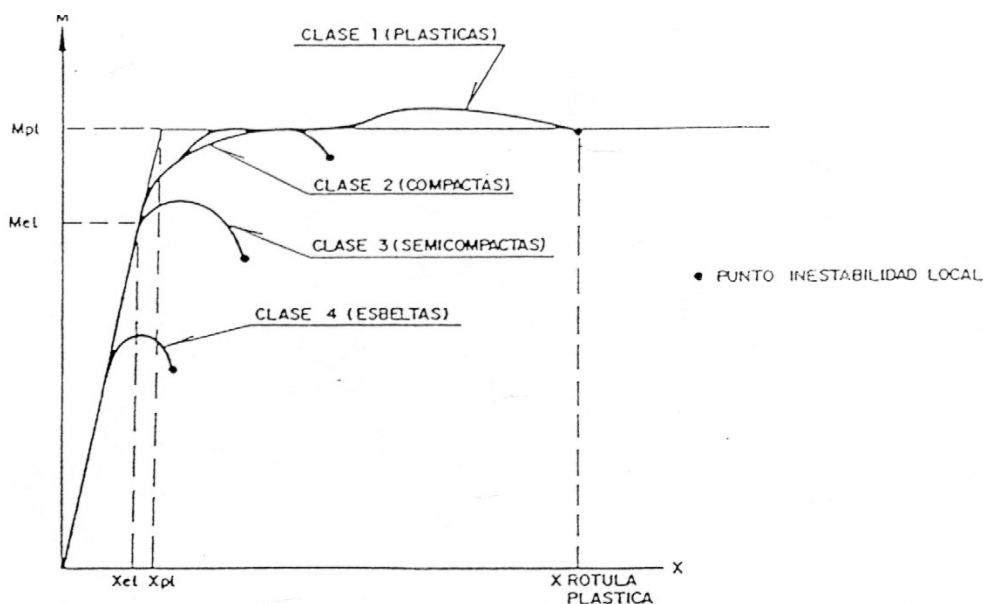


Fig. 20.1.a. Leyes $M-\chi$ de secciones metálicas de Clases 1 a 4

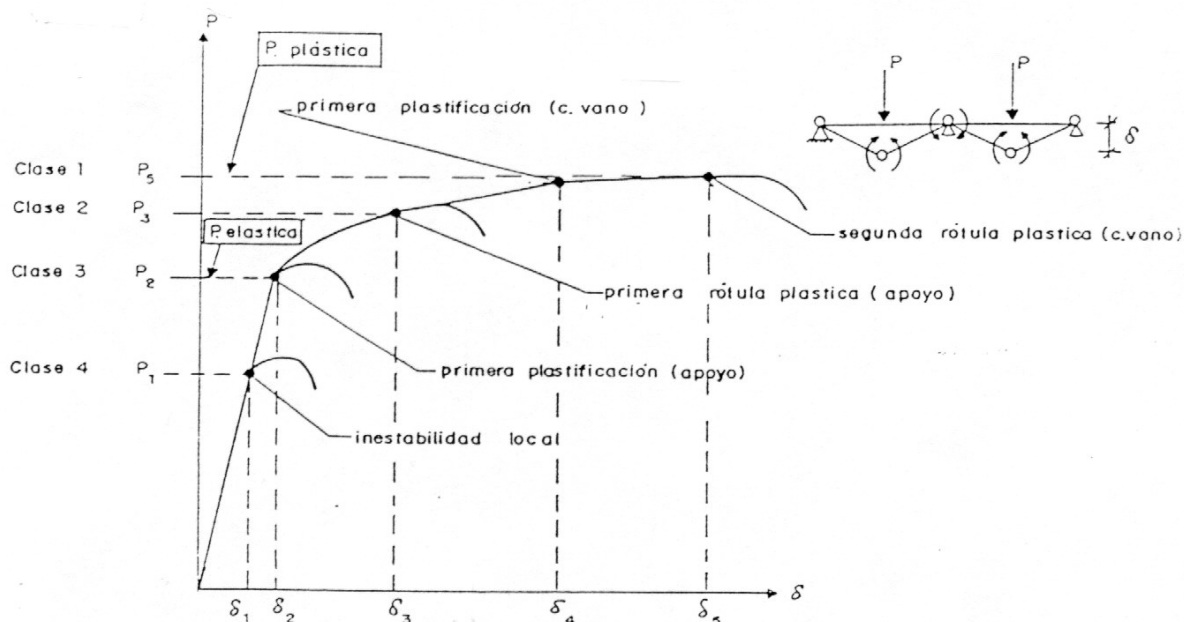


Fig. 20.1.b. Diagrama elastoplástico hasta rotura de un dintel metálico continuo en función de la Clase de las secciones metálicas.

La asignación de Clase a una sección transversal metálica se aplica únicamente en relación con su respuesta frente a fenómenos de inestabilidad de chapas bajo la acción de tensiones normales. La consideración de los problemas de abolladura de chapas sometidas a tensiones tangenciales se trata en los Artículos 35° y 40°.

Comentarios

El concepto de Clases de secciones transversales permite integrar el control de los fenómenos de abolladura en las propias condiciones de resistencia última a flexión o compresión de secciones y elementos estructurales metálicos.

La asignación de Clase a las secciones transversales metálicas estructura los diferentes tipos de análisis y controles resistentes a realizar, ya que permite (ver tabla 20.1):

- Fijar el tipo de control, en Estados Límites Últimos, para verificar la resistencia de secciones y elementos.
- Orientar la selección del tipo de análisis global de esfuerzos aplicable a la estructura.

El recurso al método general de análisis global no lineal elastoplástico, según 19.5, permite considerar la influencia de los fenómenos de abolladura de chapas sin proceder a clasificar de forma explícita las secciones transversales metálicas.

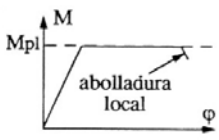
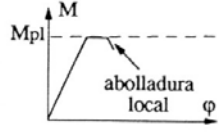
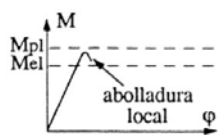
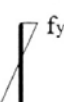
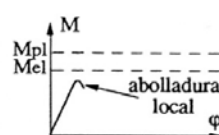
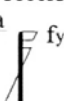
Clase	Modelo de comportamiento	Resistencia de cálculo	Capacidad de rotación de la rótula plástica	Análisis global de la estructura
1		PLÁSTICA sobre toda la sección 	importante	elástico o plástico
2		PLÁSTICA sobre toda la sección 	limitada	elástico
3		ELÁSTICA sobre toda la sección 	ninguna	elástico
4		ELÁSTICA sobre la sección reducida 	ninguna	elástico

Tabla 20.1. Clasificación de secciones transversales en relación a los controles en Estados Límites Últimos

20.2. Clasificación de las secciones transversales metálicas

En función de la sensibilidad de su respuesta resistente a los fenómenos de inestabilidad de chapas se definen cuatro Clases de secciones transversales metálicas (figuras 20.1.a y 20.1.b).

- Secciones de Clase 1 (plásticas) son aquellas que alcanzan, sin verse afectadas por fenómenos de abolladura en sus zonas comprimidas, su capacidad resistente plástica, y permiten desarrollar, sin reducción de la misma, la capacidad de rotación exigible a una rótula en un análisis global plástico.
- Secciones de Clase 2 (compactas) son aquellas que pueden alcanzar su momento resistente plástico, pero en las que los fenómenos de abolladura limitan su capacidad de rotación por debajo de las exigencias de aplicabilidad del análisis global plástico.
- Secciones de Clase 3 (semicompactas) son aquellas en las que la tensión en la fibra metálica más comprimida, estimada a partir de una distribución elástica de tensiones, puede alcanzar el límite de elasticidad del acero, pero en las que los fenómenos de abolladura impiden

garantizar el desarrollo de la deformación necesaria para alcanzar el momento resistente plástico de la sección.

- Secciones de Clase 4 (esbeltas) son aquéllas en las que los fenómenos de inestabilidad de chapas comprimidas limitan incluso el desarrollo de su capacidad resistente elástica, no llegando a alcanzarse el límite elástico del acero en la fibra metálica más comprimida.

La asignación de Clase de una sección transversal metálica depende de:

- a) El límite elástico del acero de la sección.
- b) La geometría de la sección y, en particular, la esbeltez (relación dimensión / espesor) de sus chapas parcial o totalmente comprimidas.
- c) Las posibles vinculaciones laterales de las zonas comprimidas.
- d) El signo de la flexión, en el caso de secciones no simétricas respecto de su fibra neutra.
- e) La relación flector / axil en secciones sometidas a flexión compuesta, lo que determina la posición de la fibra neutra y, por tanto, la geometría y extensión de las zonas de chapa comprimidas.
- f) La relación entre los momentos flectores de ejes perpendiculares en secciones solicitadas a flexión esviada, lo que determina la orientación de la fibra neutra y, por tanto, la geometría y extensión de las zonas de chapa comprimidas.

Las diferentes chapas comprimidas de una sección metálica, como por ejemplo las alas o las almas, pueden, en función de la esbeltez y extensión de sus zonas comprimidas, tener asignadas Clases diferentes.

En general, la Clase de una sección transversal se asigna como la Clase más elevada, es decir la menos favorable, de las relativas a cada uno de sus eventuales elementos metálicos comprimidos. Alternativamente, la clasificación de una sección transversal metálica puede distinguir separadamente, a los efectos considerados explícitamente en algunos artículos de esta Instrucción, la asignación de Clase de su alma y la de sus alas comprimidas.

En las secciones esbeltas de Clase 4, la reducción de su capacidad resistente en Estados Límites Últimos, a consecuencia de los fenómenos de abolladura, puede estimarse mediante el recurso a secciones ideales reducidas según se contempla en 20.7.

Comentarios

En el marco de la Instrucción se utilizarán los términos “sección / ancho reducidos” cuando se haga referencia a la transformación a efectos de cálculo de una sección transversal metálica para considerar la influencia de la abolladura, a diferencia de los términos “sección / ancho eficaces” que se aplicarán a los efectos del arrastre por cortante.

En ciertos casos la geometría o la extensión de las eventuales zonas de chapa comprimidas son función de la sollicitación actuando sobre la sección transversal:

- Elementos flexo comprimidos (pórticos, por ejemplo).
- Elementos en flexión esviada.
- Elementos sometidos a alternancia de signo de momentos (dinteles continuos, por ejemplo), con secciones no simétricas.

La asignación de Clase de las secciones transversales puede entonces ser diferente para las diferentes hipótesis de carga a considerar.

En general, en dichos casos, el nivel de sollicitaciones no resulta conocido a priori, lo que puede obligar a proceder por iteraciones sucesivas si las asignaciones de Clases asumidas inicialmente no quedan confirmadas, tras el correspondiente análisis global de esfuerzos y el posterior control resistente de las secciones, para cada una de dichas hipótesis de carga.

20.3. Criterios de asignación de Clase en secciones metálicas no rigidizadas

En secciones metálicas sin rigidizadores longitudinales, la clasificación de los diferentes paneles de chapa, parcial o totalmente comprimidos, puede realizarse a partir de las relaciones límites de esbeltez incluidas en las tablas 20.3.a a 20.3.c.

En general, puede considerarse que todo panel de chapa comprimido que no satisfaga los límites establecidos en dichas tablas para la Clase 3, debe asignarse a la Clase 4.

Para la clasificación de secciones transversales se utilizará inicialmente la distribución plástica de tensiones, salvo la frontera entre las Clases 3 y 4, que se establecerá a partir de la ley elástica (o elastoplástica con plastificación en la zona traccionada, según se verá más adelante).

Clase	Panel flectado	Panel comprimido	Panel flexocomprimido			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ cuando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ se aplica cuando la deformación en la fibra comprimida es menor que la deformación en la fibra traccionada, tanto si la tensión de compresión es menor que f_y como si la zona traccionada está plastificada. En este segundo caso, ψ es la relación algebraica entre la deformación plástica en la fibra traccionada ($> f_y/E$) y la deformación elástica en la fibra comprimida ($< f_y/E$).

Tabla 20.3.a. Esbelteces máximas para paneles comprimidos interiores (alas y almas)

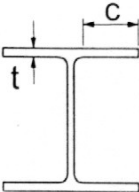
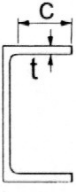
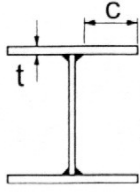
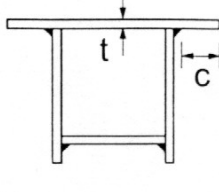
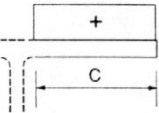
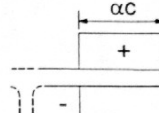
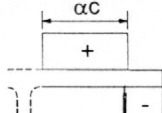
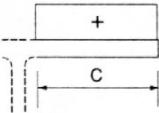
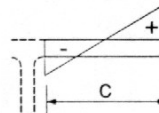
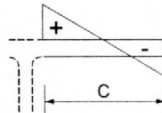
							
Perfiles laminados				Perfiles soldados			
Clase	Panel comprimido	Panel flexocomprimido					
		Extremo comprimido			Extremo traccionado		
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)							
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)							
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460	
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

Tabla 20.3.b. Esbelteces máximas para paneles comprimidos en alas voladas

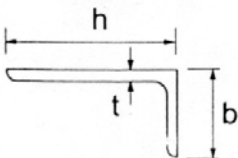
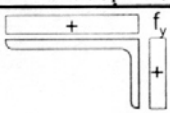
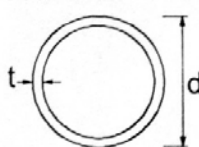
Ver también “alas voladas” (tabla 20.3.b)		Angulares 		No se aplica a angulares en contacto continuo con otros elementos		
Clase	Sección comprimida					
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
3	$h / t \leq 15\varepsilon : \quad \frac{b + h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Secciones tubulares 						
	Sección flectada y/o comprimida					
1	$d / t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d / t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d / t \leq 90\varepsilon^2$					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Tabla 20.3.c. Esbelteces máximas para paneles comprimidos especiales

Adicionalmente, pueden considerarse las siguientes situaciones:

- a) Los paneles comprimidos de secciones metálicas cuya abolladura puede considerarse eficazmente coaccionada mediante conectadores, u otros elementos de fijación, a una losa de hormigón, u otro sistema rígido, se asignarán a la Clase 1.

En estos casos, la separación máxima entre ejes de conectadores en la dirección de la compresión no superará:

- $22 t_f \sqrt{235/f_y}$, si la losa está en contacto continuo con el panel.

- $15 t_f \sqrt{235/f_y}$, si no lo está.

Además, la distancia máxima del borde del panel a la línea de conectadores más próxima será menor de:

- $9 t_f \sqrt{235/f_y}$, siendo t_f el espesor del panel de chapa comprimida.

- b) Salvo en el caso de puentes o elementos de especial relevancia, las secciones transversales cuyas alas sean de Clase 1 ó 2 y las almas de Clase 3 pueden, aproximadamente, considerarse como de Clase 2 reemplazando la zona comprimida de alma por dos subpaneles de dimensión:

- $20 \varepsilon t_w = 20 t_w \sqrt{23/f_y}$, siendo t_w el espesor del alma.

Ambos paneles se disponen adyacentes al ala comprimida y al eje centro plástico de la nueva sección eficaz (ver figura 20.3.a)

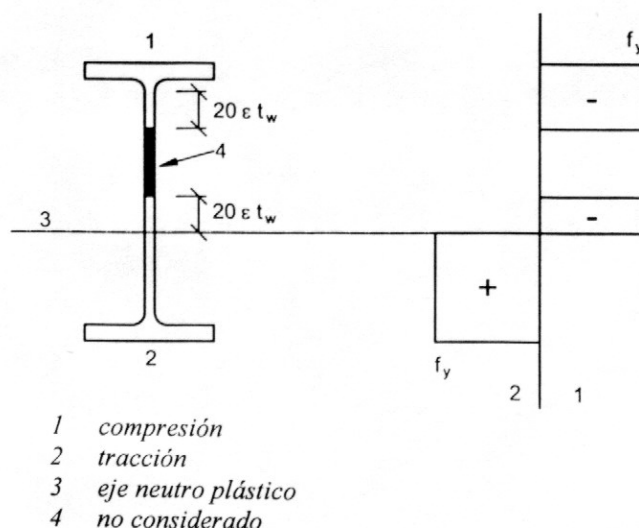


Fig. 20.3.a. Alma de Clase 2 equivalente a alma de Clase 3, cuando las alas son de Clase 1 ó 2

- c) En secciones transversales metálicas de Clase 3 ó 4 no simétricas respecto del eje neutro de flexión, en las que la plastificación se produce primero en la zona traccionada de la sección, puede permitirse, tanto a efectos de la asignación de Clase del alma (ver tabla 20.3.a) como del momento resistente último de la sección, la entrada en zona plástica de las fibras traccionadas de la sección (ver figura 20.3.b).

La deformación máxima de tracción se limitará a ϵ_y , siendo ϵ_y el límite elástico del acero. Dicha deformación puede aumentarse hasta el 1,5% en elementos isostáticos o en elementos continuos en los que se controlen los requisitos de ductilidad establecidos en 20.5.

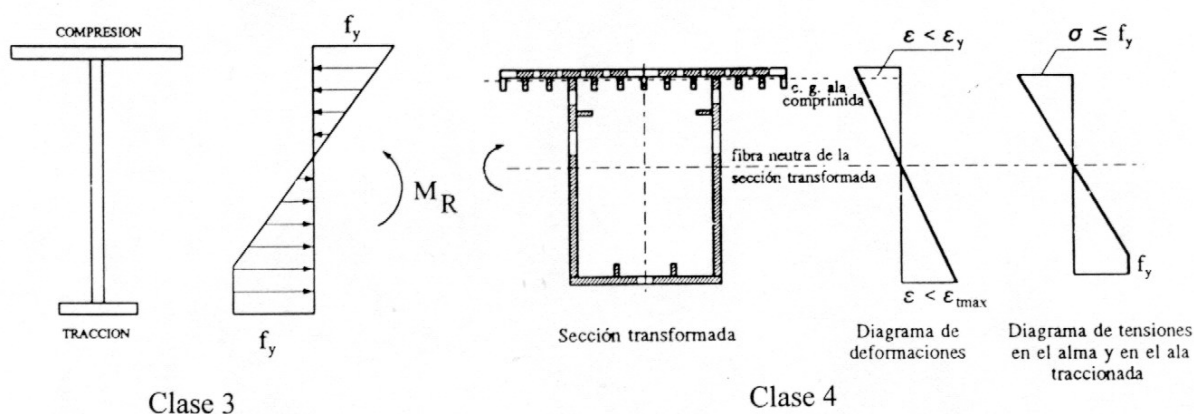


Fig. 20.3.b. Respuesta elastoplástica a tracción en almas de Clase 3 ó 4.

- d) Excepto para el caso de los controles en Estados Límites Últimos de elementos metálicos susceptibles de problemas de inestabilidad, tratados en el Artículo 35°, las secciones transversales de Clase 4 pueden considerarse como secciones de Clase 3 cuando se hallan solicitadas por niveles tensionales de cálculo inferiores al límite elástico minorado del acero, y las esbelteces de los paneles de chapa, parcial o totalmente comprimidos, sean inferiores a los valores límites indicados en las tablas 20.3.a a 20.3.c, pero adoptando un valor de ϵ' corregido tal que:

$$\epsilon' = \epsilon \times \sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{c,Ed}}} \geq \epsilon, \quad \text{siendo:}$$

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$$

f_y , el límite elástico del acero, en N/mm^2 .

$\sigma_{c,Ed}$, la tensión máxima de compresión de cálculo, actuando sobre el panel a clasificar, obtenida a partir de un análisis global de primer orden o, en su caso, de segundo orden, para la hipótesis de cálculo considerada.

- e) Las secciones tubulares de Clase 4, cuyo análisis debe efectuarse con la teoría de láminas, quedan fuera del alcance de esta Instrucción.

20.4. Criterios de asignación de Clase en secciones metálicas con rigidizadores longitudinales

Los paneles de chapa comprimidos en los que se dispongan rigidizadores longitudinales serán considerados como de Clase 4.

Alternativamente, la sección podrá clasificarse de acuerdo con 20.3 sin considerar la presencia de dichos rigidizadores longitudinales.

20.5. Condiciones de las secciones transversales para un análisis global plástico

El recurso a un análisis global plástico exige asegurar que la estructura posea una capacidad de rotación suficiente en las eventuales ubicaciones de rótulas plásticas.

En general, las exigencias de rotación pueden ser diferentes en función del emplazamiento de la rótula plástica y de la hipótesis de carga considerada.

Las exigencias de rotación necesarias para el cálculo plástico de una estructura pueden suponerse garantizadas si, para todos los elementos donde se desarrollan, o son susceptibles de aparecer, rótulas plásticas bajo las diferentes hipótesis de cálculo a considerar, se satisfacen las condiciones expuestas a continuación.

En el caso de elementos de sección constante se cumplen los dos requisitos siguientes:

- Las secciones transversales en las rótulas son de Clase 1.
- En rótulas ubicadas sobre apoyos o bajo acción de fuerzas transversales localizadas, cuyo valor exceda el 10% de la resistencia plástica a cortante de la sección transversal, se disponen rigidizadores transversales de alma a una distancia de la rótula no superior a medio canto de la sección transversal.

En elementos de sección variable deben cumplirse, además, los siguientes requisitos adicionales:

- El espesor del alma no debe reducirse sobre una distancia de, al menos, dos veces el canto del alma en la sección de rótula, a ambos lados de dicha sección.
- El ala comprimida en las proximidades de la sección de rótula debe mantenerse de Clase 1 en una longitud mínima, a ambos lados de la rótula, no menor de dos veces el canto del alma en la sección de rótula y siempre que el momento flector en la sección sea superior al 80% del momento resistente plástico de la rótula.
- En el resto del elemento, el ala comprimida sea de Clase 1 ó 2 y el alma de Clase 1, 2 ó 3.

Comentarios

Se recomienda que las secciones transversales de elementos que contengan una rótula plástica sean simétricas respecto al plano de rotación de la rótula.

Las proporciones y vinculaciones de los elementos metálicos deberán asegurar la resistencia necesaria frente al pandeo lateral. Asimismo, se garantizará la necesaria coacción lateral a las alas comprimidas en las secciones de rótulas plásticas.

En el caso de ubicarse la rótula plástica en una sección que contenga una unión, debe garantizarse que la unión tenga la ductilidad exigible para las necesidades de rotación de la rótula o que, alternativamente, se dimensione con la resistencia suficiente para asegurar que la rótula plástica se desarrolle en el elemento, fuera de la unión. Los requisitos de resistencia y ductilidad de las uniones se tratan en el Artículo 67°.

Si el análisis global de la estructura se realiza por el método general no lineal elastoplástico (ver 19.5), incluyendo la consideración de los efectos de la inestabilidad local de chapas y, si fuera necesario, de los problemas de pandeo local de elementos comprimidos y/o de la inestabilidad global de la estructura (ver 24.4), no es necesario verificar el cumplimiento de los requisitos establecidos anteriormente.

20.6. Condiciones de las secciones transversales para un análisis global elástico

En general, el análisis global elástico resulta siempre de aplicación, con independencia de la Clase de las secciones transversales metálicas de los diferentes elementos de la estructura, sin más restricciones que el posterior control resistente de dichas secciones, acorde con la Clase de las mismas.

Comentarios

Las secciones metálicas suelen tener unos factores de forma (relación entre sus momentos resistentes plásticos y elásticos) reducidos, por lo que no son necesarias curvaturas importantes para llegar a alcanzar un momento último de la sección próximo al momento plástico.

No obstante, en dinteles continuos, y en casos especiales en los que las secciones transversales puedan tener factores de forma algo elevados, la necesidad de desarrollar el momento resistente plástico en las secciones críticas, generalmente de centro de vano, puede estar asociada a una cierta exigencia de deformabilidad de otras secciones, generalmente de apoyos, cuya capacidad rotacional pueda ser mucho más reducida.

Así pues, en estos casos, con secciones de centro vano de Clases 1 ó 2 y secciones de apoyo de Clases 3 ó 4, conviene limitar la capacidad resistente a flexión de las secciones a flexión positiva a valores que no superen en más del 15% el valor de su momento resistente elástico, salvo que se realice en control rotacional más preciso de las secciones críticas que permita considerar las redistribuciones elastoplásticas de esfuerzos en la estructura, consecuencia de la respuesta no lineal de las secciones de centro vano al superarse momento resistente elástico.

20.7. Características de la sección reducida en secciones transversales esbeltas

Con carácter general, las propiedades de la sección reducida de secciones transversales de Clase 4 (esbeltas) se obtienen a partir de la definición de unos anchos reducidos en las zonas comprimidas de los paneles de chapa, de acuerdo con los criterios establecidos en la tabla 20.7.a, para los paneles internos de alma, y en la tabla 20.7.b, para los paneles de alas con un borde libre.

El factor de reducción ρ puede estimarse según las siguientes expresiones:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0, \quad \text{para paneles internos comprimidos.}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0, \quad \text{para paneles con un borde libre.}$$

$$- \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}}} = \frac{\bar{b} / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}, \text{ siendo:}$$

ψ la relación entre las deformaciones en los extremos del panel, según se indica en las tablas 20.7.a y 20.7.b.

σ_{cr} la tensión crítica ideal de abolladura del panel:

$$\sigma_{cr} = E \varepsilon_{cr} = k_\sigma \sigma_E, \text{ con}$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b} \right)^2, \text{ en Mpa}$$

t el espesor de chapa del panel

ε_{cr} la deformación crítica ideal de abolladura del panel: $\varepsilon_{cr} = 0,9 k_\sigma \left(\frac{t}{b} \right)^2$

k_σ el coeficiente de abolladura del panel, que se obtiene de las tablas 20.7.a y 20.7.b.

$\bar{b}$ el ancho del panel, que puede tomarse como (según notación en figuras 20.3.a, 20.3.b y 20.3.c).

b_w para almas

b para paneles interiores de alas o almas

$b-3t$ para paneles de perfiles rectangulares huecos

c para paneles exteriores de alas voladas

h para angulares

En secciones esbeltas con almas o alas rigidizadas (fig. 20.7.a), los paneles rigidizados pueden tratarse como un conjunto de subpaneles de ancho b , delimitados por los rigidizadores longitudinales, obteniéndose el ancho reducido de cada subpanel de acuerdo con los criterios antes establecidos, en función de la relación entre las deformaciones en los bordes del mismo.

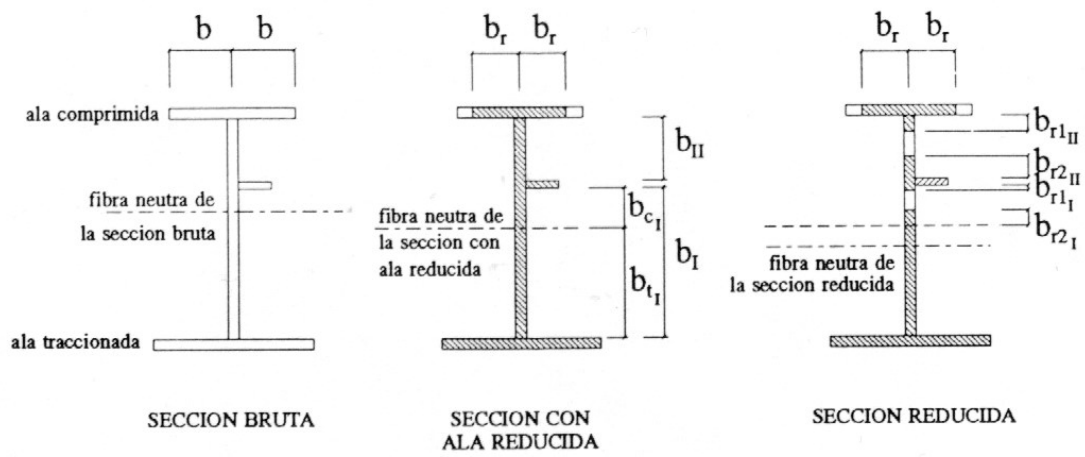


Fig. 20.7.a. Sección reducida en secciones esbeltas rigidizadas

PANELES INTERIORES

DEFORMACIONES UNITARIAS

ANCHURA REDUCIDA b_r

$\varepsilon_1 > 0$ (compresión)

$$\begin{aligned} b_r &= \rho b \\ b_{r1} &= 0,5 b_r \\ b_{r2} &= 0,5 b_r \\ \psi &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_r &= \rho b \\ b_{r1} &= \frac{2 b_r}{5 - \psi} \\ b_{r2} &= b_r - b_{r1} \\ 0 < \psi < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_r &= \rho b_c \\ b_{r1} &= 0,4 b_r \\ b_{r2} &= 0,6 b_r \\ \psi &< 0 \end{aligned}$$

$$\psi = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$$

1

$1 > \psi > 0$

0

$0 > \psi > -1$

-1

$-1 > \psi > -5$

k_σ

$\alpha \geq 1$

4,0

$$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$$

7,81

$\alpha < 1$

$$\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,05}{1,05 + \psi}$$

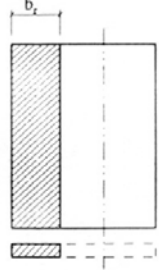
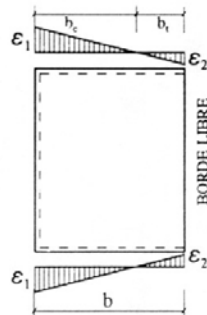
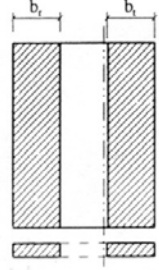
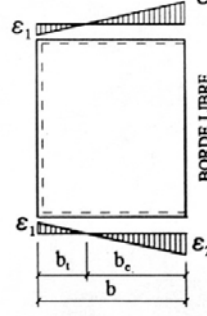
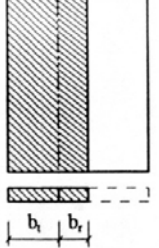
$$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$$

23,9

$$5,98(1 - \psi)^2$$

k_σ = coeficiente de abolladura

Tabla 20.7.a

PANELES CON UN BORDE LIBRE						
DEFORMACIONES UNITARIAS			ANCHURA REDUCIDA b_r			
$\varepsilon_1 > 0$ (compresión)						
			 $b_r = \rho b$ $1 > \psi \geq 0$			
			 $b_r = \rho b_c$ $\psi < 0$			
$\psi = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$	$\psi > 1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
k_σ	$0,57 - \frac{0,21}{\psi} + \frac{0,07}{\psi^2}$	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\beta + 17,1\psi^2$	23,8
$\varepsilon_1 \leq 0$ (tracción)						
			 $b_r = \rho b_c$			
$\psi = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}$ para $-3 \leq \psi \leq 0 \Rightarrow k_\sigma = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$						

k_σ = coeficiente de abolladura

Tabla 20.7.b

Generalmente, la obtención de los anchos reducidos de las alas comprimidas puede realizarse a partir de la geometría de la sección transversal bruta. En cambio, para la obtención de los anchos reducidos de las almas debe partirse del plano de

deformaciones ψ obtenido usando el área reducida de los paneles de ala comprimidos. En general no resulta necesario proceder iterativamente, pudiendo utilizarse, a efectos del cálculo de ψ , las dimensiones brutas del alma (ver fig. 20.7.b).

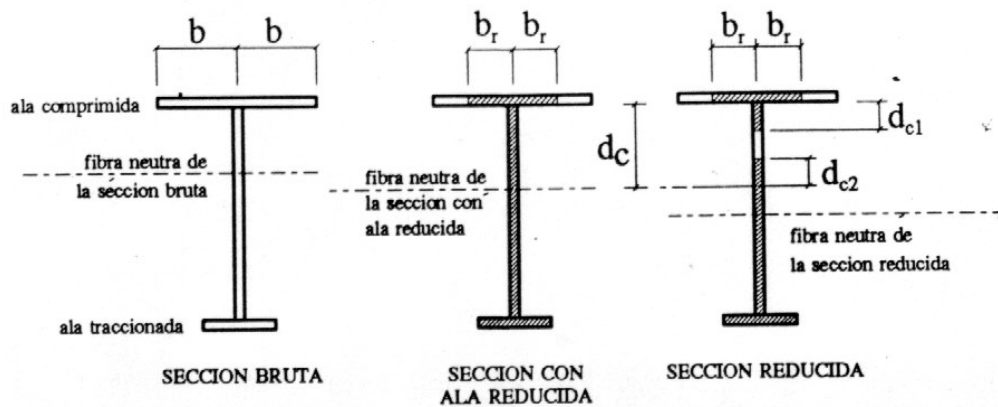
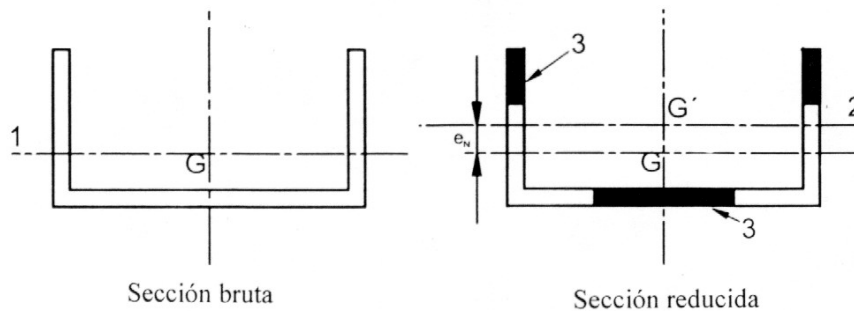


Fig. 20.7.b

Generalmente, el eje neutro de la sección reducida experimentará un desplazamiento de valor e respecto al eje neutro de la sección bruta (ver fig. 20.7.c y d). Dicho desplazamiento deberá tenerse en cuenta para la obtención de las constantes estáticas (I_{red} , W_{red}) de la sección reducida.



- G centro de gravedad sección bruta
- G' centro de gravedad sección reducida
- 1 eje neutro sección bruta
- 2 eje neutro sección reducida
- 3 zonas no efectivas

Fig. 20.7.c. Sección reducida bajo solicitación axil

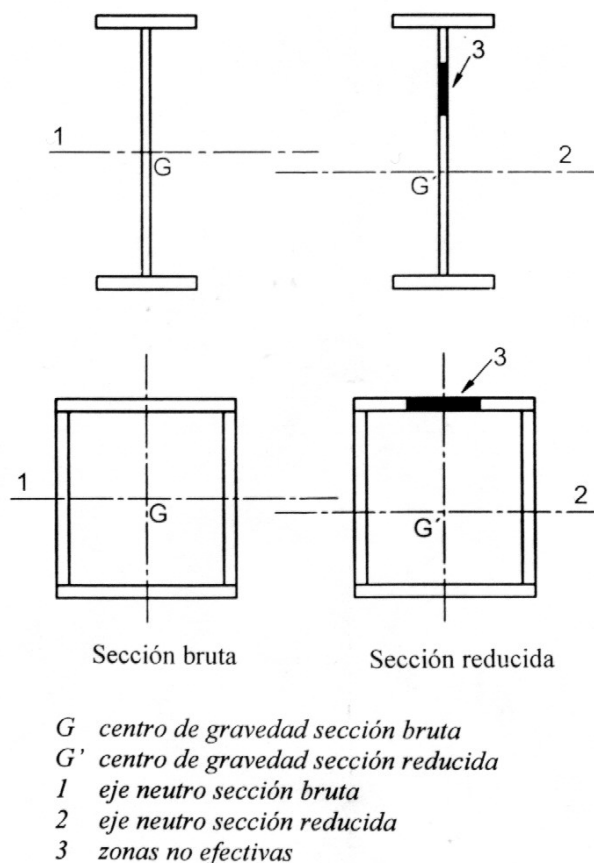


Fig. 20.7.d. Sección reducida bajo sollicitación de flexión

Cuando las secciones transversales de Clase 4 se hallan solicitadas por una fuerza axial referida al centro de gravedad de la sección bruta, debe considerarse el efecto del eventual desplazamiento del eje neutro de la sección reducida respecto de la sección bruta para obtener el incremento de flexión al referir los esfuerzos al eje neutro de la sección reducida. De forma suficientemente aproximada, y para evitar procesos iterativos, puede estimarse dicho momento adicional a partir del desplazamiento e_N del eje neutro en la sección reducida, supuesta sometida únicamente a una compresión centrada (fig. 20.7.c):

$$\Delta M = N e_N$$

Excepto para los controles resistentes en Estados Límites Últimos de elementos metálicos susceptibles de problemas de inestabilidad, tratados en el artículo 35°, los anchos reducidos de los paneles comprimidos de secciones transversales de Clase 4 pueden estimarse, de forma menos conservadora, con un valor más reducido de $\bar{\lambda}_p$ calculado a partir de los valores de la tensión o deformación máxima en el panel comprimido, obtenidos considerando ya los anchos reducidos de todos los paneles parcial o totalmente comprimidos de la sección:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{c,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\varepsilon_{c,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} \geq \bar{\lambda}_p$$

siendo:

$\sigma_{c,Ed}$ la tensión máxima de compresión de cálculo, actuando sobre el panel, obtenida a partir de las constantes estáticas de la sección reducida para la hipótesis de carga considerada.

$\varepsilon_{c,Ed} = \sigma_{c,Ed}/E$ la deformación máxima de compresión de cálculo, estimada de forma análoga.

Este procedimiento requiere un cálculo iterativo en el que, tanto los valores $\sigma_{c,Ed}$ y $\varepsilon_{c,Ed}$ como la relación entre las deformaciones en los extremos del panel, ψ , y los anchos reducidos de los diferentes paneles y subpaneles, se obtengan en cada paso a partir de las leyes de tensiones y deformaciones de la sección total reducida calculadas en la iteración anterior.

Artículo 21.º Consideración de los efectos del arrastre por cortante

21.1. Bases

La transferencia de tensiones rasantes en el encuentro de las almas con las alas, comprimidas o traccionadas, de elementos lineales con secciones abiertas o cerradas da lugar a una distribución no lineal de las tensiones normales en dichos paneles de ala (ver 21.3).

A efectos prácticos, para las comprobaciones a nivel de sección, así como para la obtención de las rigideces a flexión de las secciones que se incorporan en los modelos globales de análisis estructural, puede asumirse que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en una cierta anchura reducida de ala, denominada anchura eficaz.

La anchura eficaz depende del tipo de elemento (isostático o continuo), del tipo de acción (localizada o repartida), de la longitud del elemento entre puntos de momento nulo, de la presencia de rigidizadores en las alas, del vuelo en alas exteriores y, finalmente, de la distancia entre almas, si se trata de secciones cerradas uni o multicelulares o de elementos lineales que forman parte de emparrillados de vigas múltiples.

La anchura eficaz varía a lo largo de la directriz del elemento. Igualmente, puede variar en función del estado de plastificación del material, o de la posible abolladura de los paneles de ala, pudiendo ser diferente en servicio y agotamiento.

Los efectos del arrastre por cortante pueden generalmente despreciarse cuando

$$b_0 \leq L_e / n$$

b_0 = anchura de la zona volada, (b_1), para las semialas exteriores, o mitad de la anchura entre almas (b), para las semialas interiores (ver fig. 21.3.a).

L_e = luz de los elementos isostáticos o distancia entre puntos adyacentes de momento flector nulo de los elementos continuos (ver 21.3).

n = 20 para elementos convencionales de edificación.

- 50 para puentes o elementos singulares de edificación, con secciones esbeltas, o donde el control tensional o deformacional exija una gran precisión.
- 20 para el control de Estados Límites Últimos de secciones de clase 1 ó 2 (ver Artículo 20º), en todos los casos.

21.2. Anchura eficaz en función del tipo de análisis

Para el análisis estructural global, los efectos del arrastre por cortante sólo deben ser considerados cuando su influencia pueda resultar significativa, por ejemplo:

- Cuando las reducciones de anchura eficaz de alas sean importantes.
- Cuando, a juicio del Proyectista, se necesite una elevada precisión en los controles tensionales o deformacionales.
- En puentes en celosía, arcos o atirantados.
- En los controles de deformaciones en montajes en voladizo.

No es preciso considerar los efectos del arrastre por cortante en el análisis global de esfuerzos de estructuras cuyos elementos sean perfiles, en edificación principalmente.

En todos los casos, y salvo que se necesite una elevada precisión, puede adoptarse para el análisis estructural una anchura eficaz constante a lo largo de la directriz de todo el elemento, utilizándose la correspondiente a la sección de centro vano, según se define en 21.3.

Cuando los límites del apartado 21.1 resultan superados deben considerarse los efectos del arrastre por cortante, mediante las anchuras eficaces definidas en 21.3 y 21.4, para las comprobaciones seccionales relativas a los Estados Límites de Servicio y Fatiga, y en 21.5, para las relativas a los Estados Límites Últimos.

La distribución elástica de las tensiones normales debidas a la difusión de acciones localizadas en el plano de las almas puede estimarse según 21.6.

Comentarios

Los efectos del arrastre por cortante y, por tanto, la estimación de los anchos eficaces de las alas, deberán establecerse de forma independiente para cada uno de los dos planos principales de flexión que necesitan considerarse en un elemento sometido a flexión esviada.

21.3. Anchura eficaz de alas no rigidizadas en estados límite de servicio y fatiga

Los efectos del arrastre por cortante, en condiciones elásticas, pueden estimarse mediante una anchura eficaz reducida de las alas obtenida por (fig. 21.3.a):

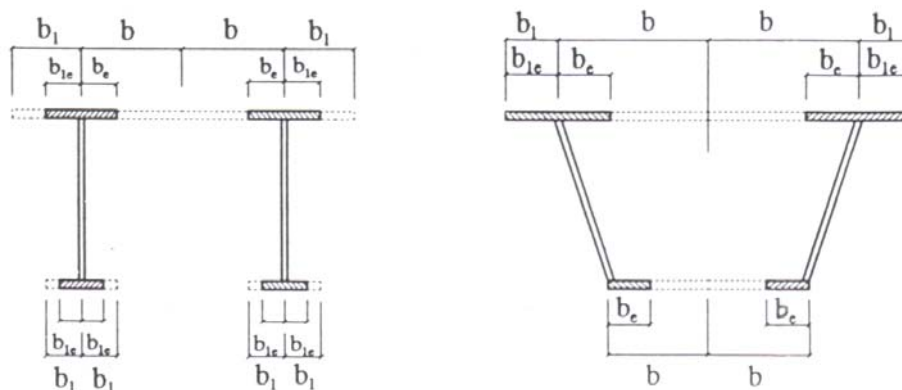


Fig. 21.3.a

$b_e = \psi_{el} b$, para alas interiores

$b_{1e} = \psi_{el} b_1$, para alas exteriores

siendo $\psi_{el} (\leq 1)$ los coeficientes de reducción especificados más adelante.

La distribución de anchuras eficaces a lo largo de una viga continua puede suponerse según el esquema de la fig. 21.3.b

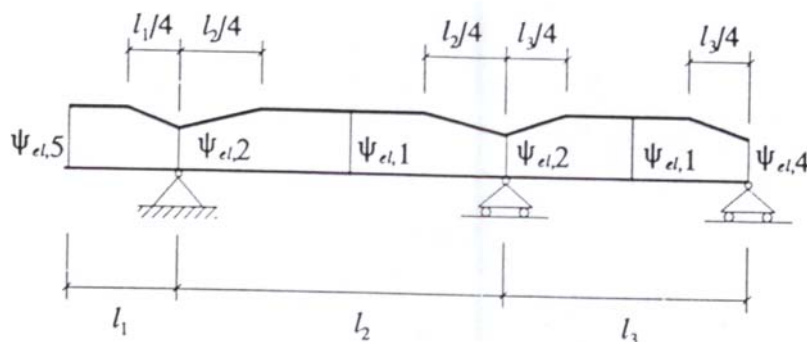


Fig. 21.3.b

Comentarios

Las anchuras eficaces elásticas establecidas en este apartado deberán utilizarse para los controles tensionales de las secciones metálicas en Estados Límites de Servicio y Fatiga, así como para la obtención de las constantes estáticas de flexión, a considerar en el análisis global de la estructura, según los criterios establecidos en 21.1.

El recurso a anchuras eficaces reducidas permite tener en cuenta los efectos no lineales de las deformaciones por difusión de los esfuerzos rasantes en los planos de las alas, y aplicar los métodos elásticos de resistencia de materiales, que suponen que las secciones transversales permanecen planas después de la deformación del elemento.

Las deformaciones en la estructura y las tensiones máximas en las secciones, así obtenidas, reflejan adecuadamente la respuesta real. El reparto no lineal de tensiones en las alas puede aproximarse según los criterios de la figura 21.3.d.

21.3.1. Longitudes de referencia

Para la estimación del ψ_{el} puede adoptarse como longitud de referencia 'L' la distancia entre puntos de momento nulo. Como simplificación, en vigas continuas pueden adoptarse las longitudes de referencia aproximadas indicadas en la fig. 21.3.c., válidas siempre que la relación de luces entre vanos contiguos no supere 1,5 y que la longitud de eventuales voladizos sea inferior a la mitad de la luz de los vanos adyacentes.

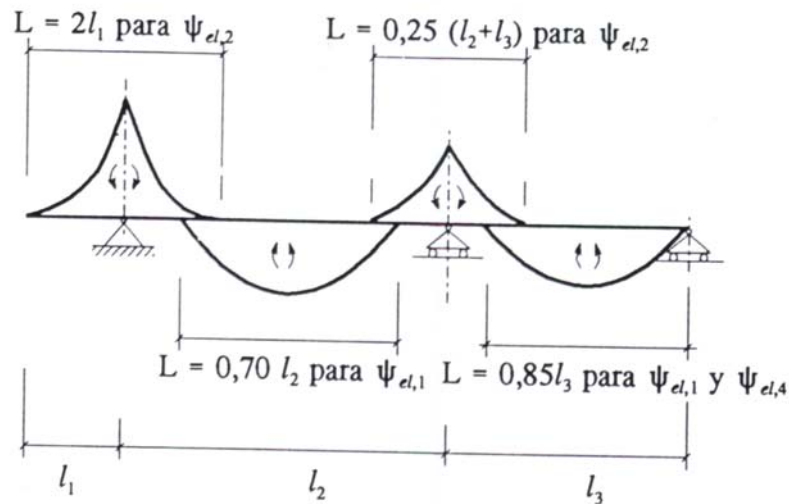


Fig. 21.3.c

21.3.2. Coeficientes ψ_{el} elásticos. Cargas uniformemente repartidas en vigas continuas con luces compensadas

Los coeficientes reductores elásticos de la anchura eficaz de alas, ψ_{el} , adoptan los siguientes valores, en función del parámetro $\beta = b_0/L$ (donde b_0 se define en 21.1):

— Para todos los casos:

$$\psi_{el,i} = 1 \quad \beta \leq \frac{1}{50}$$

— En centro de vanos isostáticos o continuos (flexión positiva):

$$\psi_{el,1} = 1 \quad \beta \leq \frac{1}{20}$$

$$\psi_{el,1} = \frac{1}{1 + 6,4\beta^2} \quad \frac{1}{20} < \beta < 0,70$$

$$\psi_{el,1} = \frac{1}{5,9\beta} \quad 0,70 \leq \beta$$

— En zonas de apoyos de vigas continuas o voladizos (flexión negativa):

$$\psi_{el,2} = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\beta - \frac{1}{2500\beta} \right) + 1,6\beta^2} \quad \frac{1}{50} < \beta < 0,70$$

$$\psi_{el,2} = \frac{1}{8,6\beta} \quad 0,70 \leq \beta$$

— En vanos extremos de vigas continuas (flexión positiva):

$$\psi_{el,4} = (0,55 + 0,025 \beta) \cdot \psi_{el,1} \leq \psi_{el,1}$$

— En zonas de voladizo (flexión negativa):

$$\psi_{el,5} = 1$$

Las expresiones anteriores se suponen aplicables para cargas uniformemente repartidas (leyes de momentos flectores parabólicas).

21.3.3. Coeficientes ψ_{el} elásticos. Casos especiales

La existencia de cargas puntuales o localizadas de entidad puede reducir significativamente la anchura eficaz respecto a la que se obtendría en presencia únicamente de cargas uniformemente repartidas.

En zonas de centro de vano sometidas a cargas localizadas (leyes de momentos flectores lineales), el coeficiente reductor adopta la expresión:

$$\psi_{el,3} \cong (1,115 - 5,74 \beta) \cdot \alpha \quad \frac{1}{50} < \beta \leq \frac{1}{20}$$

$$\psi_{el,3} = \frac{\alpha}{1 + 4,0\beta + 3,2\beta^2} \quad \frac{1}{20} < \beta$$

$\alpha = 1,0$ si la carga puntual se aplica en $L/2$.

$\alpha = 0,33 (2 \psi_{el,3} (\beta^*_x) + \psi_{el,3} (\beta^*_{L-x}))$ si la carga puntual se aplica en $x < L/2$, siendo:

$\psi_{el,3} (\beta^*_x)$ el valor de $\psi_{el,3}$ obtenido para un $\beta^*_x = 0,5 b_0/x$

$\psi_{el,3} (\beta^*_{L-x})$ el valor de $\psi_{el,3}$ obtenido para un $(\beta^*_{L-x}) = 0,5 b_0 / (L-x)$

En voladizos sometidos a cargas puntuales en sus extremos puede asimismo adoptarse:

$$\psi_{el,5} = \psi_{el,2}$$

El método aproximado expuesto en este apartado puede aplicarse con suficiente precisión cuando las flexiones en los elementos provengan principalmente del efecto de cargas uniformemente repartidas y se trate de elementos isostáticos o continuos con las limitaciones geométricas de desigualdad de luces entre vanos contiguos antes citadas.

Cuando el efecto de las cargas puntuales o localizadas sea suficientemente significativo en relación al de las cargas y sobrecargas repartidas, o cuando no se cumplan las condiciones de aplicación de las longitudes de referencia aproximadas 'L' de la fig. 21.3.c, puede utilizarse un coeficiente reductor global único para la sección, obtenido mediante la expresión:

$$\psi_{el} = \frac{\sum M_i}{\sum \frac{M_i}{\psi_{el,i}}} \quad \text{donde,}$$

M_i es el momento flector en la sección para la carga 'i' considerada aisladamente, con su signo algebraico correspondiente.

$\sum M_i$ es el momento flector total que solicita la sección.

$\psi_{el, i}$ es el coeficiente reductor de la anchura eficaz correspondiente a la carga 'i' considerada aisladamente y obtenido con las expresiones aproximadas antes definidas. Como longitud de referencia ' L_i ', se tomará la distancia entre puntos de momento flector nulo para dicha carga 'i'.

Comentarios

Las cargas puntuales o localizadas de entidad pueden presentarse en elementos singulares de edificación o en ciertas fases constructivas del montaje de puentes (apeos puntuales, por ejemplo).

Las acciones localizadas correspondientes a los ejes de los trenes standard para puentes de carretera o ferrocarril pueden, en cambio, tratarse como cargas uniformemente repartidas.

21.3.4. Elementos bajo solicitaciones combinadas locales y globales

En ciertos elementos estructurales, su sollicitación resulta de la combinación de los efectos de las flexiones locales, derivadas de la acción de las cargas directas actuantes sobre los mismos, con los efectos, generalmente axiales, debidos a su colaboración en la respuesta global de la estructura.

Tal es el caso, por ejemplo, de ciertos elementos de estructuras en celosía, sistemas atirantados, arcos de tablero inferior, etc.

El análisis estructural (local y global), así como las comprobaciones seccionales resistentes, deberán considerar adecuadamente las diferentes anchuras eficaces de estos elementos para reflejar los efectos derivados de la flexión local bajo las acciones directas y de la difusión en su plano de las sollicitaciones axiales del trabajo global.

21.3.5. Distribución aproximada de tensiones normales en las alas

Una vez conocido ψ_{el} en una sección, la distribución transversal de tensiones normales en la anchura del ala puede estimarse de forma suficientemente aproximada como (fig. 21.3.d):

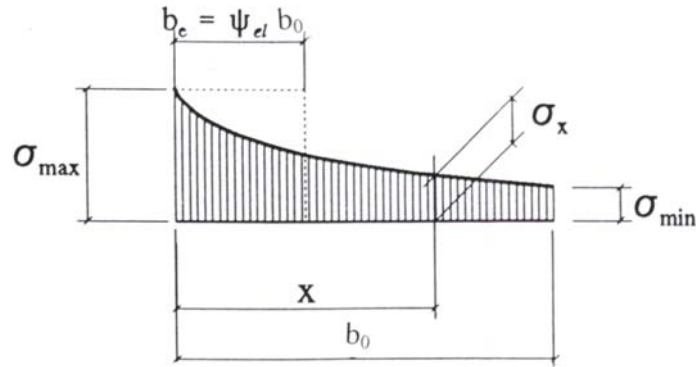


Fig. 21.3.d

Si $\psi_{el} > 0,20$:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} (1,25 \psi_{el} - 0,25)$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + (\sigma_{max} - \sigma_{min}) (1 - x/b_0)^4$$

Si $\psi_{el} \leq 0,20$:

$$\sigma_x = 0 \quad \text{para } x \geq 5 \psi_{el} b_0$$

$$\sigma_x = \sigma_{max} (1 - x / (5 \psi_{el} b_0))^4 \quad \text{para } x < 5 \psi_{el} b_0$$

21.4. Anchura eficaz de alas rigidizadas en estados límite de servicio y fatiga

La presencia de rigidizadores en las alas de vigas o cajones metálicos (fig. 21.4) aumenta los efectos del arrastre por cortante, reduciendo las anchuras eficaces a considerar, que pueden estimarse de forma análoga al caso de alas no rigidizadas:

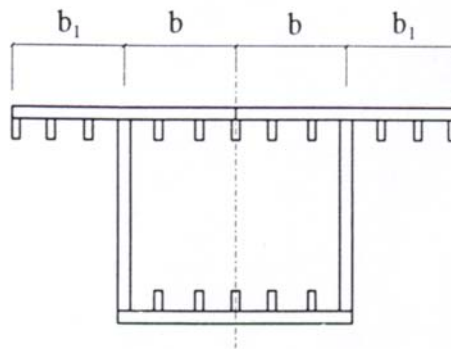


Fig. 21.4

$$b_e = \psi'_{el} b, \text{ para alas interiores}$$

$$b_{1e} = \psi'_{el} b_1, \text{ para alas exteriores}$$

Los coeficientes de reducción ψ'_{el} se obtienen mediante las expresiones ya establecidas en el apartado precedente, pero sustituyendo el parámetro β por:

$$\beta' = \alpha \beta = \alpha b_0/L \quad \text{siendo}$$

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}}$$

$b_0 = b$ para alas interiores rigidizadas

$b_0 = b_1$ para alas exteriores rigidizadas

$A_{sl} =$ área de los rigidizadores longitudinales situados dentro de la anchura b_0 del ala

$t =$ espesor del ala

21.5. Anchura eficaz de alas en estados límite últimos

Los efectos del arrastre por cortante en el control resistente de secciones transversales pueden ser considerados, conservadoramente, mediante los mismos coeficientes reductores elásticos de la anchura eficaz de las alas, ψ_{el} , definidos en 21.3 y 21.4. Alternativamente, pueden seguirse los criterios establecidos seguidamente:

Cuando en Estados Límites Últimos las deformaciones unitarias en las alas puedan superar el límite elástico del acero, los coeficiente reductores de la anchura eficaz del ala en rango elastoplástico, ψ_{ult} , adoptan valores más favorables que dichos ψ_{el} .

Así, para alas traccionadas y para alas comprimidas de secciones transversales de clase 1 y 2, de acuerdo con el Artículo 20º, puede suponerse.

$$\psi_{ult} = \psi_{el}^{\beta} \geq \psi_{el} \quad \text{para alas no rigidizadas.}$$

$$\psi'_{ult} = \psi_{el}^{\beta'} \geq \psi'_{el} \quad \text{para alas traccionadas con rigidizadores longitudinales.}$$

En secciones transversales esbeltas de clase 4, resulta necesario considerar conjuntamente los efectos del arrastre por cortante y de la inestabilidad local de paneles comprimidos, en Estados Límites Últimos. Para ello, debe utilizarse un área eficaz reducida de las alas comprimidas, A_{ef} , estimada a partir de la expresión:

$$A_{ef} = A_{c, ef} \psi_{ult} \quad \text{donde}$$

$A_{c, ef}$ es el área de la sección eficaz del ala esbelta comprimida, con o sin rigidizadores, frente a abolladura (ver artículo 20º)

ψ_{ult} es el coeficiente reductor de la anchura eficaz del ala comprimida, debido al arrastre por cortante, estimado en rango elástico a partir de las expresiones de ψ_{el} (ver apartado 21.2), pero sustituyendo el parámetro β por:

$$\beta' = \alpha \beta = \alpha b_0/L, \quad \text{siendo}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c, ef}}{b_0 t}}$$

Para alas comprimidas de clase 3 (ver Artículo 20º), donde prácticamente no se producen inestabilidades locales ni deformaciones fuera del ámbito elástico en Estados Límites Últimos, debe adoptarse:

$$\Psi_{ult} = \Psi_{el}$$

Comentarios

Cuando se necesite obtener los diagramas momentos-curvatura de una sección transversal, se puede establecer de forma aproximada una interpolación lineal de los coeficientes reductores del arrastre por cortante, para curvaturas intermedias, χ , entre la elástica, χ_{el} , y la última elastoplástica, χ_{ult} :

$$\Psi_{el}(\chi_{el}) \leq \Psi(\chi) \leq \Psi_{ult}(\chi_{ult})$$

21.6. Anchura eficaz para acciones localizadas aplicadas en el plano del alma

La aplicación de cargas localizadas en el plano de un alma metálica, a través de la platabanda del ala, da lugar a una distribución de tensiones normales, en dirección transversal a la directriz del elemento, cuya difusión elástica en el plano del alma sigue una ley no lineal (ver fig. 21.6) que puede aproximarse según la siguiente expresión:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_e(t+a_{st})} \quad \text{siendo}$$

$\sigma_{z,Ed}$ el valor de cálculo de la tensión normal en la dirección transversal a la directriz, en el punto considerado del alma

F_{Ed} el valor de cálculo de la fuerza transversal aplicada

t el espesor del alma

a_{st} el área de la sección transversal bruta, por unidad de longitud, de los eventuales rigidizadores transversales situados directamente en la zona de afección de la carga bajo la platabanda, suponiendo una difusión a 45° a través del espesor de la misma. Se adoptará el valor del área de un rigidizador dividida por la distancia entre ejes de rigidizadores.

El ancho eficaz, b_e , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$b_e = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n} \right)^2}$$

$$n = 0,636 \sqrt{1 + \frac{0,878 a_{st}}{t}}$$

$$s_e = s_s + 2 t_f \quad \text{donde}$$

t_f = espesor del ala

s_s = longitud de la zona de aplicación de la carga localizada sobre la platabanda del ala

- s_e = longitud de la zona de difusión de la carga localizada en la sección de contacto ala-ala, suponiendo una difusión de 45° de la carga en la platabanda del ala
- z = distancia transversal entre la sección de estudio y la sección de contacto ala-ala, inmediata a la zona de aplicación de la carga (ver fig. 21.6)

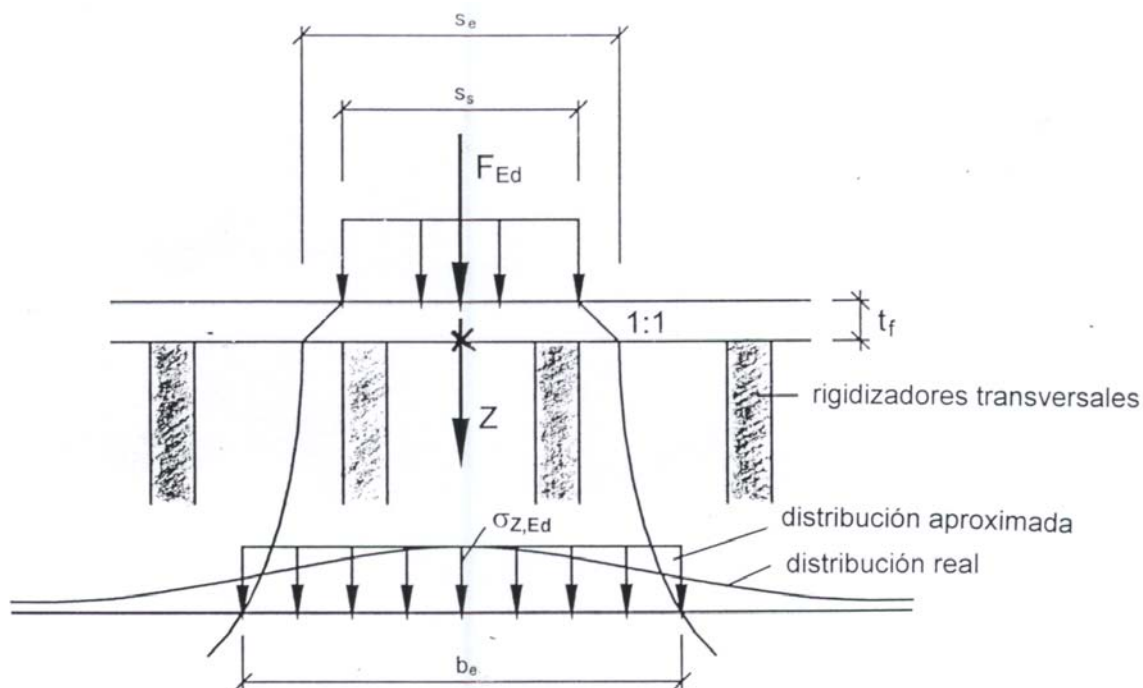


Fig. 21.6

Comentarios

La distribución de tensiones transversales en el alma bajo cargas localizadas, definida en este apartado, puede ser necesaria para el control de Estado Límite de Fatiga de elementos sometidos a acciones dinámicas (vigas carril de puentes-grúa por ejemplo), así como para el control de los Estados Límites de Servicio, por deformaciones del alma o por plastificaciones locales, y de los Estados Límites Últimos de elementos con almas esbeltas, susceptibles de inestabilidad por acción conjunta de estos efectos con las tensiones normales y tangenciales derivadas de la flexión longitudinal del elemento.

La formulación elástica incluida en este apartado es aplicable al caso de cargas localizadas, ascendentes o descendentes, actuando sobre cualquiera de las alas, superior o inferior, de la sección transversal.

Dicha formulación equivale a adoptar un ángulo de difusión de la carga localizada de 45° a través de la platabanda del ala, y un ángulo medio en el plano del alma, creciente con z y de valor aproximado, θ_{med} , (en ausencia de rigidizadores transversales del alma):

z / s_e	0	1	2	5	10	∞
θ_{med}	0	$23,4^\circ$	$29,9^\circ$	$34,7^\circ$	$36,4^\circ$	38°

$$\theta_{med} = \arctan \left[\frac{b_e - s_e}{2z} \right]$$

La presencia de rigidizadores reduce la velocidad de difusión (θ_{med}) de la carga localizada en el alma.

Artículo 22.º Consideración de las imperfecciones

22.1. Bases

El análisis en segundo orden de las estructuras reales, cuya respuesta es sensible a las deformaciones de su geometría, debe considerar adecuadamente los efectos de las tensiones residuales sobre la respuesta no lineal de los materiales, así como de las inevitables imperfecciones geométricas, tales como defectos de verticalidad, de alineación, de planeidad, de ajuste y excentricidad en las uniones y demás tolerancias de ejecución y montaje.

En general, sus efectos se incorporan en los análisis estructurales adoptando unas imperfecciones geométricas equivalentes.

Los efectos de las imperfecciones deben considerarse en los siguientes casos:

- a) Imperfecciones en el análisis global de estructuras.
- b) Imperfecciones en el análisis de sistemas de arriostramiento.
- c) Imperfecciones en el análisis local de elementos aislados.

Las imperfecciones serán incluidas en los análisis estructurales para el control de los Estados Límites Últimos, no afectando, en cambio, a los controles de los Estados Límites de Servicio.

Comentarios

El recurso a las imperfecciones geométricas equivalentes permite reproducir adecuadamente las consecuencias de la amplificación de los efectos de segundo orden, y la consiguiente reducción de la resistencia de estructuras o elementos sujetos a problemas de inestabilidad, que tienen lugar en las estructuras reales, imperfectas, frente a los resultados que se obtienen en los análisis elásticos de segundo orden de estructuras ideales que, en general, se hallan del lado de la inseguridad.

Las imperfecciones geométricas equivalentes no se limitan a las tolerancias de ejecución que se establecen en las Instrucciones, sino que cubren, además, los efectos desfavorables sobre los análisis en segundo orden del resto de factores indicados en el articulado.

22.2. Método de aplicación

Los efectos de las imperfecciones geométricas equivalentes, definidas en 22.3, deben incluirse en el análisis global de estructuras susceptibles de experimentar problemas de inestabilidad lateral (Artículos 23º y 24º). Los esfuerzos resultantes del análisis deberán considerarse en el control de la capacidad resistente de los diferentes elementos de la estructura.

Los efectos de las imperfecciones, establecidas en 22.4, se incorporarán asimismo en el análisis estructural de los eventuales sistemas de arriostramiento, responsables de garantizar la adecuada estabilidad lateral de las estructuras. Los esfuerzos resultantes del análisis se tendrán en cuenta en el dimensionamiento de dichos sistemas de arriostramiento, según se contempla en 23.4.

Cuando el control resistente de elementos aislados afectados por problemas de inestabilidad se efectúe a partir de métodos o formulaciones resistentes, como los incluidos en el Artículo 35º, los efectos de las imperfecciones geométricas equivalentes suelen hallarse ya implícitamente incluidos en dichas verificaciones.

Para elementos no standard, cuyo control resistente no pueda asimilarse a los métodos establecidos en el Artículo 35º, así como en los casos de inestabilidad global de estructuras contemplados en 22.3, deben incorporarse las imperfecciones locales

geométricas, establecidas en 22.5, en los análisis en segundo orden de dichos elementos o estructuras, respectivamente.

Comentarios

El uso de imperfecciones geométricas equivalentes, incorporadas a los análisis elásticos estructurales en segundo orden, permite resolver, con carácter general, el control de la estabilidad de elementos estructurales complejos, que no puedan abordarse por los métodos simplificados cubiertos por esta Instrucción, como por ejemplo:

- Elementos con sección transversal variable.
- Elementos a flexocompresión (salvo los casos contemplados en 35.3).
- Pandeo lateral, o en su plano, de arcos y pilonos de sistemas atirantados.
- Pandeo lateral de cordones comprimidos no arriostrados de celosías o vigas de gran canto.
- Pandeo global de entramados traslacionales.

El uso de imperfecciones geométricas equivalentes permite, en la mayoría de los casos, resolver con suficiente aproximación el problema de la inestabilidad global de estructuras y/o elementos, sin recurrir al método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden descrito en 24.4.

Si se considera más conveniente, las imperfecciones geométricas equivalentes pueden sustituirse por fuerzas equivalentes, transversales a la directriz de los elementos comprimidos.

22.3. Imperfecciones en el análisis global de la estructura

Las imperfecciones geométricas equivalentes deben incluirse en el análisis global de todas aquellas estructuras en las que no puedan despreciarse los efectos de segundo orden sobre su geometría deformada.

La geometría del modelo de cálculo es la que resulta de incorporar a la geometría teórica, ideal, de la estructura, las imperfecciones geométricas equivalentes, establecidas de forma que produzcan los efectos más desfavorables.

Para ello, la forma y sentido del conjunto de imperfecciones puede obtenerse a partir de los modos de pandeo global de la estructura, en el plano de inestabilidad considerado.

En general, resulta necesario estudiar la posibilidad de pandeo de la estructura en su plano y fuera de él, aunque de forma no simultánea (figura 22.3.a).

En aquellas estructuras de baja rigidez global torsional será, asimismo, necesario controlar la posibilidad de un pandeo generalizado por torsión, antimétrico, como consecuencia de aplicar las imperfecciones en sentido contrario sobre dos caras opuestas de la estructura (figura 22.3.a).

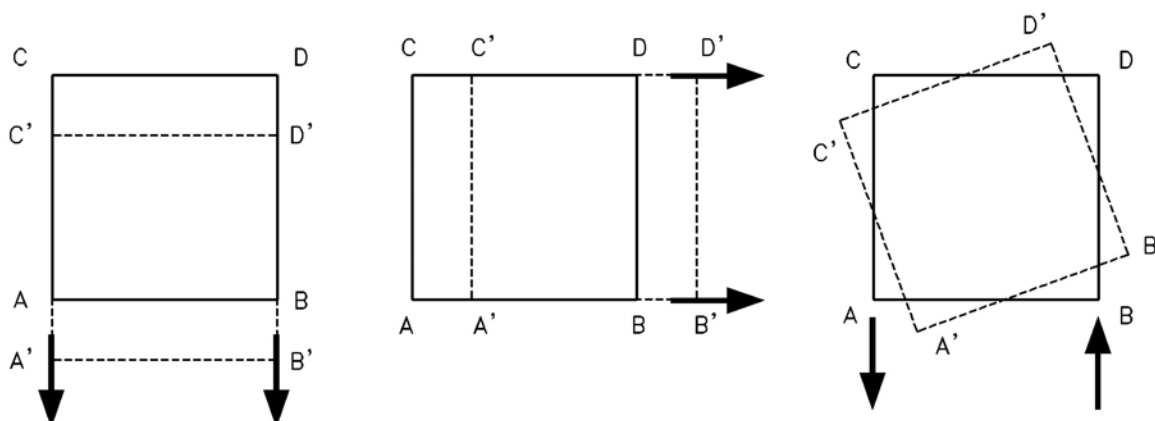


Fig. 22.3.a. Posibles formas de inestabilidad, por translación o torsión, de una estructura

Los efectos de las imperfecciones en la estabilidad global de estructuras traslacionales se introducen como suma de un defecto global de verticalidad de la estructura y de unas curvaturas iniciales en todos los elementos comprimidos de la misma, con forma parabólica de segundo grado.

Si se desea, las imperfecciones geométricas pueden sustituirse por un sistema autoequilibrado de fuerzas transversales equivalentes (ver 22.3.3).

Comentarios

En general, debe analizarse siempre la posible inestabilidad bajo modos de pandeo simétricos y asimétricos, y bajo las hipótesis de carga de la estructura que dan lugar, para cada uno de ellos, al menor coeficiente de amplificación necesario para alcanzar la situación de inestabilidad crítica elástica.

Los posibles modos de inestabilidad elástica pueden obtenerse como sigue:

- Se suponen aplicadas en los nudos de la estructura unas fuerzas tales que todos los elementos de la misma se hallan solicitados con los axiles de cálculo resultantes de un análisis global en primer orden para la hipótesis de cálculo considerada. Pueden despreciarse los momentos flectores en los elementos.
- Para dicha hipótesis de carga, se obtiene el modo crítico de inestabilidad de la estructura, y el coeficiente crítico mínimo de amplificación, α_{crit} , para la correspondiente configuración de esfuerzos axiles, al alcanzarse la inestabilidad elástica.
- Se obtiene asimismo, en análisis de primer orden, el coeficiente mínimo de amplificación, α_{uk} , de dicha configuración de axiles, al alcanzarse la resistencia característica axil en la sección transversal del elemento con menor reserva resistente a compresión.
- La esbeltez relativa de la estructura, para dicha hipótesis de carga, será

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{uk}}{\alpha_{crit}}}$$

Si $\bar{\lambda} \leq 0,2$, no será necesario realizar el control de estabilidad global de la estructura para el correspondiente modo e hipótesis de carga de pandeo.

22.3.1. Imperfecciones laterales globales equivalentes

Se considerará un defecto inicial de verticalidad estimado como (ver fig. 22.3.1):

$$\phi = k_h \cdot k_m \cdot \phi_0 \quad \text{siendo:}$$

ϕ_0 valor de base de la imperfección lateral: $\phi_0 = 1/200$.

K_h coeficiente reductor para la altura 'h' (en metros) de la estructura.

$$k_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{con} \quad \frac{2}{3} \leq h_h \leq 1,0$$

k_m coeficiente reductor para el número de alineaciones, 'm', de elementos comprimidos (pilas en puentes o pilares en edificios) en el plano del pandeo considerado.

En 'm' sólo se contabilizan los elementos solicitados por una compresión cuyo valor de cálculo, N_{Ed} , sea igual o superior al 50% de la media por elemento, en el plano de pandeo e hipótesis de carga considerados.

$$k_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

En estructuras aporticadas de edificación, la imperfección lateral global podrá despreciarse, para una cierta hipótesis de carga y modo de pandeo, cuando,

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad \text{siendo:}$$

H_{Ed} valor de cálculo de la resultante horizontal, en la base del edificio, suma de las acciones horizontales solicitantes, incluyendo las fuerzas horizontales equivalentes de las imperfecciones geométricas globales, correspondientes a la hipótesis de carga y modo de pandeo analizados (ver 22.3.3).

V_{Ed} valor de cálculo de la resultante de las acciones verticales totales, en la base del edificio, para dicha hipótesis de carga.

Comentarios

Los coeficientes reductores k_h y k_m , que afectan al valor de base ϕ_0 de la imperfección lateral, tienen en cuenta la reducción probabilística de que todos los elementos comprimidos, tanto de una planta, como de las diferentes plantas de una estructura, presenten imperfecciones geométricas de valor máximo y, simultáneamente, en la misma dirección y sentido.

En principio, sólo deberán contabilizarse en 'm' aquellos elementos comprimidos (pilares) que se extiendan a la totalidad de la altura 'h' de la estructura utilizada para la obtención de k_h .

En estructuras de edificios que consten de diferentes bloques de distinta altura, podrán aplicarse imperfecciones geométricas equivalentes diferentes para cada uno de los bloques, afectando en cada caso el valor de base, ϕ_0 , de los coeficientes reductores k_h y k_m obtenidos para las alturas 'h', y el número de alineaciones verticales 'm' de cada bloque.

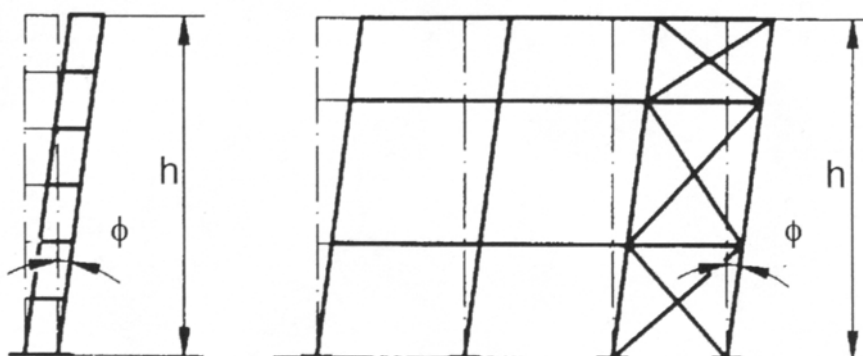


Fig. 22.3.1. Imperfecciones laterales globales

22.3.2. Curvaturas iniciales equivalentes en los elementos comprimidos

Además del efecto inicial de verticalidad global de la estructura, y salvo en las circunstancias establecidas seguidamente, deberá considerarse la influencia, en la inestabilidad global de las estructuras traslacionales, de las imperfecciones locales propias de aquellos elementos comprimidos en los que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- Al menos uno de los dos nudos extremos del elemento no pueda considerarse como articulado.
- Su esbeltez adimensional, en el plano de pandeo considerado, calculada como barra biarticulada en sus extremos, sea tal que:

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \quad \text{siendo:}$$

A el área de la sección transversal del elemento.

N_{Ed} el valor de cálculo de la compresión en el elemento, para la hipótesis de carga analizada.

Esta condición equivale a que el axil de cálculo del elemento, N_{Ed} , sea superior al 25% de su carga crítica en Euler, N_{cr}

En dichos casos puede adoptarse una curvatura inicial equivalente en los elementos comprimidos afectados, con forma parabólica de segundo grado y una flecha máxima e_0 , tal que:

Tipo de curva de pandeo (Artículo 42º)	Método de análisis global de la estructura	
	Análisis global elástico	Análisis global plástico
	e_0	e_0
a_0	L/350	L/300
a	L/300	L/250
b	L/250	L/200
c	L/200	L/150
d	L/150	L/100

donde L es la longitud del elemento.

Si se desea realizar un análisis más preciso, pueden adoptarse, alternativamente, las expresiones de e_0 establecidas en 22.3.5.

22.3.3. Fuerzas transversales equivalentes a las imperfecciones

Los efectos de las imperfecciones laterales globales y de las curvaturas iniciales en los elementos comprimidos pueden asimilarse a unos sistemas de fuerzas transversales autoequilibradas equivalentes, proporcionales a las cargas verticales aplicadas en la hipótesis de carga correspondiente, y estimadas como sigue para cada elemento (ver figura 22.3.3.a):

- a) Para el caso de defectos iniciales de verticalidad de elementos comprimidos:

$$H_{td} = \phi N_{Ed}$$

- b) Para el caso de curvaturas iniciales en elementos comprimidos, cuando sea preciso considerarlas según 22.3.2:

$$q_{td} = \frac{8 N_{Ed} \cdot e_0}{L^2}$$

$$H_{td} = \frac{4 N_{Ed} e_0}{L}$$

siendo L y N_{Ed} la longitud y el valor de cálculo del esfuerzo de compresión, respectivamente, en el elemento.

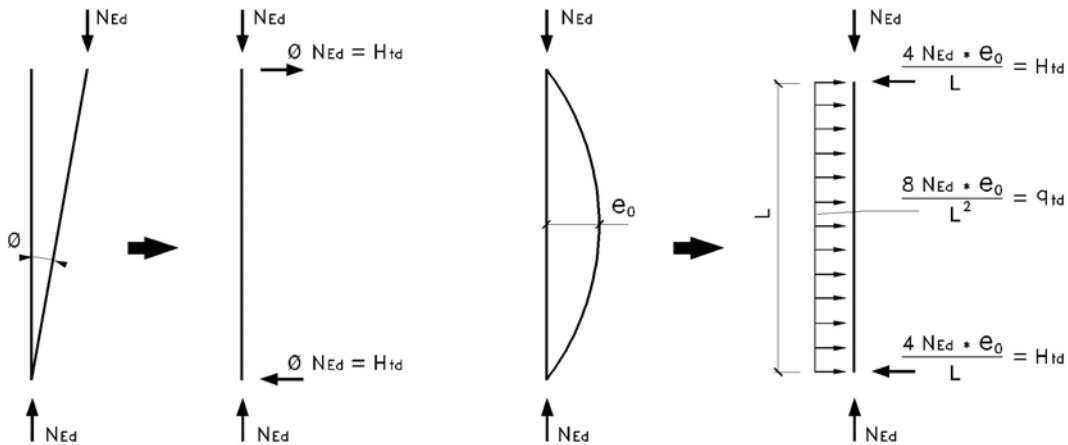
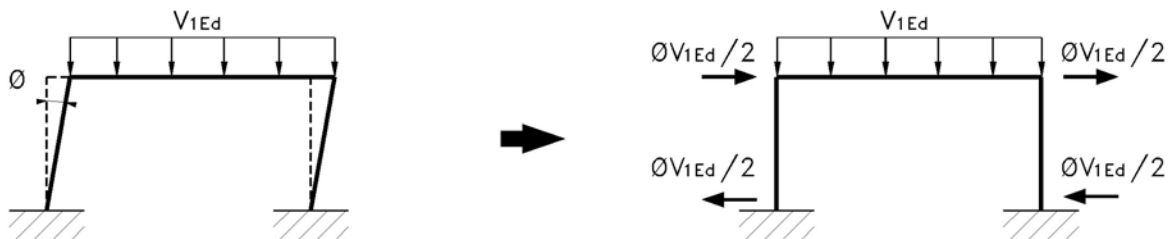


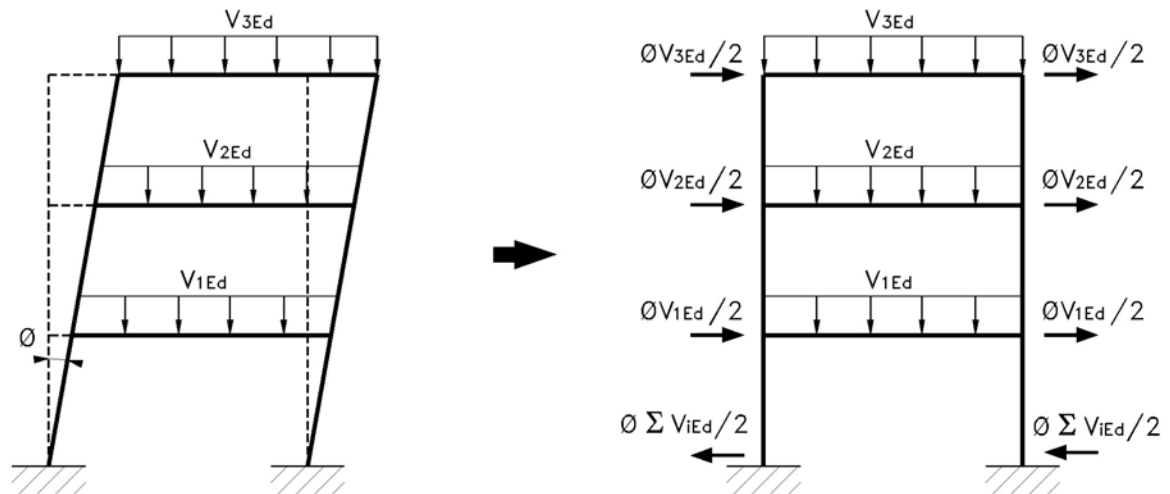
Fig. 22.3.3.a

Comentarios

En estructuras aporticadas de edificación las fuerzas transversales equivalentes por defectos de verticalidad se aplicarán en cada nivel de forjado de piso y de cubierta, resultando proporcionales al valor de las cargas verticales aplicadas sobre la estructura en dicho nivel. Dado que se trata de un sistema de fuerzas autoequilibrado, no deben omitirse las fuerzas equivalentes en la base de los pilares de planta baja, para no transmitir resultante alguna a la cimentación (ver fig. 22.3.3.b).



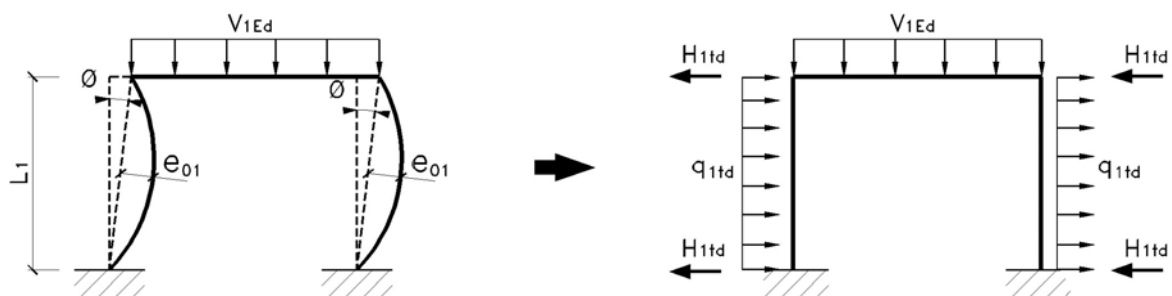
pórtico de una planta



pórtico de varias plantas

Fig. 22.3.3.b. Fuerzas horizontales equivalentes a los defectos iniciales de verticalidad

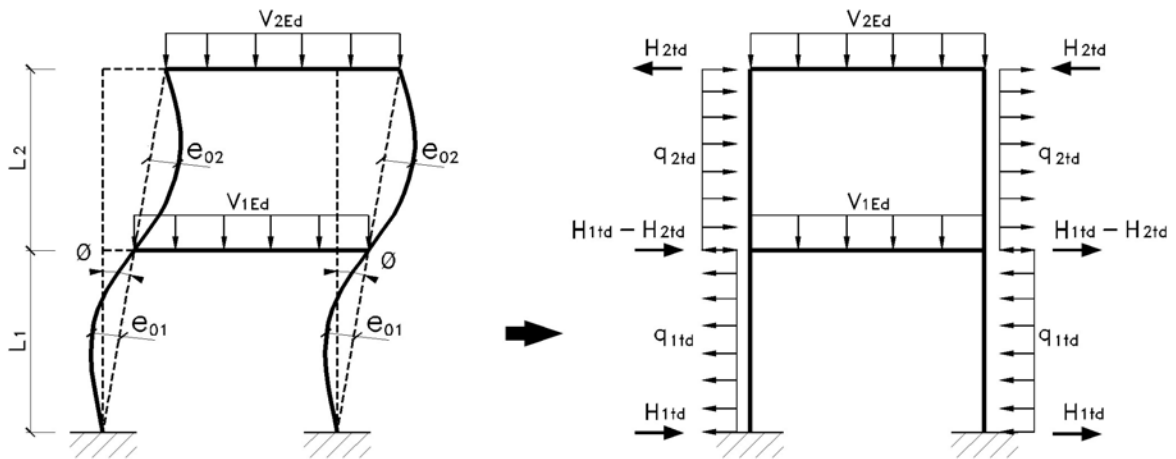
Cuando, de acuerdo con 22.3.2, sea preciso considerar las fuerzas equivalentes adicionales debidas a las curvaturas iniciales de los elementos comprimidos afectados, éstas se aplicarán de acuerdo con la deformada principal de pandeo correspondiente a la hipótesis de carga analizada, según se esquematiza en la figura 22.3.3.c:



pórtico de una planta

$$q_{1td} = \frac{8(V_{1Ed}/2) e_{01}}{L_1^2}$$

$$H_{1td} = \frac{q_{1td} \cdot L_1}{2}$$



pórtico de varias plantas

$$q_{itd} = \frac{8(V_{iEd}/2) e_{0i}}{L_i^2}$$

$$H_{itd} = \frac{q_{itd} \cdot L_i}{2}$$

Fig. 22.3.3.c. Fuerzas equivalentes por curvaturas iniciales en los elementos

En estructuras aporticadas de edificación, pueden estimarse las fuerzas horizontales transmitidas por los elementos comprimidos a los planos de forjados de piso o cubierta, mediante los esquemas de la figura 22.3.3.d, donde ϕ es una imperfección equivalente de verticalidad estimada a partir de la formulación de 22.3.1, pero adoptando como altura 'h', en metros, la altura de la planta correspondiente de la estructura.

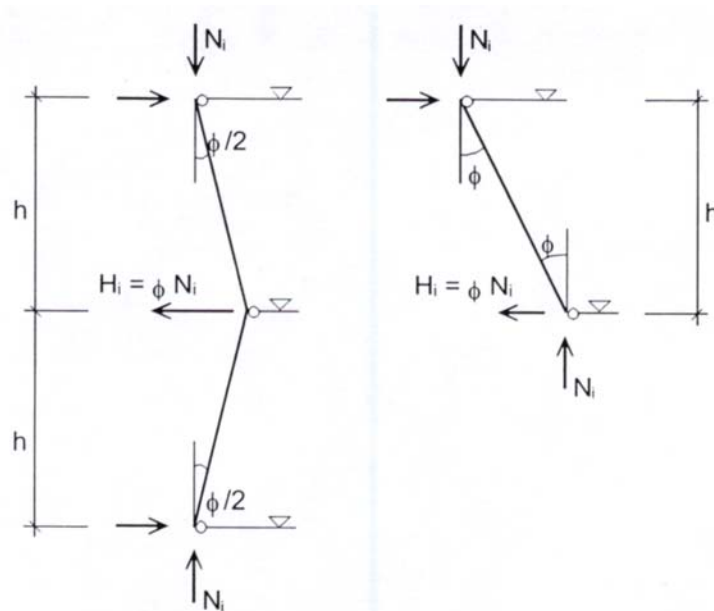
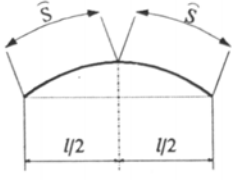
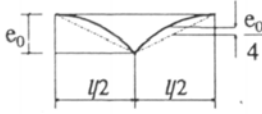
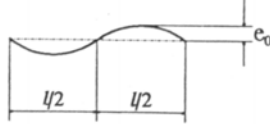


Fig. 22.3.3.d. Esquema de fuerzas horizontales transmitidas por los soportes a los forjados

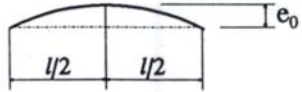
22.3.4. Imperfecciones para el análisis global de arcos

Salvo que se utilice el método descrito en 22.3.5, en el análisis de la inestabilidad global de arcos bajo formas de pandeo en su plano, o fuera de su plano, pueden utilizarse las imperfecciones geométricas definidas seguidamente.

22.3.4.1. Pandeo en el plano del arco

		Forma de las imperfecciones geométricas equivalentes en el plano del arco (parábola o función seno)	Valor de e_0 para secciones correspondientes a las diferentes curvas de pandeo			
			a	b	c	d
1	Arco triarticulado con pandeo simétrico		$\frac{s}{300}$	$\frac{s}{250}$	$\frac{s}{200}$	$\frac{s}{150}$
2	Arco biarticulado, empotrado, triarticulado con pandeo antisimétrico		$\frac{l}{600}$	$\frac{l}{500}$	$\frac{l}{400}$	$\frac{l}{300}$

22.3.4.2. Pandeo fuera del plano del arco

	Forma de las imperfecciones geométricas equivalentes fuera del plano del arco (parábola o función seno)	Valor de e_0 para secciones correspondientes a las diferentes curvas de pandeo			
		a	b	c	d
Arco triarticulado Arco biarticulado Arco empotrado		$\frac{l_0}{300}$	$\frac{l_0}{250}$	$\frac{l_0}{200}$	$\frac{l_0}{150}$

$$l_0 = 1 \quad \text{para} \quad l \leq 20 \text{ m}$$

$$l_0 = \sqrt{20} \cdot l \quad \text{para} \quad l > 20 \text{ m}$$

22.3.5. Imperfecciones geométricas afines a las formas de pandeo en estructuras complejas

Como alternativa a las imperfecciones geométricas equivalentes, globales y locales, establecidas en 22.3.1 y 22.3.2, puede recurrirse a la definición de un sistema único de imperfecciones geométricas, afín a la deformada del modo de pandeo crítico elástico de la estructura, para la hipótesis de carga y plano de pandeo considerados, y con una amplitud máxima en la sección crítica dada por:

$$e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \cdot k_\gamma \cdot k_0 \quad \text{siendo}$$

$$k_\gamma = \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2 / \gamma_{m1}}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \geq 1,0$$

α el factor de imperfección de la curva de inestabilidad apropiada para la sección transversal crítica, según la tabla 35.1.2.a.

χ el coeficiente reductor por pandeo asociado a la sección transversal crítica, según 35.1.2.

$\bar{\lambda}$ la esbeltez adimensional, obtenida según se establece en los comentarios de 22.3.

M_{Rk}, N_{Rk} el momento y axil resistentes característicos, respectivamente, de la sección transversal crítica, según se definen en 34.3 y 34.4. El cociente $\frac{M_{Rk}}{N_{Rk}}$ será por tanto:

$\frac{W_{pl}}{A}$ para secciones de clase 1 ó 2

$\frac{W_{el,min}}{A}$ para secciones de clase 3

$\frac{W_{ef,min}}{A_{ef}}$ para secciones de clase 4

k_0 adopta el valor 1 para secciones de clase 3 ó 4

adopta el valor 1,33 para secciones de clase 1 ó 2

En secciones de clase 1 ó 2 de tipo tubular, o en doble T para el estudio a pandeo en el plano normal al eje de menor inercia, puede adoptarse, alternativamente, si fuera más favorable, un valor de e_0 dado por:

$$e_0 = k_0 \cdot k_\gamma \cdot e_{eff} / \varepsilon, \text{ con:}$$

$k_0 = 1,5$ para secciones tubulares.

$k_0 = 2,0$ para secciones en doble T.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

curva de pandeo	a	b	c	d
e_{eff}	$I_p/600$	$I_p/380$	$I_p/270$	$I_p/180$

$$I_p = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{crit}}}$$

N_{crit} es el axil en la sección crítica en el momento de alcanzarse la inestabilidad elástica, para la hipótesis de carga y modo de pandeo considerados.

Comentarios

El sistema de imperfecciones equivalentes, afín a las deformadas de los modos de pandeo críticos elásticos, permite abordar el análisis de la estabilidad global de puentes (arcos, atirantados, celosías, etc), o de estructuras singulares de edificación, que no puedan englobarse en las hipótesis contempladas en los apartados precedentes.

Los factores k_y y k_0 son coeficientes correctores que permiten ajustar, para los casos contemplados en el artículo 35°, de esta Instrucción, la resistencia de los elementos con los valores obtenidos por el método de la excentricidad equivalente descrito en este apartado.

Cuando, el método de la excentricidad equivalente se aplique a un análisis no lineal global elastoplástico, puede adoptarse $k_0 = 1,0$ en todos los casos.

22.4. Imperfecciones en el análisis de sistemas de arriostramiento

Los efectos de las imperfecciones deben incorporarse en el análisis de los sistemas de arriostramiento utilizados para asegurar la estabilidad lateral de elementos flectados o comprimidos.

Se adoptará una curvatura inicial equivalente de los elementos a estabilizar tal que:

$$e_0 = k_m L/500 \quad \text{siendo}$$

L la luz del sistema de arriostramiento.

K_m el coeficiente reductor del número de elementos a considerar, que puede estimarse según:

$$k_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad \text{donde 'm' es el número de elementos estabilizados por el sistema de arriostramiento considerado.}$$

22.4.1. Fuerzas transversales equivalentes sobre el arriostramiento

Si se desea, los efectos de las imperfecciones, derivadas de las curvaturas iniciales de los elementos a estabilizar, pueden sustituirse por un sistema de fuerzas equivalentes de estabilización de valor (ver fig. 22.4.1.a y 22.4.1.b):

$$q = \Sigma N_{ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}, \quad \text{siendo}$$

δ_q la flecha del sistema de arriostramiento en el plano de estabilización, estimada a partir de un cálculo elástico en primer orden bajo la acción de las

fuerzas 'q' y de las eventuales acciones exteriores solicitantes del sistema de arriostramiento.

Resulta preciso, por tanto, realizar un proceso iterativo.

En caso de utilizarse un análisis de segundo orden, δ_q puede tomarse igual a cero, pero en dicho análisis se incluirán todas las fuerzas que solicitan al sistema de estabilización.

N_{Ed} valor máximo del esfuerzo normal solicitante de cada elemento a estabilizar, supuesto uniforme sobre la longitud L del sistema de arriostramiento. Para esfuerzos no uniformes, esta hipótesis queda del lado de la seguridad.

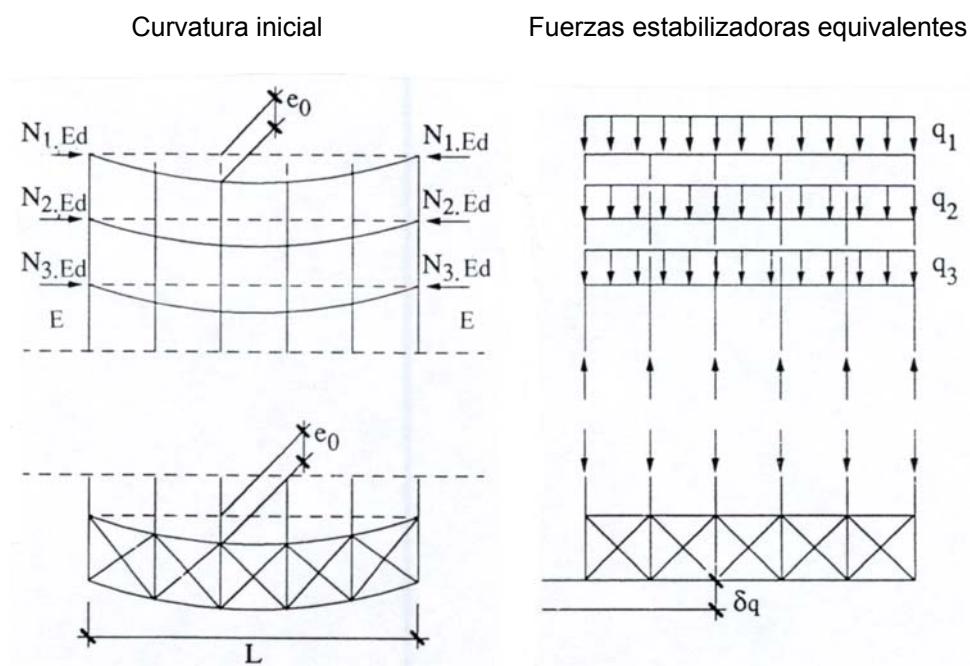


Fig. 22.4.1.a. Imperfecciones sobre el sistema de arriostramiento

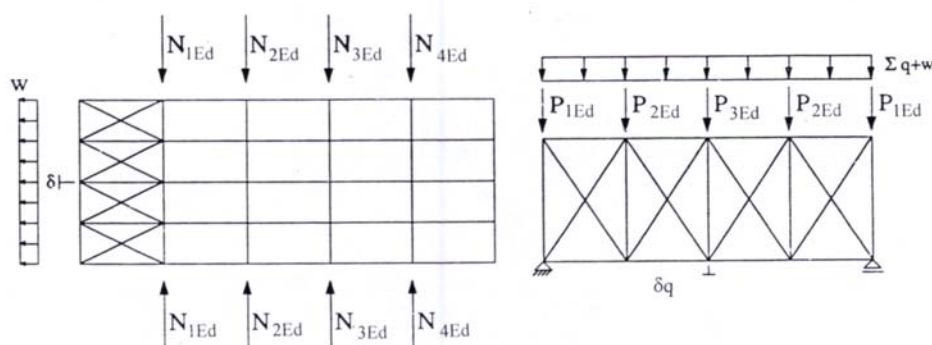
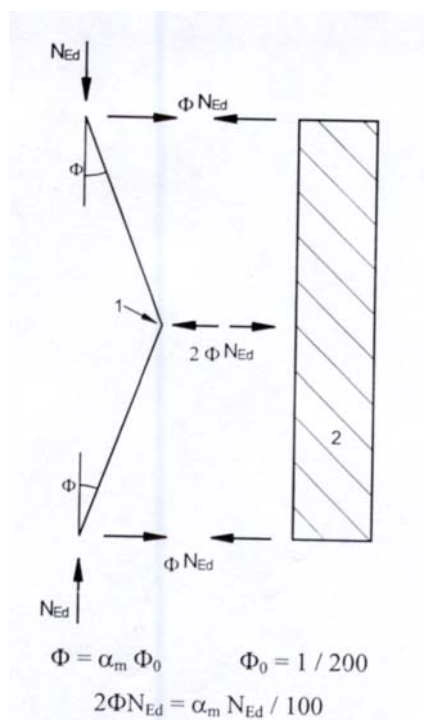


Fig. 22.4.1.b. Fuerzas equivalentes incluyendo acciones exteriores

Cuando un sistema de arriostramiento estabiliza elementos flectados o comprimidos que tienen una junta de continuidad, no transmisora de momentos, deberá verificarse que dicho sistema de arriostramiento es capaz de resistir una fuerza local igual a $k_m N_{Ed}/100$, aplicada por cada elemento comprimido en la sección de junta, y transmitirla a los puntos de arriostramiento adyacentes de dicho elemento (ver fig. 22.4.1.c). En este caso se

incluirán, además, las eventuales fuerzas exteriores solicitantes del sistema, pero no se añadirán las derivadas de las imperfecciones anteriormente definidas.



1 junta de continuidad

2 sistema de arriostramiento

Fig. 22.4.1.c.

Cada elemento de transmisión de las fuerzas estabilizadoras al sistema de arriostramiento debe, asimismo, ser capaz de resistir una fuerza igual a $k_m \Sigma N_{Ed} / 100$ de los elementos a estabilizar.

Comentarios

En el análisis de la estabilidad lateral de los cordones comprimidos de elementos flectados, la fuerza axial a considerar en las expresiones anteriores será:

$N_{Ed} = M_{Ed} / h$ siendo

M_{Ed} el momento de cálculo actuando sobre la viga

h el canto de la viga

En elementos de sección constante, M_{Ed} será el momento en la sección más solicitada.

En elementos de sección variable se adoptará el N_{Ed} correspondiente a la sección en la que el cociente M_{Ed}/h sea máximo.

De forma conservadora, el N_{Ed} así obtenido se supondrá constante en toda la longitud L del elemento.

En presencia de esfuerzos axiales concomitantes con las flexiones en el elemento, será preciso añadir a N_{Ed} el valor del esfuerzo axial que recoge el cordón comprimido cuya estabilidad se estudia.

22.5. Imperfecciones locales de los elementos aislados

Normalmente, los efectos de las imperfecciones locales en los elementos aislados, comprimidos o flectados, se hallan implícitamente considerados en las fórmulas de verificación de los Estados Límites de inestabilidad de [el Artículo 35°](#).

Alternativamente, o en aquellos casos en los que dichas formulaciones no sean de aplicación (por ejemplo, en ciertos elementos de sección no uniforme, o en presencia de cargas transversales o de condiciones de vinculación en los extremos complejas), la resistencia de elementos comprimidos o flectados a los fenómenos de inestabilidad, en su plano o lateral, puede justificarse mediante análisis en segundo orden adoptando unas imperfecciones iniciales locales, en forma de curvaturas parabólicas equivalentes, con la amplitud máxima definida en 22.3.2 o, de forma más precisa, en 22.3.5.

En los análisis en segundo orden de los problemas de inestabilidad lateral de elementos flectados, puede adoptarse como imperfección lateral un valor de $0,5 e_0$, siendo e_0 la amplitud de la imperfección inicial equivalente para el pandeo en un plano normal al de flexión (generalmente respecto al eje de menor inercia de la sección). No se necesita, en general, incorporar una imperfección adicional de torsión.

Comentarios

Además de la eventual consideración de las imperfecciones equivalentes en los controles resistentes de elementos aislados, puede asimismo resultar necesaria, según se contempla en 22.3.2, la incorporación de las imperfecciones locales de ciertos elementos comprimidos, definidas en 22.3.2 y 22.3.5, en el análisis en segundo orden de la inestabilidad global de la estructura.

Artículo 23.º Estabilidad lateral de las estructuras

23.1. Rigidez lateral

La magnitud de la influencia de los efectos de segundo orden en la respuesta estructural depende básicamente de su rigidez lateral.

El control de la estabilidad lateral de una estructura suele, en general, garantizarse por medio de:

- a) La propia rigidez de los sistemas aporticados de nudos rígidos
- b) Sistemas de arriostramiento lateral triangulados
- c) Sistemas de arriostramiento lateral mediante pantallas o núcleos rígidos
- d) Por combinación de algunos de los esquemas estructurales precedentes

En caso de disponerse uniones semirrígidas (ver 57.6) entre elementos estructurales, deben tenerse en cuenta sus diagramas momento-rotación en la evaluación de la rigidez lateral.

Las cimentaciones deben, en general, proyectarse de forma que los efectos de los desplazamientos laterales y rotaciones en su base sean despreciables.

En estructuras no simétricas en planta, deben considerarse los efectos de la interacción flexión-torsión en el control de su estabilidad lateral.

El control de la estabilidad lateral debe garantizarse tanto para la estructura en servicio como para sus diferentes fases constructivas.

23.2. Clasificación de estructuras intraslacionales y traslacionales

Una estructura puede clasificarse como intraslacional cuando su rigidez lateral es suficiente para que la influencia de los efectos de segundo orden pueda ser considerada despreciable en su respuesta estructural, cuyo análisis global puede realizarse según la teoría en primer orden.

Una estructura puede considerarse como intraslacional frente a un cierto modo de inestabilidad lateral si se cumple el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{v,cr}}{F_{v,Ed}} \geq 10 \quad \text{cuando se realiza un análisis global elástico}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{v,cr}}{F_{v,Ed}} \geq 15 \quad \text{cuando se realiza un análisis global plástico o elastoplástico}$$

siendo:

- $F_{v,cr}$ la carga vertical total crítica elástica, de pandeo global, para dicho modo de inestabilidad lateral
- $F_{v,Ed}$ la carga vertical total de cálculo actuando sobre la estructura
- α_{cr} el factor de amplificación por el que debe multiplicarse la configuración de cargas de cálculo para provocar la inestabilidad elástica según el modo de pandeo global considerado.

Comentarios

Deberán analizarse todas aquellas configuraciones de cargas para las que α_{cr} no satisfaga dicho criterio de intraslacionalidad.

Se exige un criterio de intraslacionalidad más severo cuando se realiza un análisis global plástico o elastoplástico de la estructura, para considerar la posible influencia desfavorable significativa, sobre la rigidez lateral de la estructura, de los efectos de la no linealidad del material, o de las uniones semirrígidas, en el Estado Límite Último de la misma.

El criterio de intraslacionalidad indicado puede, en ciertos casos, sustituirse por la alternativa incluida en **23.2.1 y 23.2.2**.

23.2.1. Criterio de intraslacionalidad en estructuras convencionales de edificación

En pórticos simples con dinteles planos, o de débil pendiente, así como de estructuras aporticadas planas de edificación, con nudos rígidos, el criterio de intraslacionalidad de **23.2** puede suponerse satisfecho si, en cada planta, dicho criterio se cumple para:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{F_{H,Ed}}{F_{v,Ed}} \right) \times \left(\frac{h_p}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad \text{siendo:}$$

- $F_{H,Ed}$ el valor de cálculo de la fuerza horizontal total, estimada en el nivel inferior de cada planta, resultante de las cargas horizontales solicitantes por encima de dicho nivel, incluyendo los efectos de las imperfecciones indicadas en el Artículo 22º.
- $F_{v,Ed}$ el valor de cálculo de la fuerza vertical total, estimada en el nivel inferior de cada planta, resultante de las cargas verticales solicitadas por encima de dicho nivel.
- h_p la altura de la planta considerada.

$\delta_{H,Ed}$ el desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior e inferior de la planta considerada, bajo la acción de las cargas horizontales y verticales de cálculo y de las acciones equivalentes de las imperfecciones, establecidas en el artículo 22°.

Comentarios

La aplicación de dicho criterio simplificado, alternativo al incluido en 23.2, supone que:

- a) La estructura aporticada presenta vigas conectando todos los pilares en cada planta.
- b) En pórticos con dinteles inclinados, la pendiente de la cubierta puede suponerse débil, no superior a 1:2 (26°).
- c) Los niveles de compresión axil en dinteles, de piso o cubierta, no sean significativos, es decir:

$$\bar{\lambda} < 0,3 \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}}, \text{ lo que equivale a: } N_{cr} > 11,11 N_{Ed} \quad \text{siendo:}$$

N_{Ed} el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión

$\bar{\lambda}$ la esbeltez reducida, en el plano cuya estabilidad se considera, para la longitud del elemento y considerándolo biarticulado en sus extremos

N_{cr} el axil crítico de Euler para el elemento, supuesto biarticulado

- d) El control de la intraslacionalidad debe realizarse para todas las hipótesis de carga susceptibles de generar inestabilidad lateral.

23.2.2. Criterio de intraslacionalidad en puentes

En puentes y elementos de puentes, el criterio de intraslacionalidad de 23.2. puede suponerse satisfecho si, en cada sección del puente o elemento considerado, dicho criterio se cumple para:

$$\alpha_{cr} = \frac{M_l}{\Delta M_l} \quad \text{siendo:}$$

M_l el momento flector para la hipótesis de carga considerada, obtenido a partir de un análisis en primer orden que incluya, además, los efectos de las imperfecciones indicadas en el Artículo 22°.

ΔM_l es el incremento de los momentos flectores debidos a los desplazamientos de la estructura, estimados a partir de las deformaciones obtenidas en el análisis en primer orden.

Comentarios

Este criterio puede aplicarse a cualquier tipo de puentes, como puentes arco, pórtico o atirantados, así como a sus elementos comprimidos, como cordones comprimidos de celosías, rigidizadores longitudinales de alas o almas, etc.

23.3. Clasificación de estructuras arriostradas o no arriostradas

Una estructura puede clasificarse como arriostrada cuando su rigidez lateral está garantizada a través de un sistema de arriostramiento que permita desprestigiar la influencia de los efectos de segundo orden en su respuesta estructural, cuyo análisis global puede realizarse según la teoría en primer orden.

La rigidez del sistema de arriostramiento, para poder considerar una estructura como intraslacional, debe verificarse mediante los criterios establecidos en 23.2,

aplicados a la estructura a clasificar, analizada vinculada a dicho sistema de arriostramiento.

Adicionalmente, el sistema de arriostramiento deberá satisfacer los requisitos establecidos en 23.4.

Comentarios

Cuando un sistema de arriostramiento rigidiza lateralmente varias estructuras, o subestructuras, la aplicación de los criterios de intraslacionalidad de 24.2, deberá hacerse simultáneamente para el arriostramiento vinculado a todas las estructuras arriostradas por él.

23.4. Análisis de los sistemas de arriostramiento

El sistema de arriostramiento deberá dimensionarse para hacer frente a:

- Los efectos de las imperfecciones establecidas en el Artículo 22º, tanto para el propio sistema de arriostramiento como para todas las estructuras a las que arriostra.
- Todas las fuerzas horizontales que pudieran solicitar a las estructuras a las que arriostra.
- Todas las fuerzas horizontales y verticales que actúan directamente sobre el propio sistema de arriostramiento.

El conjunto de todas estas acciones puede considerarse que solicita únicamente al sistema de arriostramiento proyectado, no afectando significativamente a la respuesta de las estructuras a las que arriostra.

Artículo 24.º Métodos de análisis de la estabilidad global de estructuras

24.1. Principios básicos

En todas aquellas estructuras cuya rigidez lateral no sea suficiente para poderlas considerar como intraslacionales o arriostradas, según los criterios establecidos en 23.2 y 23.3, respectivamente, debe verificarse su estabilidad lateral global, según los métodos descritos en este artículo, que consideran los efectos de segundo orden así como las imperfecciones geométricas equivalentes, definidas en el Artículo 22º.

En función del tipo de estructura y del método de análisis global a realizar, la consideración de los efectos de segundo orden y de las imperfecciones puede abordarse por alguno de los métodos siguientes:

- a) Mediante un análisis global que incluya la totalidad de dichos efectos, es decir, las imperfecciones laterales globales equivalentes de la estructura traslacional, definidas en 22.3.1, y las imperfecciones iniciales equivalentes de los elementos comprimidos aislados, definidas en 22.3.2. En ambos casos, pueden utilizarse las fuerzas transversales equivalentes establecidas en 22.3.3.
- b) Mediante un análisis global traslacional de la estructura que considere únicamente los efectos de las imperfecciones laterales globales, seguido de un control de los efectos de la inestabilidad en los elementos comprimidos aislados, según los métodos establecidos en el Artículo 35º, o el método general indicado en 24.4.

En 22.3.2 se establecen limitaciones a la aplicabilidad de este método b) a estructuras traslacionales.

- c) En ciertos casos, contemplados en 35.1 y en el Anejo ???, puede resultar suficiente la verificación de los controles de inestabilidad en los elementos comprimidos aislados según el Artículo 35º, a partir de 'longitudes de pandeo' apropiadas (ver 35.1 y Anejo ???) basadas en

el modo de inestabilidad global de la estructura, y de las solicitaciones obtenidas según la teoría de primer orden, sin considerar las imperfecciones geométricas equivalentes.

Si se utiliza el método a), la verificación de la estabilidad de los elementos aislados comprimidos queda adecuadamente garantizada a través del análisis global en segundo orden de la estructura, no siendo preciso ningún control adicional al control resistente de las diferentes secciones bajo los esfuerzos resultantes del cálculo.

Si se utiliza el método b), la estabilidad de los elementos aislados comprimidos debe controlarse posteriormente, incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones locales en dichos elementos, no considerados previamente en el análisis global en segundo orden de la estructura (por ejemplo, pandeo por flexocompresión o pandeo lateral del elemento).

Para ello puede utilizarse, cuando resulten aplicables, los métodos establecidos en 35.3, suponiendo que el elemento aislado, con su longitud real, se halla sometido a las solicitaciones de flexión y compresión en sus extremos, obtenidas en el análisis global traslacional realizado. Con carácter general, podrán asimismo analizarse dichos elementos aislados, con sus longitudes reales, mediante el método general elastoplástico no lineal contemplado en 24.4, y sometidos a las solicitaciones ya citadas en ambos extremos.

Los métodos a) y b) exigen la consideración de los efectos de segundo orden, bajo las cargas exteriores y los efectos equivalentes de las imperfecciones, mediante un análisis estructural adecuado:

- Método general elastoplástico de análisis no lineal en teoría de segundo orden, según se contempla en 24.4.
- Métodos elásticos en teoría de segundo orden.
- En estructuras donde el primer modo de inestabilidad traslacional sea predominante, es posible efectuar un análisis elástico en primer orden, seguido de una amplificación de los resultados de dicho análisis (esfuerzos flectores, desplazamientos laterales, por ejemplo) mediante coeficientes adecuados, según se trata en 24.2.
- En ciertos casos concretos de estructuras de edificación, contemplados en 24.3, los métodos elásticos pueden aplicarse a pórticos con rótulas plásticas debidamente localizadas, considerando de forma adecuada la reducción de rigidez lateral en la estructura debida a la presencia de dichas rótulas plásticas.

Al tratarse de métodos de análisis no lineal, no resulta de aplicación el principio de superposición. Debe, por tanto, procederse a verificaciones independientes para todas las combinaciones de acciones, y sus eventuales nodos de inestabilidad asociados, que resultan relevantes.

Comentarios

La verificación de la estabilidad lateral global de una estructura no exime del control de la misma según eventuales modos de inestabilidad intraslacionales, ya que, en algunos casos, los esfuerzos en ciertos elementos (soportes o dinteles) pueden ser superiores a las solicitaciones según modos de inestabilidad traslacionales.

Cualquier elemento comprimido (soporte o dintel) deberá siempre controlarse para su posible pandeo local, tanto en el plano de la estructura como en el normal al mismo, considerando adecuadamente las vinculaciones en ambos extremos del elemento, y los posibles efectos no lineales de la traslacionalidad de la estructura en las solicitaciones de dicho elemento.

El recurso al método de las 'longitudes de pandeo' en estructuras traslacionales debe limitarse estrictamente a los casos contemplados en esta Instrucción, o a aquellos en los que el proyectista pueda garantizar, basándose en análisis previos precisos o en la bibliografía técnica especializada, que las 'longitudes de pandeo' elegidas aseguren dimensionamientos globales de la estructura del lado de la seguridad, ya que los efectos de segundo orden resultan muy sensibles a

la magnitud de la 'longitud de pandeo' utilizada en el dimensionamiento. Dichas 'longitudes de pandeo' deben siempre estimarse adoptando hipótesis conservadoras en la rigidez de las posibles vinculaciones en los extremos de los elementos comprimidos (articulaciones semirrígidas, o rótulas plásticas, en su caso) o en los apoyos de la estructura (rotaciones en la cimentación, por ejemplo).

Los métodos de análisis elástico en teoría de segundo orden citados en el articulado son métodos iterativos que incorporan los efectos de segundo orden, bien a través de la actualización paso a paso de la geometría de la estructura deformada, bien mediante la modificación de la matriz de rigidez, utilizando funciones de estabilidad o la matriz geométrica.

En caso de edificios o puentes con esquemas resistentes convencionales puede asimismo abordarse considerando el efecto p-delta fruto del desplazamiento relativo entre niveles o plantas. Los esfuerzos de segundo orden debidos a la traslacionalidad están asociados a desplazamientos transversales relativos entre los extremos de los diferentes elementos comprimidos. Pueden producirse bajo la acción de fuerzas horizontales (viento, sismo, por ejemplo) o, también, bajo la acción de fuerzas verticales si la estructura traslacional no es simétrica, o está sometida a hipótesis de carga no simétricas.

24.2. Análisis elástico de estructuras traslacionales

Los análisis elásticos en segundo orden, bajo la acción de las cargas exteriores y las imperfecciones geométricas equivalentes, son aplicables a cualquier tipo de estructura traslacional.

Alternativamente, puede utilizarse un análisis elástico en primer orden, bajo las acciones exteriores (verticales y horizontales) y las imperfecciones geométricas equivalentes, y amplificar los momentos flectores, esfuerzos cortantes y demás efectos debidos estrictamente a la deformación lateral, por el coeficiente:

$$\left(\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \right), \quad \text{siendo}$$

α_{cr} el factor de amplificación por el que debe multiplicarse la configuración de cargas de cálculo para alcanzar la inestabilidad elástica, según el modo de pandeo global considerado, tal y como se define en 23.2.

Este método simplificado sólo resulta aplicable a:

- Pórticos de edificación de una sola planta, a condición de que $\alpha_{cr} \geq 3,0$.
- Pórticos regulares de edificación de varias plantas, a condición de que $\alpha_{cr} \geq 3,0$ y todas las plantas presenten condiciones similares de:
 - distribución de cargas verticales, y
 - distribución de cargas horizontales, y
 - rigideces laterales de pórtico en relación a las acciones horizontales
- Puentes, o elementos de puentes, cuya respuesta traslacional esté básicamente condicionada por el primer modo de inestabilidad (sistemas asimilables a un grado de libertad).

En los demás casos, debe recurrirse a un método general de análisis elástico en segundo orden.

24.3. Análisis plástico de estructuras traslacionales

En general el análisis plástico de estructuras traslacionales no está permitido, salvo en los casos estrictamente contemplados en este articulado, o cuando se aplique el método general elastoplástico en teoría de segundo orden, descrito en 24.4.

El análisis rígido-plástico de estructuras traslacionales, con consideración indirecta de los efectos de segundo orden por inestabilidad lateral global, sólo está permitido en estructuras de edificación que cumplan las siguientes condiciones:

- Las secciones transversales de los elementos (dinteles, soportes) susceptibles de alojar una rótula plástica deberán satisfacer las exigencias de ductilidad establecidas en 20.5.
- Las secciones donde se forman rótulas plásticas deben ser simétricas y estar adecuadamente arriostradas frente al pandeo lateral y al pandeo en el plano perpendicular al pórtico.
- El factor de amplificación α_{cr} (ver 23.2) será mayor o igual a 5,0.
- Con las limitaciones anteriores, su aplicación queda restringida a las siguientes estructuras convencionales de edificación:
 - a) Pórticos ortogonales de una o dos plantas en lo que se cumple una de las dos condiciones siguientes:
 - No se permite el desarrollo de rótulas plásticas en los soportes.
 - Pueden aparecer rótulas plásticas en cabeza o base de soportes, aunque no en puntos intermedios, y se cumplen además las exigencias establecidas en 24.3.1.
 - b) Pórticos ortogonales de varias plantas en los que el mecanismo de rotura traslacional es un mecanismo incompleto, en el que sólo se permiten rotulaciones en soportes en las secciones de arranque de las plantas bajas. Además, el diseño de las secciones críticas garantizará que dichas posibles rótulas en las bases de soportes son las últimas que se desarrollan en la estructura, permaneciendo todas las secciones de soportes, en toda su altura, en rango elástico durante todo el proceso de desarrollo de las sucesivas rotulaciones en dinteles (ver fig. 24.3).

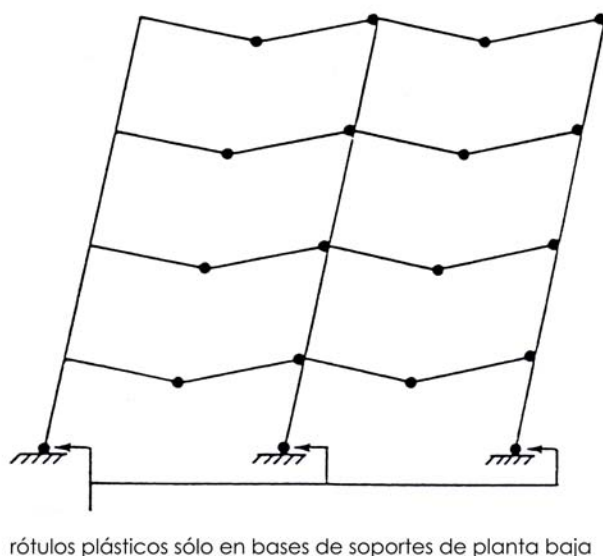


Fig. 24.3. Mecanismo plástico incompleto en pórticos ortogonales de varias plantas.

La consideración indirecta de los esfuerzos de segundo orden en estructuras traslacionales con rótulas rígido-plásticas, cuando sea de aplicación, puede realizarse mediante los modelos de análisis elástico en segundo orden de estructuras traslacionales, descritos en 24.1 y 24.2, reflejando de forma adecuada las rótulas plásticas en las condiciones de rigidez de los modelos elásticos correspondientes.

Comentarios

Salvo en estructuras de poca responsabilidad, o cuando la aplicabilidad del procedimiento simplificado a un tipo concreto de estructura se halle contrastada previamente con un análisis preciso por el método general, el análisis plástico de estructuras traslacionales no resulta en general recomendable, siendo preferible el recurso a los métodos incluidos en 24.2 y, si se quiere un análisis más afinado, en 24.4.

24.3.1. Requisitos en los soportes para el análisis plástico

En pórticos ortogonales de edificación, de una o dos plantas, en los que se verifiquen las exigencias establecidas en 24.3 para permitir un análisis simplificado rígido plástico traslacional que involucre rótulas plásticas en los extremos de todos o algunos de los soportes, es necesario asegurar la adecuada capacidad de rotación de dichas secciones, bajo la actuación simultánea de los esfuerzos de compresión solicitantes.

Este requisito puede considerarse satisfecho si, bajo los esfuerzos axiales obtenidos con un análisis rígido plástico en primer orden, se verifica que:

$$\bar{\lambda} \leq 0,32 \sqrt{A \cdot f_y / N_{sd}}, \quad \text{o su equivalente:}$$

$$N_{sd} \leq 0,10 N_{cr,i}, \quad \text{siendo:}$$

A el área del soporte, supuesto de sección constante.

f_y el límite elástico del acero.

N_{sd} el axial mayorado solicitante.

$\bar{\lambda}$ la esbeltez adimensional, correspondiente al axial crítico ideal de pandeo del soporte, y adoptando conservadoramente como longitud de pandeo la altura del soporte.

24.4. Método general de análisis no lineal en teoría de 2º orden

El método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden es aquél que considera simultáneamente los efectos de la no linealidad del comportamiento de los materiales y del equilibrio de la estructura en su configuración deformada.

Además, deben tenerse en cuenta las imperfecciones geométricas equivalentes a las imprecisiones constructivas y del material (tensiones residuales), establecidas en el Artículo 22º.

La consideración de los efectos de la no linealidad del material seguirá las indicaciones establecidas en 19.5, para secciones con y sin rigidizadores.

Con este método se justificará que la estructura, para las diferentes combinaciones de acciones, con sus correspondientes coeficientes parciales de seguridad, y modos de inestabilidad asociados, no presenta condiciones de inestabilidad global ni local, a nivel de sus elementos constitutivos, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de las diferentes secciones de dichos elementos.

Comentarios

El método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden resulta siempre de aplicación a cualquier estructura, o elemento aislado de la misma, si se consideran de forma adecuada y conservadora las condiciones de rigidez de los apoyos de la misma, o de las vinculaciones en los extremos del elemento, respectivamente.

La interacción entre los efectos de la no linealidad geométrica y la del material se irá evaluando mediante un proceso iterativo, o paso a paso, bajo incrementos monótonos crecientes de la configuración de cargas para la que se esté controlando la estructura.

Una alternativa simplificada al método general no lineal elastoplástico consiste en adoptar, para reflejar la respuesta no lineal del material, leyes $M-\chi$ aproximadas 'elastico-plásticas', en las que se supone que las secciones permanecen en rango elástico hasta que se alcanza el momento plástico en las mismas, convirtiéndose entonces en totalmente plásticas (rótulas plásticas). Con la configuración final de colapso de esfuerzos y deformaciones de la estructura, deberá necesariamente efectuarse un control adicional de ductilidad de las secciones donde se desarrollan las rótulas plásticas, principalmente en soportes comprimidos, para garantizar la capacidad de rotación exigible por dicho mecanismo de colapso.

Este método general no lineal 'elastico-plástico' puede resultar de gran utilidad para el análisis afinado de estructuras traslacionales de edificación. El proceso se desarrolla por pasos, mediante métodos elásticos de segundo orden o procesos p-delta, bajo incrementos monótonos crecientes de la configuración de cargas a considerar. Las condiciones de rigidez de la estructura se irán modificando progresivamente a medida que se vayan desarrollando las sucesivas rótulas.

TÍTULO 3.º PROPIEDADES TECNOLÓGICAS DE LOS MATERIALES Y DURABILIDAD

CAPÍTULO VI. MATERIALES

Artículo 25.º Generalidades

Este Capítulo prescribe los requisitos que deben cumplir los materiales utilizables en las estructuras de acero. El Artículo 26º define las características de composición química, mecánicas y tecnológicas que deben cumplir, así como los métodos de ensayo para su determinación. Los Artículos 27º y 28º se refieren, respectivamente, a los tipos de acero y a los diferentes productos (perfiles y chapas) utilizables.

El Artículo 29º especifica los medios de unión utilizables, y el Artículo 30º se refiere a los sistemas de protección necesarios.

Artículo 26.º Características de los aceros

26.1. Composición química

La composición química de los aceros utilizables para la fabricación de perfiles y chapas para estructuras de acero será la especificada en el apartado que corresponda, según el tipo de acero, en el Artículo 27º.

26.2. Características mecánicas

A los efectos de esta Instrucción, las características fundamentales que se utilizan para definir la calidad de los aceros son las siguientes:

- a) Diagrama tensión-deformación (carga unitaria-deformación)
- b) Carga unitaria máxima a tracción o resistencia a tracción (f_u)
- c) Límite elástico (f_y)
- d) Deformación correspondiente a la resistencia a tracción o deformación bajo carga máxima ($\epsilon_{máx}$)
- e) Deformación remanente concentrada de rotura (ϵ_u)
- f) Módulo de elasticidad (E)

- g) Estricción (Z) expresada en porcentaje
- h) Resiliencia (K_V)
- i) Tenacidad de fractura

Los fabricantes deberán garantizar, como mínimo, las características indicadas en b), c), d), e), f) y h)

Comentarios

El diagrama tensión-deformación del acero se representa en la figura 26.2

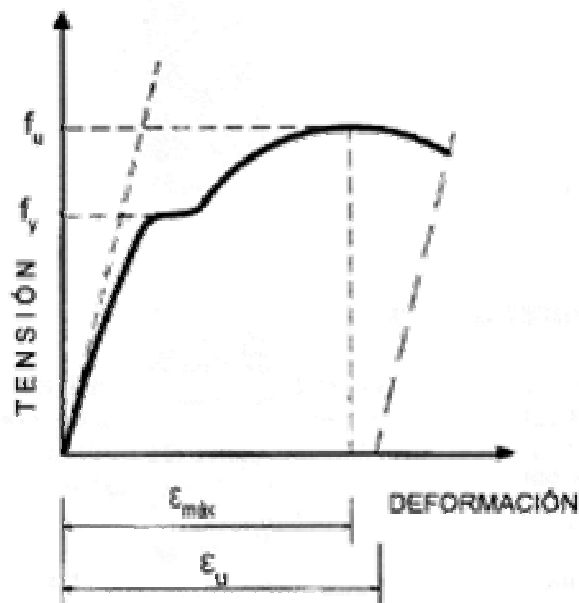


Figura 26.2: Diagrama tensión-deformación del acero

El límite elástico f_y se define como la carga unitaria correspondiente a una deformación remanente del 0,2 por 100. Este valor suele coincidir con el del escalón de cedencia en aquellos aceros que lo presentan.

La deformación remanente concentrada de rotura se evalúa midiéndola sobre una base que incluye la sección de rotura y zonas adyacentes, por lo que resulta afectada por una posible estricción.

La estricción se define como:

$$Z = \frac{A_i - A_u}{A_i} 100$$

siendo A_i y A_u , respectivamente, las secciones rectas, inicial y de rotura.

La resiliencia del acero es la energía absorbida en el ensayo de flexión por choque sobre probeta Charpy.

La tenacidad de fractura de un acero define la resistencia del material a la rotura frágil, es decir, sin deformación plástica apreciable. Esta característica del acero puede obtenerse de una manera

rigurosa mediante ensayos de Mecánica de Fractura. En general, sin embargo, no es preciso acudir a tales ensayos, siendo suficiente evaluar la tenacidad de fractura en términos de la resiliencia, como se hace en esta Instrucción (32.3).

26.3. Requisitos de ductilidad

Los aceros utilizables deberán cumplir los siguientes requisitos, al objeto de garantizar una ductilidad suficiente:

$$f_u/f_y \geq 1,10$$

$$\epsilon_u \geq 0,15$$

$$\epsilon_{\max} \geq 15 \epsilon_y$$

Siendo ϵ_u la deformación remanente concentrada de rotura medida sobre una base de longitud $5,65 \sqrt{A_o}$, donde A_o es la sección inicial y ϵ_y la deformación correspondiente al límite elástico, dada por $\epsilon_y = 0,002 + f_y/E$, siendo E el módulo de elasticidad del acero, para el que puede tomarse el valor convencional de 210.000 N/mm^2 , salvo que se diponga de resultados procedentes de ensayos del acero.

26.4. Características tecnológicas

La soldabilidad es la aptitud de un acero para ser soldado mediante los procedimientos habituales sin que aparezca fisuración en frío. Es una característica tecnológica importante, de cara a la ejecución de la estructura.

La resistencia al desgarro laminar del acero se define como la resistencia a la aparición de defectos en piezas soldadas sometidas a tensiones de tracción en dirección perpendicular a su superficie. Para evitar el desgarro laminar, se deberá reducir en lo posible dichas tensiones mediante un proyecto adecuado de los detalles constructivos correspondientes y analizar si es preciso emplear aceros poco susceptibles a este defecto, tales como los aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto, indicados en 27.2.5.

La aptitud al doblado es un índice de la ductilidad del material, y se define por la ausencia o presencia de fisuras en el ensayo de doblado. La aptitud al doblado es una característica opcional que debe verificarse sólo si lo exige el Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto o si lo indica el pedido.

Comentarios

La fisuración en frío en la zona soldada puede producirse por una combinación de los siguientes factores: existencia de hidrógeno, que puede difundirse en el metal de aportación; estructura frágil de la zona afectada térmicamente por la soldadura; y concentraciones importantes de tensiones de tracción en la unión soldada.

De acuerdo con el Articulado, deben elegirse las condiciones de soldeo y el nivel de soldabilidad, para cada tipo de acero, en función de los requisitos de producto, de su espesor, del proceso de soldeo, de la energía aportada a la soldadura, de la eficiencia de los electrodos y de las características del metal de aportación.

En la figura 26.4 se recogen ejemplos de mejora de detalles constructivos a los efectos de la resistencia al desgarro laminar.

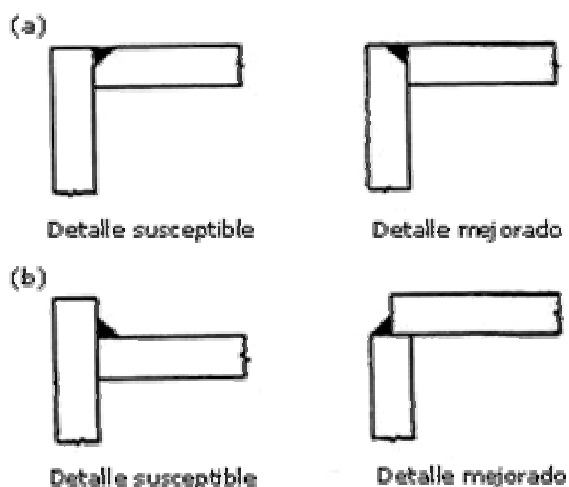


Figura 26.4: Mejora de detalles constructivos

26.5. Determinación de las características de los aceros

26.5.1. Composición química

En cuanto a composición química del acero, los contenidos más importantes son los de los elementos que aparecen en la expresión del valor del carbono equivalente (definido en 26.5.5), así como los contenidos en fósforo y azufre, cuya limitación obedece a la necesidad de minimizar las inclusiones.

La determinación de la composición química se efectuará mediante los métodos especificados en la norma UNE correspondiente al tipo de acero.

26.5.2. Características de tracción

La determinación de las características mecánicas de tracción (f_u , f_y , $\epsilon_{m\acute{a}x}$, ϵ_u , E) se efectuará mediante el ensayo de tracción normalizado en UNE 7474-1:1992.

La determinación de la estricción (Z) se realizará a partir de las secciones rectas, inicial y de rotura, de la probeta sometida al ensayo de tracción, mediante la expresión indicada en 26.2.

26.5.3. Resiliencia

La determinación de la resiliencia se efectuará mediante el ensayo de flexión por choque sobre probeta Charpy normalizado en UNE 7475-1:1992.

Comentarios

La resiliencia, medida en julios (J), se determina mediante el ensayo, a una temperatura prefijada, de una probeta entallada normalizada. Frecuentemente, las normas de producto exigen que las

probetas absorban una energía de impacto mayor que 27 J a una temperatura de ensayo prefijada. A dicha temperatura se le denomina entonces T_{27J} .

26.5.4. Tenacidad de fractura

La determinación rigurosa de la tenacidad de fractura se efectuará, en los casos especiales en que se requiera, mediante ensayos específicos de Mecánica de Fractura, que deberán realizarse en laboratorios especializados.

26.5.5. Soldabilidad (carbono equivalente)

El parámetro fundamental de los aceros desde el punto de vista de la soldabilidad es el valor del carbono equivalente (CEV) que se establece para cada tipo de acero.

El valor del carbono equivalente se define mediante la siguiente expresión en la que los contenidos de los elementos químicos indicados se expresan en tanto por ciento:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

No obstante, se considerará que se cumple el requisito de soldabilidad en un acero cuyo valor del carbono equivalente supere al establecido en esta Instrucción para el mismo, si se demuestra documentalmente la soldabilidad del acero con el método de soldeo que se va a utilizar, de acuerdo con las siguientes Normas: para el soldeo por fusión, se deben cumplir las UNE-EN 288-1:1993 y UNE-EN 288-1/A1:1997; para el soldeo por arco, se deben cumplir las UNE-EN 288-2:1993 y UNE-EN 288-2/A1:1997.

26.5.6. Características de doblado

La determinación de la aptitud al doblado se efectuará comprobando la ausencia de fisuras en el ensayo de doblado simple, normalizado en UNE 7472:1989.

26.5.7. Resistencia al desgarro laminar

La comprobación de que un acero es resistente al desgarro laminar se efectuará mediante la obtención de la estricción en el ensayo de tracción, debiendo cumplirse lo especificado en la tabla 27.2.5.

Artículo 27.º Tipos de acero

Esta Instrucción contempla los siguientes tipos de acero utilizables en perfiles y chapas para estructuras de acero:

- Aceros laminados en caliente. Se entiende por tales los aceros no aleados, sin características especiales de resistencia mecánica ni resistencia a la corrosión, y con una microestructura normal.
- Aceros con características especiales. Se consideran los siguientes tipos:
 - a. aceros normalizados de grano fino para construcción soldada
 - b. aceros de laminado termomecánico de grano fino para construcción soldada
 - c. aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros autopatinables).
 - d. aceros templados y revenidos

- e. aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.
- Aceros conformados en frío. Se entiende por tales los aceros cuyo proceso de fabricación consiste en un conformado en frío, que les confiere unas características específicas desde los puntos de vista de la sección y la resistencia mecánica.

27.1. Aceros laminados en caliente

Los aceros laminados en caliente utilizables a los efectos de esta Instrucción son los que corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 27.1a

Tabla 27.1a: Aceros laminados en caliente

Grado \ Tipo	S 235	S 275	S 355
JR	S 235 JR	S 275 JR	S 355 JR
J0	S 235 J0	S 275 J0	S 355 J0
J2	S 235 J2	S 275 J2	S 355 J2
K2	-	-	S 355 K2

Se admiten los estados de desoxidación FN (no se admite acero efervescente) y FF (acero calmado)

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 27.1b.

Tabla 27.1b: CEV máximo

Tipo	Espesor nominal de producto t (mm)			
	≤ 30	30 < t ≤ 40	40 < t ≤ 150	150 < t ≤ 250
S 235	0,35	0,35	0,38	0,40
S 275	0,40	0,40	0,42	0,44
S 355	0,45	0,47	0,47	0,49

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 27.1.c

Tabla 27.1c: Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S235 JR, S275 JR, S355 JR	0,045	0,045
S235 J0, S275 J0, S355 J0	0,040	0,040
S235 J2, S275 J2, S355 J2, S355 K2	0,035	0,035

En la tabla 27.1.d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero

Tabla 27.1d: Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 80	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 235	235	360 < f_u < 510	215	360 < f_u < 510
S 275	275	430 < f_u < 580	255	410 < f_u < 560
S 355	355	510 < f_u < 680	335	470 < f_u < 630

En la tabla 27.1.e se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 27.1e: Resiliencia (J), según el espesor nominal de producto t (mm)

Grado	Temperatura de ensayo (°C)	Resiliencia (J)		
		$t \leq 150$	$150 < t \leq 250$	$250 < t \leq 400$
JR	20	27	27	-
J0	0	27	27	-
J2	-20	27	27	27
K2	-20	40 (*)	33	33

(*) Equivale a una resiliencia de 27J a -30°C .

Para $t \leq 12$ mm se aplicará lo indicado en prEN 10025-1:2002

Todos los tipos y grados de acero de la tabla 27.1a son, generalmente, aptos para el soldeo por todos los procedimientos, siendo creciente la soldabilidad desde el grado JR hasta el K2.

Los aceros normalizados en prEN 10025-2:2002 se consideran aceros laminados en caliente, a los efectos de esta Instrucción.

27.2. Aceros con características especiales

27.2.1. Aceros normalizados de grano fino, para construcción soldada

Los aceros normalizados de grano fino, para construcción soldada, utilizables a los efectos de esta Instrucción corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 27.2.1a

Tabla 27.2.1a: Aceros normalizados de grano fino, para construcción soldada

Grado \ Tipo	S 275	S 355	S 420	S 460
N	S 275 N	S 355 N	S 420 N	S 460 N
NL	S 275 NL	S 355 NL	S 420 NL	S 460 NL

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 27.2.1b.

Tabla 27.2.1b: CEV máximo

Tipo	Espesor nominal t (mm)		
	$t \leq 63$	$63 < t \leq 100$	$100 < t \leq 250$
S 275 N/NL	0,40	0,40	0,42
S 355 N/NL	0,43	0,45	0,45
S 420 N/NL	0,48	0,50	0,52
S 460 N/NL	0,53	0,54	0,55

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 27.2.1c

Tabla 27.2.1c: Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S275 N, S355 N, S420 N, S460 N	0,035	0,030
S275 NL, S355 NL, S420 NL, S460 NL	0,030	0,025

En la tabla 27.2.1d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 27.2.1d: Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 275 N/NL	275	$370 < f_u < 510$	255	$370 < f_u < 510$
S 355 N/NL	355	$470 < f_u < 630$	335	$470 < f_u < 630$
S 420 N/NL	420	$520 < f_u < 680$	390	$520 < f_u < 680$
S 460 N/NL	460	$540 < f_u < 720$	430	$540 < f_u < 720$

En la tabla 27.2.1e se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero

Tabla 27.2.1e: Resiliencia (J) según la dirección, longitudinal (L) o transversal (T), de ensayo

Grado	Dirección	Temperatura de ensayo (°C)						
		20	0	-10	-20	-30	-40	-50
N	L	55	47	43	40(*)	-	-	-
	T	31	27	24	20	-	-	-
NL	L	63	55	51	47	40	31	27
	T	40	34	30	27	23	20	16

(*) Equivale a una resiliencia de 27J a -30°C.

En esta tabla, la verificación de valores se efectuará, salvo que el Pliego de Prescripciones Técnicas disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección longitudinal, y a una temperatura de -20°C, o -50°C, para los grados N y NL, respectivamente.

Todos los tipos y grados de acero de la tabla 27.2.1a deben ser aptos para el soldeo por los procedimientos habituales.

Los aceros normalizados en prEN 10025-3:2002 se consideran aceros normalizados de grano fino, para construcción soldada, a los efectos de esta Instrucción.

Comentarios

Se denominan aceros de grano fino a los aceros con un índice equivalente de tamaño de grano ferrítico igual o mayor que 6, determinado según la Euronorma 103:1971.

El laminado normalizado es un procedimiento de laminación en el que la deformación final se realiza en un intervalo determinado de temperatura que conduce a un estado de material, equivalente al que se obtendría después de un tratamiento de normalización. La letra N incluida en la designación de estos aceros hace referencia al normalizado.

27.2.2. Aceros de laminado termomecánico de grano fino para construcción soldada

Los aceros de laminado termomecánico de grano fino para construcción soldada utilizables a los efectos de esta Instrucción corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 27.2.2a

Tabla 27.2.2a Aceros de laminado termomecánico de grano fino, para construcción soldada

Grado \ Tipo	S 275	S 355	S 420	S 460
M	S 275 M	S 355 M	S 420 M	S 460 M
ML	S 275 ML	S 355 ML	S 420 ML	S 460 ML

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 27.2.2b

Tabla 27.2.2b: CEV máximo

Tipo	Espesor nominal t(mm)			
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t$
S 275 M/ML	0,34	0,34	0,35	0,38
S 355 M/ML	0,39	0,39	0,40	0,45
S 420 M/ML	0,43	0,45	0,46	0,47
S 460 M/ML	0,45	0,46	0,47	0,48

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 27.2.2c

Tabla 27.2.2c: Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S275 M, S355 M, S420 M, S460 M	0,035	0,030
S275 ML, S355 ML, S420 ML, S460 ML	0,030	0,025

En la tabla 27.2.2d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 27.2.2d: Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t(mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 275 M/ML	275	$370 < f_u < 530$	255	$360 < f_u < 520$
S 355 M/ML	355	$470 < f_u < 630$	335	$450 < f_u < 610$
S 420 M/ML	420	$520 < f_u < 680$	390	$500 < f_u < 660$
S 460 M/ML	460	$540 < f_u < 720$	430	$530 < f_u < 710$

En la tabla 27.2.2e se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 27.2.2e: Resiliencia (J) según la dirección, longitudinal (L) o transversal (T), de ensayo

Grado	Dirección	Temperatura de ensayo (°C)						
		20	0	-10	-20	-30	-40	-50
M	L	55	47	43	40(*)	-	-	-
	T	31	27	24	20	-	-	-
ML	L	63	55	51	47	40	31	27
	T	40	34	30	27	23	20	16

(*) Equivale a una resiliencia de 27J a -30°C.

En esta tabla, la verificación de valores se efectuará, salvo que el Pliego de Prescripciones Técnicas disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección

longitudinal, y a una temperatura de – 20 °C, o – 50 °C, para los grados M y ML, respectivamente.

Todos los tipos y grados de acero de la tabla 27.2.2a deben ser aptos para el soldeo por los procedimientos habituales.

Los aceros normalizados en prEN 10025-4:2002 se consideran aceros de laminado termomecánico de grano fino para construcción soldada, a los efectos de esta Instrucción.

Comentarios

El laminado termomecánico es un procedimiento de laminación en el que la deformación final se realiza en un intervalo determinado de temperatura que conduce a un estado del material con ciertas características que no se pueden obtener o repetir mediante sólo tratamiento térmico. Un calentamiento posterior por encima de 580°C puede disminuir los valores de la resistencia mecánica, lo que aconseja en tales casos seguir las indicaciones del fabricante. La laminación termomecánica puede incluir procesos de refrigeración acelerados, con o sin revenido, incluyendo el auto-revenido, pero excluyendo el temple directo y el temple y revenido.

En el caso de aportaciones locales de calor (soldaduras, oxicorte), al estar limitada la zona de acero afectada por el calentamiento, el efecto de reducción de características mecánicas se circunscribe al entorno inmediato de la soldadura, sin afectar al comportamiento global del elemento.

La letra M incluida en la designación de estos aceros hace referencia al laminado termomecánico.

27.2.3. Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (autopatinables)

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros autopatinables) utilizables a los efectos de esta Instrucción corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 27.2.3a

Tabla 27.2.3a Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica

Grado \ Tipo	S 235	S 355
J0	S 235 J0W	S 355 J0W
J2	S 235 J2 W	S 355 J2W
K2		S 355 K2 W

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá ser menor o igual que 0,44 para el tipo S235, y que 0,52 para el tipo S 355.

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 27.2.3b

Tabla 27.2.3b: Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S235 J0W, S355 J0W	0,040	0,040
S235 J2W	0,040	0,035
S355 J2W, S355 K2W	0,035	0,035

En la tabla 27.2.3c se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 27.2.3c Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 80	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 235 J0W S 235 J2W	235	360 < f_u < 510	215	360 < f_u < 510
S 355 J0W S 355 J2W S 355 K2W	355	510 < f_u < 680	335	470 < f_u < 630

En la tabla 27.2.3d se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 27.2.3d Resiliencia (J)

Grado	Temperatura de ensayo (°C)	Resiliencia (J)
J0	0	27
J2	-20	27
K2	-20	40 (*)

(*) Equivale a una resiliencia de 27 J a -30°C

Para t ≤ 12 mm se aplicará lo indicado en prEN 10025-1:2000.

Todos los tipos de aceros indicados son soldables, pero su soldabilidad no es ilimitada para los diferentes procesos de soldadura. Por ello, el suministrador deberá facilitar a la Dirección de Obra los procedimientos recomendados para realizar, cuando sea necesario, las soldaduras. En todo caso, debe eliminarse antes de la soldadura la pátina autoprotectora que se haya formado en la zona próxima (a menos de 20 mm) de los bordes de la unión. Debe asegurarse que la soldadura sea también resistente a la corrosión atmosférica.

Los aceros normalizados en prEN 10025-5:2001 se consideran aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, a los efectos de esta Instrucción.

Comentarios

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica presentan, en su composición química, ciertos elementos de aleación, como cobre, cromo, níquel, molibdeno, etc, lo que hace que se forme una capa de óxido o pátina autoprotectora que los protege ulteriormente de la corrosión atmosférica, de ahí que se les conozca también como aceros autopatinables. La letra W incluida en la designación de estos aceros hace referencia a esta condición de autopatinables.

Debe tenerse en cuenta que la resistencia mejorada a la corrosión atmosférica de estos aceros es función del contenido y distribución de los elementos microaleados que le confieren dicha resistencia (cobre, cromo, níquel, etc) pero también de que existan períodos sucesivos alternados de humedad-sequedad que permitan la formación de la pátina autoprotectora. Por ello, es

necesario proteger superficialmente el acero en los casos en que se prevé que su superficie va a estar en contacto con agua durante largos períodos, permanentemente húmeda, o sometida a ambiente marino con salinidad moderada o elevada (clases de exposición C4, C5-I, C5-M, Im1, Im2). En todo caso, en igualdad de condiciones, un acero autopatinable con protección superficial es más resistente a la corrosión que un acero convencional con la misma protección.

27.2.4. Aceros templados y revenidos

Los aceros templados y revenidos utilizables a los efectos de esta Instrucción corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 27.2.4a

Tabla 27.2.4a: Aceros templados y revenidos

Grado	Tipo	S 460
		S 460 Q S 460 QL S 460 QL1

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 27.2.4b

Tabla 27.2.4b: Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S460 Q	0,030	0,017
S460 QL, S460 QL1	0,025	0,012

En la tabla 27.2.4c se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico mínimo f_y y resistencia a tracción f_u para estos aceros.

Tabla 27.2.4c Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t(mm)			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 80	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 460 Q S 460 QL S 460 QL1	460	550< f_u <720	440	550< f_u <720

En la tabla 27.2.4d se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 27.2.4d Resiliencia (J) según la dirección, longitudinal (L) o transversal (T), de ensayo.

Grado	Dirección	Temperatura de ensayo (°C)			
		0	-20	-40	-60
Q	L	40	30	-	-
	T	30	27	-	-
QL	L	50	40	30	-
	T	35	30	27	-
QL1	L	60	50	40	30
	T	40	35	30	27

En esta tabla, la verificación de valores se efectuará, salvo que el Pliego de Prescripciones Técnicas disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección

longitudinal, y a una temperatura de -20°C , -40°C o -60°C , para los grados Q, QL y QL1 respectivamente.

Dada su composición química, y al objeto de garantizar la soldabilidad del acero, el suministrador deberá informar a la Dirección de Obra de los elementos de aleación que se han incorporado al acero que se suministra, y de los procedimientos recomendados para realizar, cuando sea necesario, las soldaduras.

Los aceros normalizados en prEN 10025-6:2001 se consideran aceros templados y revenidos, a los efectos de esta Instrucción.

Comentarios

El proceso de templeado y revenido consiste en un enfriamiento rápido seguido de un calentamiento a temperatura especificada y un enfriamiento a velocidad controlada. Este proceso conduce a un estado del material con ciertas características que no se pueden repetir mediante un tratamiento térmico de normalizado. Un calentamiento posterior por encima de 580°C puede disminuir los valores de la resistencia mecánica, lo que aconseja en tales casos seguir las indicaciones del fabricante. En el caso de aportaciones locales de calor (soldaduras, oxicorte), al estar limitada la zona de acero afectada por el calentamiento, el efecto de la reducción de características mecánicas se circunscribe al entorno inmediato de soldadura, sin afectar al comportamiento global del elemento. En la designación de estos aceros se incluye la letra Q, correspondiente al proceso indicado.

27.2.5. Aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto

Los aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto utilizables a los efectos de esta Instrucción son aceros tipificados en alguno de los apartados de este Artículo 27, que cumplen, además, los valores mínimos de estricción de la tabla 27.2.5, obtenida en ensayo de tracción en la dirección del espesor.

Tabla 27.2.5 Grados y valores mínimos de estricción

Grado	Estricción (%)	
	Valor mínimo medio de 3 ensayos	Valor mínimo individual
Z 15	15	10
Z 25	25	15
Z 35	35	25

Los aceros normalizados en EN 10164:1993 se consideran aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto, a los efectos de esta Instrucción.

Comentarios

Los aceros referidos en este Apartado corresponden a alguno de los tipos indicados en el Artículo 27, y por tanto cumplen las condiciones del apartado correspondiente a su tipo, y, además, tienen una resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie, lo que les confiere una mayor isotropía, que puede ser importante en algunas construcciones soldadas. Esta mejora de resistencia a la deformación transversal se evalúa a través de la medida de la estricción obtenida en un ensayo de tracción en la dirección del espesor. La letra Z incluida en la designación de los grados de estos aceros hace referencia a la estricción.

Así, a título de ejemplo, un acero de acuerdo con pr EN 10025-2-2002, del tipo S 355 y grado J0, con características mejoradas de deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto, según EN 10164:1993 de grado Z 25, se designaría de la siguiente manera:

Acero pr EN 10025-2 S 355 J0 + EN 10164-Z25

27.3. Aceros conformados en frío.

Los aceros conformados en frío utilizables a los efectos de esta Instrucción corresponden a los tipos y grados recogidos en las tablas 27.3a y 27.3b, según que el acero sea no aleado o de grano fino, respectivamente.

Tabla 27.3a: Aceros conformados en frío no aleados

Grado \ Tipo	S 235	S 275	S 355
JR	S 235 JRH	-	-
J0	-	S 275 J0H	S 355 J0H
J2	-	S 275 J2H	S 355 J2H

Tabla 27.3b: Aceros conformados en frío de grano fino

Grado \ Tipo	S 275	S 355	S 420	S 460
N	S 275 NH	S 355 NH	-	S 460 NH
NL	S 275 NLH	S 355 NLH	-	S 460 NLH
M	S 275 MH	S 355 MH	S 420 MH	S 460 MH
ML	S 275 MLH	S 355 MLH	S 420 MLH	S 460 MLH

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 27.3c.

Tabla 27.3c: CEV máximo

Tipo	CEV
S 235 JRH	0,35
S 275 J0H, S 275 J2H	0,40
S 355 J0H, S 355 J2H	0,45
S 275 NH, S 275 NLH	0,40
S 275 MH, S 275 MLH	0,34
S 355 NH, S 355 NLH	0,43
S 355 MH, S 355 MLH	0,39
S 420 MH, S 420 MLH	0,43
S 460 NH, S 460 NLH	0,50 (*)
S 460 MH, S 460 MLH	0,50 (*)

(*) Además, deberán cumplirse las siguientes condiciones en el análisis de colada: $V+Nb+Ti \leq 0,22\%$; $Mo+Cr \leq 0,30\%$, donde V, Nb, Ti, Mo, Cr son los tantos por ciento de los correspondientes elementos.

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 27.3d

Tabla 27.3.d: Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S235 JRH	0,055	0,055
S275 J0H, S355 J0H	0,050	0,050
S275 J2H, S355 J2H	0,045	0,045
S275 NH, S355 NH, S460 NH	0,040	0,035
S275 NLH, S355 NLH, S460 NLH	0,035	0,030
S275 MH, S355 MH, S420 MH, S460 MH	0,040	0,035
S275 MLH, S355 MLH, S420 MLH, S460 MLH	0,035	0,030

En la tabla 27.3e se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 27.3e: Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	f_y	f_u
S235 JRH	235	360< f_u <510
S 275 J0H, S 275 J2H	275	430< f_u <580
S 355 J0H, S 355 J2H	355	510< f_u <680
S 275 NH, S 275 NLH	275	370< f_u <540
S 275 MH, S 275 MLH	275	370< f_u <510
S 355 NH, S 355 NLH	355	470< f_u <630
S 355 MH, S 355 MLH	355	450< f_u <610
S 420 MH, S 420 MLH	420	500< f_u <660
S 460 NH, S 460 NLH	460	550< f_u <720
S 460 MH, S 460 MLH	460	530< f_u <720

En la tabla 27.3f se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 27.3f: Resiliencia (J)

Grado	Temperatura de ensayo (°C)	Resiliencia (J)
JR	20	27
J0	0	27
J2	-20	27
N, M	-20	40
NL,ML	-50	27

Todos los tipos y grados de acero de las tablas 27.3a y 27.3b deben ser aptos para el soldeo por los procedimientos habituales.

Los aceros normalizados en UNE-EN 10219-1:1998 se consideran aceros conformados en frío, a los efectos de esta Instrucción.

Comentarios

El conformado en frío es un proceso donde el conformado principal se efectúa a temperatura ambiente. Posteriormente a dicho conformado, no existe ningún tratamiento térmico. En la designación de estos aceros se incluye la letra H, indicativa de que estos aceros se suministran, generalmente, en perfiles huecos.

En la designación de los aceros conformados en frío de grano fino, la letra N indica el estado normalizado o laminado normalizado, la letra M se refiere al estado de laminado termomecánico y la letra L corresponde a grados con valores mínimos de resiliencia especificados a -50°C .

Artículo 28.º Productos de acero

En las estructuras de acero se utilizarán exclusivamente los perfiles y chapas contemplados en este Artículo, con las dimensiones y tolerancias que en cada caso se indican.

Los perfiles y chapas deben ser elaborados con los aceros especificados en el Artículo 27º.

28.1. Perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente

Perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente, a los efectos de esta Instrucción, son los productos obtenidos mediante laminación en caliente, de espesor mayor o igual que 3 mm, de sección transversal llena y constante, empleados en la construcción de estructuras o en la fabricación de elementos de acero estructural.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la tabla 28.1.

Tabla 28.1 : Series de perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Perfil IPN	UNE 36521:1996	UNE-EN 10024:1995
Perfil IPE	UNE 36526:1994	UNE-EN 10034:1994
Perfil HEB (base)	UNE 36524:1994	UNE-EN 10034:1994
Perfil HEA (ligero)	UNE 36524:1994	UNE-EN 10034:1994
Perfil HEM (pesado)	UNE 36524:1994	UNE-EN 10034:1994
Perfil U Normal (UPN)	UNE 36522:2001	UNE-EN 10279:2001
Perfil U Comercial (U)	UNE 36525:2001	UNE-EN 10279:2001
Angular de lados iguales (L)	UNE-EN 10056-1:1999	UNE-EN 10056-2:1994
Angular de lados desiguales (LD)	UNE-EN 10056-1:1999	UNE-EN 10056-2:1994
Perfil T	UNE-EN 10055:1996	UNE-EN 10055:1996
Redondo	UNE 36541:1976	UNE 36541:1976
Cuadrado	UNE 36542:1976	UNE 36542:1976
Rectangular	UNE 36543:1980	UNE 36543:1980
Hexagonal	UNE 36547:1976	UNE 36547:1976
Chapa (*)	UNE 36559:1992	UNE 36559:1992

(*) La chapa es el producto laminado plano de anchura mayor que 600 mm, utilizado principalmente como material de partida para la fabricación de elementos planos. Según su espesor t se clasifica en chapa media ($3\text{ mm} \leq t \leq 4'75\text{ mm}$) y chapa gruesa ($t > 4'75\text{ mm}$).

28.2. Perfiles huecos laminados en caliente

Perfiles huecos laminados en caliente, a los efectos de esta Instrucción, son los perfiles huecos estructurales de sección transversal constante, de espesor igual o mayor que 2 mm, producidos por laminación en caliente (con o sin tratamiento térmico posterior), o por conformado en frío seguido por un tratamiento térmico para obtener unas condiciones metalúrgicas equivalentes a las del laminado en caliente, empleados en la construcción de estructuras.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la tabla 28.2

Tabla 28.2 : Series de perfiles huecos laminados en caliente.

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Sección circular	pr EN 10210-2:2002	pr EN 10210-2:2002
Sección cuadrada		
Sección rectangular		
Sección elíptica		

28.3. Perfiles huecos conformados en frío

Perfiles huecos conformados en frío, a los efectos de esta Instrucción, son los perfiles huecos estructurales soldados conformados en frío sin tratamiento térmico posterior, de espesor mayor o igual que 2 mm, de sección transversal constante, empleados en la construcción de estructuras.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la tabla 28.3

Tabla 28.3 : Series de perfiles huecos conformados en frío.

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Sección circular	pr EN 10219-2: 2002	pr EN 10219-2: 2002
Sección cuadrada		
Sección rectangular		
Sección elíptica		

28.4. Perfiles de sección abierta conformados en frío

Perfiles de sección abierta conformados en frío, a los efectos de esta Instrucción, son los perfiles de sección constante, con formas diversas, producidos por conformado

en frío de chapas planas laminadas en caliente o en frío, empleados en la construcción de estructuras.

Deberán corresponder a alguna de las secciones siguientes:

- Perfil L
- Perfil U
- Perfil C
- Perfil Z
- Perfil Omega
- Perfil Tubo abierto

La norma EN 10162:2003 establece las dimensiones y tolerancias de los perfiles de sección abierta conformados en frío.

28.5. Perfiles y chapas no normalizados

Además de los perfiles y chapas considerados en los apartados 28.1 a 28.4, que corresponden a series normalizadas, podrán emplearse en la construcción de estructuras perfiles y chapas no normalizados, bien sean de formas abiertas especiales, o variantes de series normalizadas (por ejemplo, perfiles U con dimensiones no normalizadas), siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- los perfiles y chapas están elaborados con aceros especificados en el Artículo 27º.
- el fabricante garantiza las dimensiones y tolerancias, dimensionales y de forma, de los perfiles y chapas.
- el fabricante suministra los valores de los datos de la sección necesarios para el proyecto (área de la sección transversal, momentos de inercia, módulos resistentes, radios de giro, posición del centro de gravedad).

Artículo 29.º Medios de unión

29.1. Generalidades

Los medios de unión que contempla esta Instrucción son los constituidos por tornillos, tuercas y arandelas, para uniones atornilladas, y el material de aportación, para uniones soldadas.

Comentarios

El Articulado no contempla el empleo de roblones como medio de unión, reconociendo el desuso generalizado en que han caído los mismos.

29.2. Tornillos, tuercas y arandelas

Los tornillos utilizables a los efectos de esta Instrucción en uniones de estructuras de acero corresponden a los grados recogidos en la tabla 29.2a, con las especificaciones de límite elástico f_{yb} , y resistencia a tracción f_{ub} que en la misma se indican.

Tabla 29.2a: Límite elástico mínimo f_{yb} y resistencia a tracción mínima f_{ub} de los tornillos (N/mm²)

Tipo	Tornillos ordinarios			Tornillos de alta resistencia	
Grado	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	300	480	640	900
f_{ub}	400	500	600	800	1.000

No se utilizarán tornillos de grado inferior a 4.6 o superior a 10.9 sin justificación experimental documentada de que son adecuados para la unión a la que se destinan.

Los tornillos normalizados en las normas recogidas en la tabla 29.2b se consideran tornillos utilizables a los efectos de esta Instrucción. En la tabla se indican, para cada grupo normalizado de tornillos, las normas relativas a las tuercas y arandelas que pueden utilizarse con aquellos.

Tabla 29.2b: Compatibilidad de uso de tornillos, tuercas y arandelas

Tornillos normalizados	Tuercas normalizadas	Arandelas normalizadas
EN ISO 4014:2000 EN ISO 4016:2000 UNE EN ISO 4017:2001 EN ISO 4018:2000	EN 24032:1991 EN ISO 4034:2000 ISO 7413:1984	ISO 7089:2000 ISO 7090:2000 ISO 7091:2000
ISO 7411:1984	ISO 4775:1984	ISO 7415:1984 ISO 7416:1984
ISO 7412:1984	ISO 7414:1984	ISO 7415:1984 ISO 7416:1984

Podrán pretensarse únicamente los tornillos de grados 8.8 y 10.9 .

Los tornillos normalizados en ISO 7411:1984 que correspondan a los grados 8.8 y 10.9 se consideran tornillos aptos para ser pretensados.

29.3. Tipos especiales de tornillos

Esta Instrucción contempla la utilización, como tipos especiales, de los tornillos de cabeza avellanada, los tornillos calibrados y los tornillos de inyección.

Deben ser fabricados con materiales que cumplan lo establecido en 29.2. Pueden utilizarse como tornillos sin pretensar o tornillos pretensados (en este último caso, deben cumplir los requisitos establecidos al respecto en 29.2).

29.3.1. Tornillos de cabeza avellanada

Son tornillos cuya forma y tolerancias dimensionales hacen que, una vez instalados, deben quedar enrasados nominalmente con la cara exterior de la chapa externa.

29.3.2. Tornillos calibrados

Los tornillos calibrados se instalan en agujeros que, cuando están previstos para ser escariados in situ, deben pretaladrarse mediante taladro o punzón con un diámetro, al menos, 3 mm inferior al diámetro definitivo. Cuando el tornillo debe unir varias chapas, deben mantenerse firmemente unidas éstas durante el escariado.

El escariado debe realizarse con un dispositivo de husillo fijo, no debiendo emplearse lubricantes ácidos.

29.3.3. Tornillos de inyección

Los tornillos de inyección son tipos especiales de tornillos que disponen de una perforación en la cabeza por donde se inyecta resina para rellenar toda la holgura existente entre su espiga y el agujero.

La cabeza del tornillo de inyección debe presentar un agujero con diámetro mínimo 3,2 mm, al que se acopla la cánula del dispositivo de inyección. Debajo de la cabeza del tornillo debe usarse una arandela especial, cuyo diámetro interior debe ser como mínimo 0,5 mm mayor que el diámetro real del tornillo y que debe tener un lado mecanizado. Debajo de la tuerca debe emplearse una arandela especial ranurada.

El apriete del tornillo debe realizarse antes de iniciar el procedimiento de inyección. Ésta consistirá en una resina de dos componentes, cuya temperatura debería estar comprendida entre 15 y 25 grados centígrados. En el momento de la inyección la unión debe estar limpia de agua.

29.4. Material de aportación

El material de aportación utilizable para la realización de soldaduras (electrodos) deberá ser apropiado para el proceso de soldeo, teniendo en cuenta el material a soldar y el procedimiento de soldeo; además deberá tener unas características mecánicas, en términos de límite elástico, resistencia a tracción, deformación bajo carga máxima y resiliencia, no inferiores a las correspondientes del material de base que constituye los perfiles o chapas que se pretende soldar.

En el caso de soldar acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, el material de aportación deberá tener una resistencia a la corrosión equivalente a la del metal base, salvo que permita otra cosa el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto.

Artículo 30.º Sistemas de protección

Este Artículo establece los tipos de pintura y sistemas de pintura que pueden utilizarse para la protección de estructuras de acero, así como las prescripciones técnicas que deben cumplir, según la durabilidad requerida del sistema de pintura protector.

30.1. Tipos de pintura

Pueden emplearse los siguientes tipos de pintura:

- pinturas de secado al aire
- pinturas de curado físico
 - pinturas en base disolvente
 - pinturas en base agua
- pinturas de curado químico
 - pinturas epoxídicas de dos componentes
 - pinturas de poliuretano de dos componentes
 - pinturas de curado por humedad

Comentarios

Las pinturas de secado al aire endurecen por evaporación de los disolventes orgánicos o del agua, seguida por la reacción del ligante con el oxígeno del aire.

Las pinturas en base disolvente secan por evaporación de los disolventes. Las pinturas en base agua endurecen por evaporación del agua y formación en película del ligante disperso.

Las pinturas de curado químico constan de un componente base y de un agente de curado, secando por evaporación de los disolventes, si existen, y reacción química entre la base y el agente de curado. Según que la base sea un polímero con grupos epoxi, con grupos hidroxilos libres o que el curado químico se produzca por reacción con la humedad del aire, se tienen los tres tipos de pinturas epoxídicas de dos componentes, de poliuretano de dos componentes o de curado por humedad, respectivamente.

30.2. Sistemas de pintura

Los sistemas de pintura están constituidos por un conjunto de capas de imprimación (1 o 2, según los casos), y de capas de acabado (entre 1 y 4, según los casos) de pintura con espesores nominales de película seca definidos que, aplicados sobre una superficie de acero con un grado de preparación preestablecido, conducen a una durabilidad determinada del sistema de pintura protector.

La durabilidad de un sistema de pintura protector depende del tipo de sistema de pintura, del diseño de la estructura, del estado de la superficie de acero (a su vez función de la condición previa de la superficie y del grado de preparación de la misma), de la calidad de la aplicación, de las condiciones durante la aplicación y de las condiciones de exposición en servicio.

Por ello, el grado de durabilidad de un sistema de pintura es un concepto técnico útil para seleccionar el sistema a emplear en un caso concreto y para definir el programa de mantenimiento correspondiente, pero no puede, en ningún caso, tomarse como un período de garantía.

Se establecen tres grados de durabilidad de los sistemas de pintura:

Durabilidad baja (L): de 2 a 5 años

Durabilidad media (M): de 5 a 15 años

Durabilidad alta (H): más de 15 años

Comentarios

La norma UNE-EN ISO 12944-5:1999 incluye un anexo informativo de sistemas de pintura para las diferentes clases de exposición relativas a la corrosión atmosférica y clases de exposición relativas al agua y suelo.

30.3. Prescripciones y ensayos de los sistemas de pintura

Los sistemas de pintura que se utilicen para las estructuras de acero deben cumplir las prescripciones de la tabla 30.3.a, en la cual, para cada clase de exposición de la estructura indicada en 8.2.2 y grado de durabilidad del sistema de pintura, se fija la duración en horas de ensayo que debe resistir el sistema de pintura. La tabla 30.3.b establece las prescripciones de adherencia de los sistemas de pintura aplicados sobre acero recubierto de cinc.

En dichas tablas, los ensayos referidos son los siguientes:

- ensayo de resistencia química, según ISO 2812-1:1993
- ensayo de inmersión, según ISO 2812-2:1993, en agua (clase Im1) o en solución acuosa de cloruro sódico al 5 % (clases Im2 e Im3)
- ensayo de condensación continua de agua, según ISO 6270:1980
- ensayo de niebla salina neutra, según ISO 7253:1996

Tabla 30.3.a: Prescripciones relativas a los sistemas de pintura aplicados sobre acero

Clase de exposición	Grado de durabilidad	Ensayo de resistencia química h	Ensayo de inmersión h	Ensayo de condensación de agua h	Ensayo de niebla salina neutra h
C2	Baja	-	-	48	-
	Media	-	-	48	-
	Alta	-	-	120	-
C3	Baja	-	-	48	120
	Media	-	-	120	240
	Alta	-	-	240	480
C4	Baja	-	-	120	240
	Media	-	-	240	480
	Alta	-	-	480	720
C5-I	Baja	168	-	240	480
	Media	168	-	480	720
	Alta	168	-	720	1 440
C5-M	Baja	-	-	240	480
	Media	-	-	480	720
	Alta	-	-	720	1 440
Im1	Baja	-	-	-	-
	Media	-	2 000	720	-
	Alta	-	3 000	1 440	-
Im2	Baja	-	-	-	-
	Media	-	2 000	-	720
	Alta	-	3 000	-	1 440
Im3	Baja	-	-	-	-
	Media	-	2 000	-	720
	Alta	-	3 000	-	1 440

Tabla 30.3.b: Prescripciones relativas a la adherencia de los sistemas de pintura aplicados sobre acero recubierto de cinc

Clase de exposición	Grado de durabilidad	Ensayo de condensación de agua h
C2	Baja	240
	Media	240
	Alta	240
C3	Baja	240
	Media	240
	Alta	240
C4	Baja	240
	Media	240
	Alta	480
C5-I	Baja	240
	Media	480
	Alta	720
C5-M	Baja	240
	Media	480
	Alta	720

Las probetas para la realización de los ensayos deben ser del mismo tipo de acero que se vaya a emplear (y, en su caso, con el mismo recubrimiento de cinc que se vaya a utilizar), con un tamaño mínimo de 150 x 70 mm y un espesor, dependiente del ensayo, pero en todo caso no menor que 2 mm. Las probetas cumplirán las condiciones de preparación y estado superficial prescritas en UNE-EN ISO 12944-6:1999.

Un ensayo de una probeta se considera que cumple una determinada prescripción de las tablas 30.3.a o 30.3.b cuando:

- antes del ensayo, la clasificación obtenida por la probeta de acuerdo con ISO 2409:1992 es 0 o 1. Cuando el espesor de la película seca del sistema de pintura es mayor que 250 μm , este requisito debe sustituirse por la inexistencia de desprendimiento de la pintura del sustrato (A/B) en el ensayo de adherencia según ISO 4624:1978, a menos que los valores de la tracción sean mayores o iguales que 5 MPa.
- después del ensayo, con la duración en horas indicada en la tabla 30.3.a o 30.3.b, según sea el caso, para la clase de exposición y grado de durabilidad exigidos, la probeta no presenta defectos según los métodos de evaluación de las ISO 4628-2:1982 a ISO 4628-5:1982 y la clasificación obtenida de acuerdo con ISO 2409:1992 es 0 o 1. Cuando el espesor de la película seca del sistema de pintura es mayor que 250 μm , se utiliza la misma sustitución de este último requisito indicada en el párrafo anterior. La evaluación de la condición tras el ensayo según ISO 2409:1992 o según el ensayo sustitutivo se efectúa tras 24 h de reacondicionamiento de la probeta.

Se considera que la probeta no presenta defectos según los métodos de evaluación de las ISO 4628-2:1982 a ISO 4628-5:1982 cuando cumple los siguientes requisitos:

Según ISO 4628-2:1982: ampollamiento 0 (S0)

Según ISO 4628-3:1982: óxido Ri 0

Según ISO 4628-4:1982: agrietamiento 0 (S0)

Según ISO 4628-5:1982: descamación 0 (S0)

Además de estos requisitos, que se evalúan de manera inmediata, debe cumplirse, después del envejecimiento artificial prescrito en ISO 7253:1996, que no existe ningún avance de corrosión del sustrato, a partir de la incisión, calculado según UNE-EN ISO 12944-6:1999, mayor que 1 mm.

En la evaluación de defectos, no debe tenerse en cuenta ninguno que se produzca a menos de 10 mm de los bordes de la probeta.

CAPÍTULO VII. DURABILIDAD

Artículo 31.º Durabilidad de las estructuras de acero

31.1. Generalidades

La durabilidad de una estructura de acero es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Una estructura durable debe conseguirse con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Una estrategia correcta para la durabilidad debe tener en cuenta que en una estructura puede haber diferentes elementos estructurales sometidos a distintos tipos de ambiente.

Comentarios

En el Articulado se plantea un método enfocado hacia la consecución de una durabilidad adecuada en el caso de estructuras convencionales no sometidas a situaciones de agresividad extraordinaria. En otros casos, puede ser conveniente recurrir a métodos alternativos de durabilidad, basados en criterios de comportamiento.

La durabilidad no incumbe sólo a los elementos estructurales. A veces, son los elementos no estructurales los que conllevan problemas importantes de cara a la durabilidad. Estos problemas pueden consistir en el deterioro del propio elemento (por ejemplo, degradación de las aceras de los puentes), o pueden ser la consecuencia de un comportamiento inadecuado del mismo (por ejemplo, mal funcionamiento de los drenajes en un puente).

31.1.1. Consideración de la durabilidad en la fase de proyecto

El proyecto de una estructura de acero debe incluir las medidas necesarias para que la estructura alcance la duración de la vida útil prefijada, de acuerdo con las condiciones de agresividad ambiental y con el tipo de estructura. Para ello, deberá incluir una estrategia de durabilidad, acorde a los criterios establecidos en el Apartado 31.2.

La agresividad a la que está sometida la estructura se identificará por el tipo de ambiente, de acuerdo con 8.2.1.

En la memoria, se justificará la selección de las clases de exposición consideradas para la estructura. Asimismo, en los planos se reflejará el tipo de ambiente para el que se ha proyectado cada elemento.

El proyecto deberá definir formas y detalles estructurales que faciliten la evacuación del agua y sean eficaces frente a la posible corrosión del acero.

Los elementos de equipamiento, tales como apoyos, juntas, drenajes, etc., pueden tener una vida más corta que la de la propia estructura por lo que, en su caso, se estudiará la adopción de medidas de proyecto que faciliten el mantenimiento y sustitución de dichos elementos durante la fase de uso.

Comentarios

En la protección frente a los agentes físicos y químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y menos costosas. Por ello, la durabilidad es una cualidad que debe tenerse en cuenta durante la realización del proyecto, estudiando la naturaleza e intensidad potencial previsible del medio agresivo y seleccionando las formas estructurales, los materiales, y los procedimientos de ejecución más adecuados en cada caso. La selección del tipo de ambiente debe tener en cuenta la existencia de una serie de factores que son capaces de modificar el grado de agresividad que, *a priori*, podría considerarse como característico de la zona geográfica en la que se encuentra la estructura. Así, localizaciones relativamente próximas pueden presentar distintas clases de exposición en función de la altitud topográfica, la orientación general de la estructura, la naturaleza de la superficie (cubierta vegetal, rocosa, etc.), la existencia de zonas urbanas, la proximidad a un río, etc.

31.1.2. Consideración de la durabilidad en la fase de ejecución

La buena calidad de la ejecución de la obra tiene una influencia decisiva para conseguir una estructura durable.

Las especificaciones relativas a la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución. No se permitirá compensar los efectos derivados por el incumplimiento de alguna de ellas.

31.2. Estrategia para la durabilidad

31.2.1. Prescripciones generales

Para satisfacer los requisitos establecidos en el Artículo 5º, será necesario seguir una estrategia que considere todos los posibles mecanismos de degradación, adoptando medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentre sometido cada elemento.

La estrategia de durabilidad incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

31.2.2. Selección de la forma estructural

En el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura. El proyecto debe facilitar la preparación de las superficies, el pintado, las inspecciones y el mantenimiento.

Se procurará evitar el empleo de diseños estructurales que conduzcan a una susceptibilidad elevada a la corrosión. Para ello, se recomienda que las formas de los elementos estructurales sean sencillas, evitando una complejidad excesiva, y que los

métodos de ejecución de la estructura sean tales que no se reduzca la eficacia de los sistemas de protección empleados (por daños en el transporte y manipulación de los elementos).

Se tenderá a reducir al mínimo el contacto directo entre las superficies de acero y el agua, evitando la formación de depósitos de agua, facilitando la rápida evacuación de ésta e impidiendo el paso de agua sobre las zonas de juntas. Para ello, deben adoptarse precauciones como evitar la disposición de superficies horizontales que promuevan la acumulación de agua o suciedad, la eliminación de secciones abiertas en la parte superior que faciliten dicha acumulación, la supresión de cavidades y huecos en los que puede quedar retenida el agua, y la disposición de sistemas adecuados y de sección generosa para conducción y drenaje de agua.

Cuando la estructura presente áreas cerradas (interior accesible) o elementos huecos (interior inaccesible), debe cuidarse que estén protegidos de manera efectiva contra la corrosión. Para ello, debe evitarse que quede agua atrapada en su interior durante el montaje de la estructura, así como deben disponerse las medidas necesarias para la ventilación y drenaje (interiores accesibles), y deben sellarse de manera efectiva frente a la entrada de aire y humedad, mediante soldaduras continuas, los interiores inaccesibles.

Debe evitarse la corrosión potencial en orificios estrechos, hendiduras ciegas y uniones solapadas, mediante un sellado eficaz, que en general estará constituido por soldaduras continuas.

Debe prestarse una atención especial a la protección contra la corrosión de las uniones, tanto atornilladas (de manera que los tornillos, tuercas y arandelas tengan la misma durabilidad que el resto de la estructura) como soldadas (cuidando que la superficie de la soldadura esté libre de imperfecciones, como fisuras, cráteres y proyecciones, que son difíciles de cubrir eficazmente por la pintura posterior), así como tener en cuenta, en el caso de disposición de refuerzos o de ejecución de entallas (en almas, refuerzos, etc.), la necesidad de permitir una adecuada preparación de la superficie y aplicación de la pintura (soldando de manera continua la intersección entre el refuerzo y el elemento reforzado, disponiendo un radio mínimo de 50 mm en las entallas y evitando cualquier retención de agua).

Debe evitarse la aparición de pares galvánicos, que se producen cuando existe continuidad eléctrica entre dos metales de diferente potencial electroquímico (tales como acero inoxidable y acero al carbono), aislando eléctricamente mediante pintado u otros procedimientos, las superficies de ambos metales.

Comentarios

Un principio básico para la consecución de una estructura durable consiste en lograr, en la medida de lo posible, el máximo aislamiento respecto al agua. Por ello, todas las medidas que promuevan una evacuación rápida del agua, de manera que esté en contacto con la estructura lo mínimo posible, redundan en su durabilidad. De igual manera, es recomendable minimizar la extensión de las superficie de acero expuesta a la corrosión, reduciendo el número de irregularidades (superposiciones, bordes, esquinas), y disponiendo soldaduras continuas, en general (deberían emplearse soldaduras discontinuas y por puntos únicamente en caso de riesgo insignificante de corrosión).

31.2.2.1. Sobreespesores en superficies inaccesibles

Las superficies de estructura de acero sometidas a riesgo de corrosión que sean inaccesibles a la inspección y mantenimiento y que no sean adecuadamente selladas, deberán tener inicialmente una protección adecuada a la vida útil prevista, debiendo además

incrementarse el espesor del acero estrictamente resultante del cálculo estructural, con un sobreespesor que compense el efecto de la corrosión durante la vida útil.

En ausencia de estudios más detallados, el sobreespesor (incremento del espesor nominal) tendrá el siguiente valor mínimo, expresado en mm por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista de la estructura:

- Clases de exposición C4 (corrosividad alta), C5-I y C5-M (corrosividad muy alta): 1,5 mm.
- Clase de exposición C3 (corrosividad media): 1mm.
- Clase de exposición C2 (corrosividad baja): 0,5 mm.

No se precisa sobreespesor en el caso de la clase de exposición C1 (corrosividad muy baja).

El espesor resultante (espesor nominal más sobreespesor) en los cajones inaccesibles de puentes no podrá ser inferior a 8 mm.

31.2.2.2. Utilización de aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica podrán utilizarse sin pintura de protección en las superficies exteriores, incrementando el espesor nominal, obtenido en el cálculo, en 1 mm por la superficie expuesta al ambiente exterior. En la superficie interior de secciones cerradas inaccesibles se aplicarán las disposiciones establecidas en 31.2.2.1 (pintura de protección adecuada a la vida útil prevista, y sobreespesor de acero).

El empleo de estos aceros en los casos en que se prevé que su superficie va a estar en contacto con el terreno o el agua durante largos períodos, permanentemente húmeda, o sometida a ambiente marino con salinidad moderada o elevada, ambiente industrial con alto contenido en SO_3 , o presencia de sales de deshielo, precisa un estudio detallado de su conveniencia, debiendo en tales casos protegerse superficialmente el acero.

31.2.3. *Detalles constructivos*

Se recomienda evitar los detalles constructivos indicados como inadecuados en las figuras que siguen, empleando los considerados adecuados en las mismas. Los detalles adecuados son conformes con los criterios generales indicados en 31.2.2

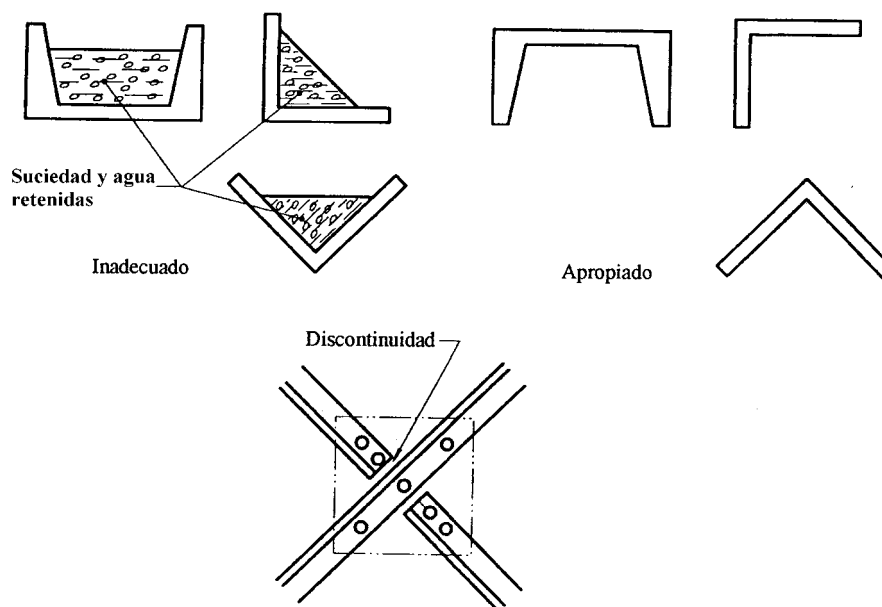


Figura 33.2.3.a Prevención de la acumulación de agua y suciedad

Figura 31.2.3.a Prevención de la acumulación de agua y suciedad

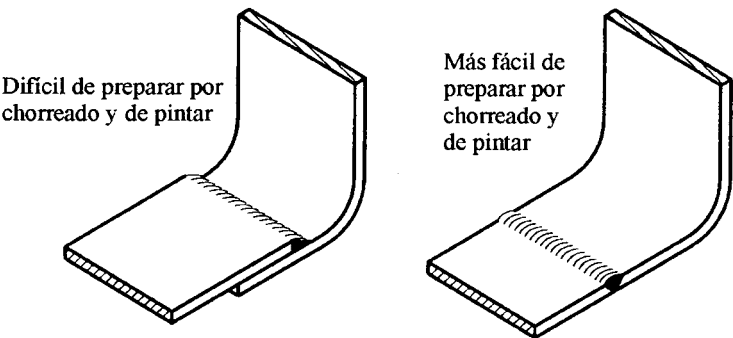


Figura 31.2.3.b Realización de soldaduras

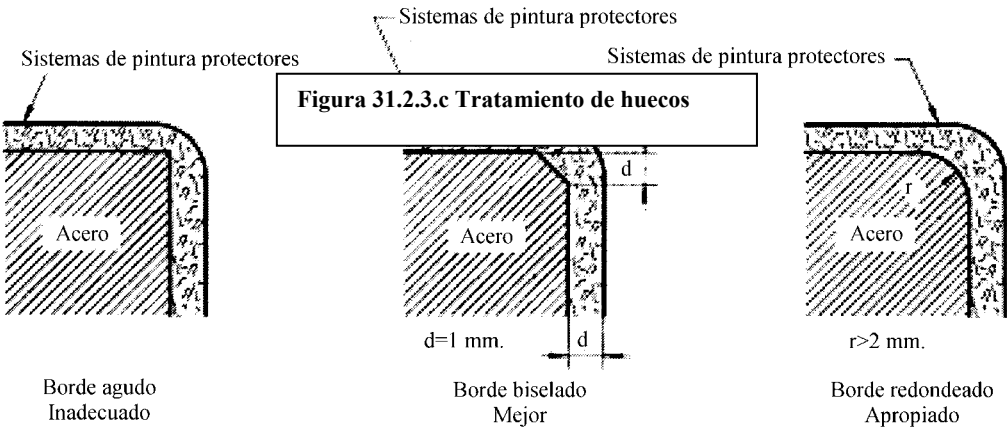
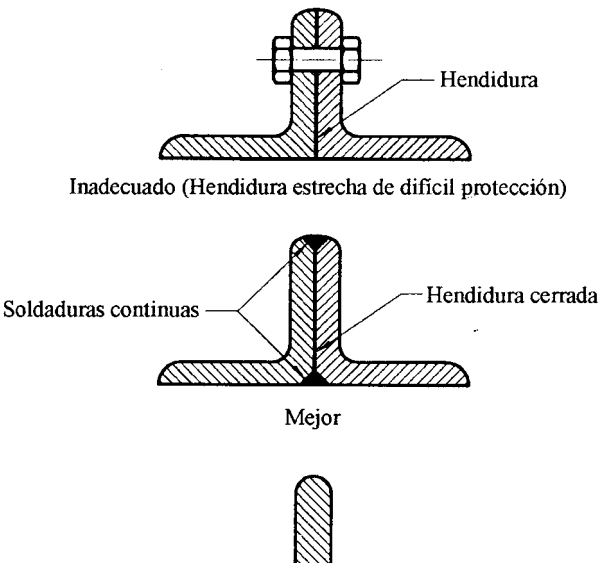


Figura 33.2.3.d Eliminación de bordes agudos

Figura 31.2.3.d Eliminación de bordes agudos

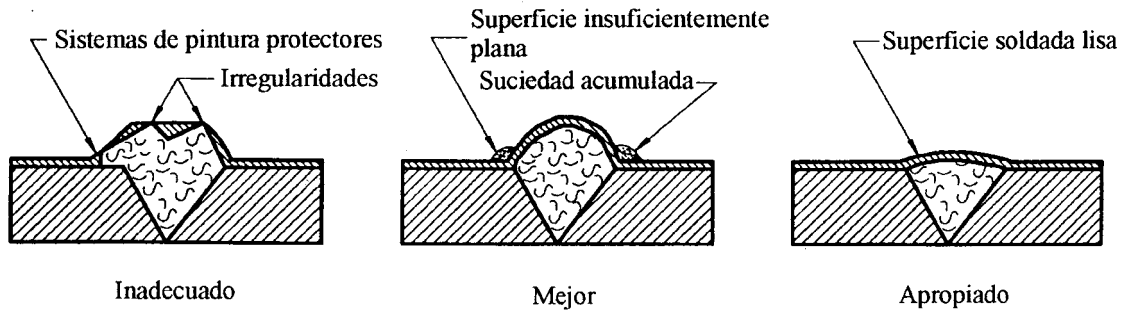
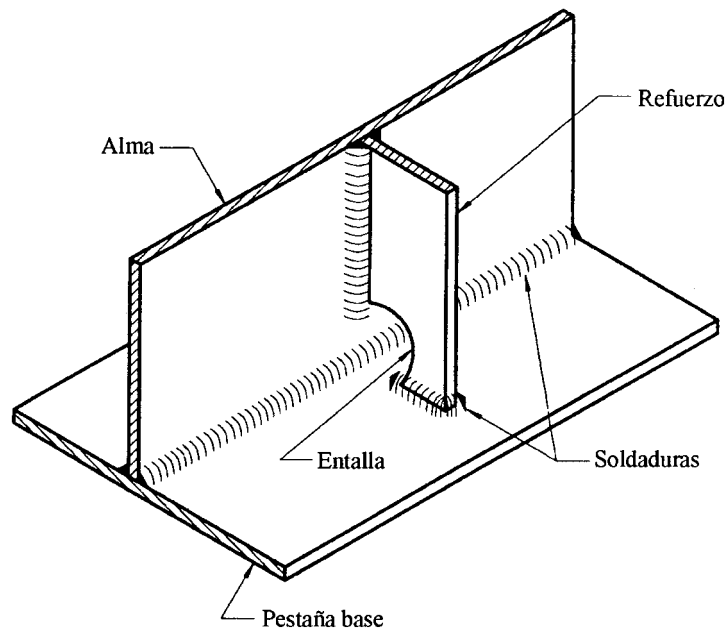


Figura 31.2.3.e Eliminación de imperfecciones en la superficie de las soldaduras



Para entallas, $r \geq 50$ mm

Figura 31.2.3.f Diseño recomendado de refuerzos para la protección frente a la corrosión

31.2.4. Medidas especiales de protección

En casos de especial agresividad, cuando las medidas normales de protección no se consideren suficientes, se podrá recurrir a la disposición de sistemas especiales de protección.

El proyecto deberá tener en cuenta la vida útil de la protección especial adicional, y establecer el mantenimiento adecuado del mismo.

Comentarios

Algunos ejemplos de medidas especiales de protección pueden ser los siguientes:

- a) Aplicación de materiales de recubrimiento en polvo.
- b) Productos para el tratamiento químico de superficies (por ejemplo, soluciones fosfatantes).
- c) Protección catódica (por ejemplo, en caso de riesgo especial de corrosión galvánica).

31.3. Condiciones para facilitar la inspección y el mantenimiento

En la medida de lo posible, se deberá prever el acceso a todos los elementos de la estructura, así como a los apoyos, juntas y elementos de drenaje, estudiando la conveniencia de disponer sistemas específicos que faciliten la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio. Por ello, y dado que la inclusión en servicio de sistemas de acceso para el mantenimiento no previstos inicialmente es una tarea difícil, el proyecto deberá establecer los sistemas de acceso necesarios, que pueden incluir pasarelas fijas, plataformas motorizadas u otros medios auxiliares.

El criterio fundamental de accesibilidad es que todas las superficies de la estructura que han de ser inspeccionadas y mantenidas deben ser visibles y deben encontrarse al alcance del operario de mantenimiento mediante un método seguro. El operario debe poder desplazarse por todas las partes de la estructura a mantener y debe tener el espacio adecuado para trabajar en ellas.

Debe prestarse una atención especial a la accesibilidad a áreas cerradas de la estructura, como cajones metálicos. Las aberturas de acceso deben tener un tamaño suficiente para permitir un acceso seguro, tanto para los operarios como para los equipos de mantenimiento. Se recomiendan dimensiones mínimas de 500x700 mm (ancho x alto) en los accesos rectangulares u ovales, y de diámetro mínimo 600 mm en los accesos de forma circular. Además, deben existir orificios de ventilación adecuados al sistema de protección empleado en el mantenimiento.

Comentarios

Tanto en el apartado 91.2 como en la norma UNE-EN ISO 12944-3:1999 se recogen recomendaciones relativas a las distancias a considerar en los trabajos de protección frente a la corrosión, así como a las dimensiones mínimas para los espacios estrechos entre superficies, cuya observancia facilita la realización de las actividades de inspección y mantenimiento.

TÍTULO 4.º DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION

CAPÍTULO VIII. DATOS DE LOS MATERIALES PARA EL PROYECTO

Artículo 32.º Datos de proyecto del acero estructural

32.1. Valores de cálculo de las propiedades del material

Se considerará como resistencia de cálculo del acero el valor f_{yk}/γ_M siendo f_{yk} el límite elástico característico, y γ_M el coeficiente parcial de seguridad, correspondiente al modo de rotura considerado, definido en 15.3.

Esta expresión es válida tanto para tracción como para compresión.

Para el límite elástico característico f_{yk} se tomará el valor nominal del límite elástico establecido en el Artículo 27º para el tipo y grado de acero y espesor nominal de producto de que se trate o, alternatively, el valor nominal indicado en la norma (UNE o EN) correspondiente al tipo de acero que se indica en dicho Artículo, en función de una mayor graduación del espesor nominal.

Comentarios

Para cada tipo de acero, tanto el límite elástico como la carga unitaria máxima a tracción, obtenibles en los productos, tienen valores decrecientes a medida que aumenta el espesor del producto. Por ello, en las normas correspondientes a los distintos tipos de acero, se detalla la graduación del límite elástico y la carga unitaria máxima a tracción con el espesor nominal del producto. El Articulado permite, como es la práctica habitual en el proyecto de estructuras de acero, tomar dichos valores graduados con el espesor o, simplíficadamente, los valores que figuran en los distintos apartados del Artículo 27º, que corresponden a los intervalos de espesor nominal t (mm) siguientes: $t \leq 40$, $40 < t \leq 80$.

32.2. Diagramas tensión-deformación

Diagrama característico tensión-deformación del acero es el que se adopta como base de los cálculos, y tiene la propiedad de que los valores de la tensión presentan un nivel de confianza del 95 por 100 con respecto a los correspondientes valores obtenidos en el ensayo de tracción.

En compresión se adopta el mismo diagrama que en tracción.

Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero es el que se deduce del diagrama característico mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_M$, siendo γ_M el coeficiente parcial de seguridad de que se trate.

En esta Instrucción se utilizará el diagrama tensión-deformación bilineal, con segunda rama horizontal (figura 32.2a), si bien, en el caso de análisis no lineal puede utilizarse como alternativa el diagrama tensión-deformación bilineal, con segunda rama inclinada (figura 32.2b)

No obstante lo anterior, podrán emplearse otros diagramas simplificados, siempre que su uso conduzca a resultados que estén suficientemente avalados por la experiencia

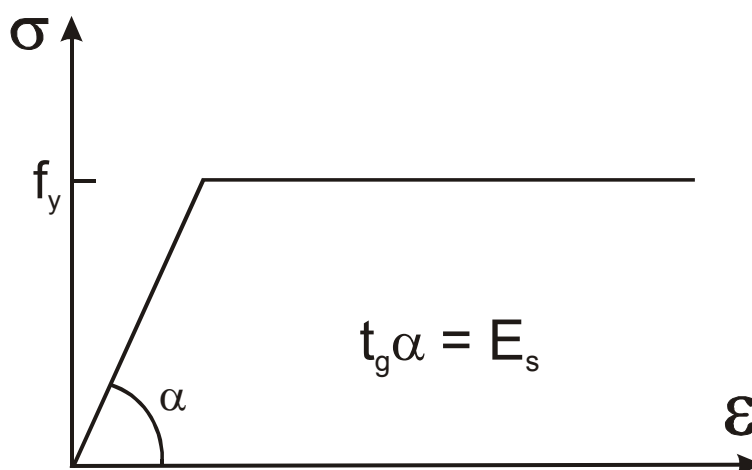


Figura 32.2.a.

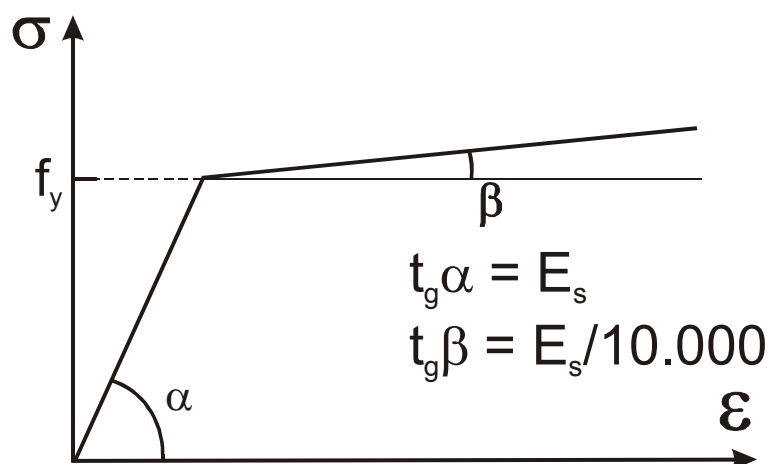


Figura 32.2b

32.3. Tenacidad de fractura

La tenacidad de fractura de un acero define la resistencia del material a la rotura frágil, es decir, sin deformación plástica apreciable. En esta Instrucción, la tenacidad de fractura se define en términos de la resiliencia, que es la energía absorbida en un ensayo de flexión por choque sobre probeta Charpy, normalizado en UNE 7475-1:1992.

El material deberá tener una tenacidad de fractura suficiente para evitar la rotura frágil de los elementos sometidos a tracción o flexión a la temperatura de servicio más baja que se prevea durante la vida útil de la estructura.

En ausencia de estudios rigurosos, como pueden ser los correspondientes a la aplicación de la Mecánica de Fractura, sobre las condiciones de rotura frágil del elemento, en función de la tenacidad de fractura del material, de la situación tensional y de la temperatura mínima esperada en servicio, la tabla 32.3 da los valores máximos del espesor t del material base que pueden utilizarse. Estos valores máximos se determinan en la tabla en función del tipo y grado del acero, el nivel de tensión de referencia en el acero σ_{ref} y la temperatura de referencia T_{ref} .

La tabla 32.3 es aplicable para elementos sometidos a tracción, así como a flexión o fatiga, en que al menos parte de la sección se encuentra traccionada. Esta tabla es aplicable tanto para elementos sin soldar como soldados. No se precisa comprobación de tenacidad de fractura en los elementos sometidos únicamente a tensiones de compresión (bien sea por compresión pura, compresión compuesta o ciclo de fatiga con tensiones únicamente de compresión).

La tensión de referencia σ_{ref} es la tensión nominal (es decir, sin tener en cuenta una posible fisura) en el elemento y sección que se quiere comprobar, calculada en estado límite de servicio considerando la combinación pésima de cargas permanentes y variables que se puede producir, así como el efecto de la temperatura T_{ref} .

La temperatura de referencia T_{ref} se obtiene a partir de la temperatura mínima del aire que cabe esperar durante la vida útil de la estructura, corregida para tener en cuenta el efecto de la pérdida por radiación térmica, la velocidad de deformación y el tipo de material, mediante la siguiente expresión:

$$T_{ref} = T_o + \Delta T_r + \Delta T_{\dot{\epsilon}} + \Delta T_{\epsilon_{cf}}$$

siendo:

T_o temperatura mínima de servicio a considerar, que puede tomarse como la temperatura mínima absoluta registrada en el lugar del emplazamiento de la estructura durante los 50 años anteriores. A falta de otros datos, pueden tomarse los valores publicados por el Instituto Nacional de Meteorología para la estación más cercana al emplazamiento, restando $0,5^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m de aumento de altitud, o sumando $0,5^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m de reducción de altitud.

ΔT_r término que introduce el efecto de la pérdida por radiación. Puede tomarse $\Delta T_r = -5^{\circ}\text{C}$.

$\Delta T_{\dot{\epsilon}}$ término función de la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$, de valor 0°C si ésta es igual al valor de referencia, $\dot{\epsilon}_o = 4 \times 10^{-4}/\text{seg}$. Para otros valores de $\dot{\epsilon}$ (por ejemplo, en caso de cargas de impacto), puede obtenerse $\Delta T_{\dot{\epsilon}}$ mediante la expresión:

$$\Delta T_{\dot{\epsilon}} = (1440 - f_y) \cdot (\ln(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_o))^{1,5} / 550$$

$\Delta T_{\epsilon_{cf}}$ término función de la conformación en frío del acero. Si el acero no es conformado en frío, este término es 0°C . Si el acero es conformado en frío, puede tomarse:

$$\Delta T_{\epsilon_{cf}} = 3 \times \epsilon_{cf}$$

siendo ϵ_{cf} el porcentaje de deformación permanente producida por el conformado en frío del material.

En la tabla 32.3, la tensión de referencia σ_{ref} se da normalizada como un porcentaje (75%, 50%, 25%) del límite elástico nominal del acero para el espesor t considerado, $f_y(t)$, donde $f_y(t)$ se determina mediante:

$$f_y(t) = f_y - 0,25t$$

siendo f_y el límite elástico del acero en N/mm^2 y t el espesor del material en mm.

La tabla 32.3 admite la interpolación lineal. En la mayor parte de los casos, el valor de σ_{ref} varía entre $0,75 f_y(t)$ y $0,50 f_y(t)$. No pueden extrapolarse los valores de σ_{ref} fuera del intervalo $0,75 f_y(t) - 0,25 f_y(t)$

Tabla 32.3. Espesores máximos t (mm) del material base

Tipo de acero	Grado	Resiliencia		Temperatura de referencia T _{ref} [°C]																							
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50			
		a T [°C]	J _{min}	σ _{ref} = 0,75 f _y (t)								σ _{ref} = 0,50 f _y (t)								σ _{ref} = 0,25 f _y (t)							
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60			
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75			
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100			
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55			
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70			
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95			
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110			
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145			
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45			
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60			
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80			
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95			
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130			
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85			
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120			
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70			
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80			
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95			
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115			
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130			

32.4. Otros datos para el proyecto

En los cálculos de las estructuras de acero se adoptarán los siguientes valores, para las características que se indican:

— Módulo de elasticidad:	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
— Módulo de elasticidad transversal:	$E/[2 (1 + \nu)]$
— Coeficiente de Poisson:	$\nu = 0,3$
— Coeficiente de dilatación lineal:	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
— Densidad	$\gamma = 7.850 \text{ Kg/m}^3$

CAPÍTULO IX. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Artículo 33.º Estado límite de equilibrio

Deberá comprobarse que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio de la estructura (vuelco, deslizamiento, etc.), aplicando los métodos de la Mecánica Racional y teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones.

$$E_{d,estab.} \geq E_{d,desestab}$$

donde

$E_{d,estab}$ es el valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras

$E_{d,desestab}$ es el valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras

Artículo 34.º Estado límite de resistencia de las secciones

34.1. Principios generales del cálculo

34.1.1. Generalidades

Este artículo contempla la resistencia de las secciones transversales de los elementos.

La consideración de los efectos de la abolladura local y del arrastre por cortante, cuando sea preciso, se hará mediante la determinación de la sección transversal reducida y eficaz, de acuerdo con los Artículos 20º y 21º, respectivamente. En el caso concreto del esfuerzo cortante, los efectos de la abolladura generados por dicho esfuerzo deberán ser considerados de acuerdo con el apartado 35.5.

La resistencia seccional depende de la clasificación de la sección transversal. La comprobación de acuerdo con criterios elásticos podrá realizarse para todo tipo de sección, inclusive para secciones de clase 4, siempre y cuando, para éstas, se consideren las propiedades de la sección transversal reducida.

Para el dimensionamiento y comprobación frente al agotamiento de la resistencia de las secciones de acuerdo con criterios elásticos, puede emplearse el siguiente criterio para el punto crítico de la sección transversal, a menos que se apliquen otras fórmulas de interacción (ver 34.7):

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

donde

$\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal en la dirección longitudinal en el punto considerado

$\sigma_{z,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal en la dirección transversal en el punto considerado

τ_{Ed} es el valor de cálculo de la tensión tangencial en el punto considerado

Comentarios

El criterio expresado anteriormente es un criterio de agotamiento para un estado de tensión plana. Dicho criterio es conservador ya que no se considera la plastificación parcial en la distribución de tensiones en la sección transversal

La resistencia de las secciones transversales de acuerdo con criterios plásticos debería verificarse a través de la obtención de una distribución de tensiones que equilibre los esfuerzos de sollicitación sin que se supere el límite elástico del material. Dicha distribución deberá ser compatible con la clasificación de la sección transversal que se analiza.

Como método aproximado y conservador, podrá aplicarse para todas las clases de sección una suma lineal de la contribución de los esfuerzos resultantes. Para secciones de clase 1, clase 2 o clase 3 sometidas a la acción combinada de N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ se aplicará la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

en donde N_{Rd} , $M_{y,Rd}$, $M_{z,Rd}$ son los valores de cálculo de la resistencia de la sección frente a los esfuerzos axil y flector, y que dependen de la clasificación de la sección transversal. En estos valores se considera la sección eficaz resultante de los efectos del arrastre por cortante (Artículo 21º).

Para secciones de clase 4 deberá considerarse unos momentos flectores adicionales como resultado de la variación de la posición de la fibra neutra (ver 34.7.2.3).

34.1.2. Características de las secciones transversales

34.1.2.1. Características de la sección transversal bruta

Para determinar las características de la sección bruta se utilizarán las dimensiones nominales de ésta. En el cálculo de dichas características no será necesario deducir los agujeros para tornillos, pero sí se deducirán los agujeros y oberturas importantes. No se incluirán en el cálculo de las características de la sección bruta los elementos de empalme de piezas.

34.1.2.2. Área neta

El área neta de una sección transversal se obtendrá a partir del área bruta descontando las áreas correspondientes a todos los agujeros y otras oberturas. La deducción por un agujero será el área bruta de éste en el plano de su eje (la correspondiente al producto del diámetro del agujero por el espesor del elemento). En el caso de agujeros avellanados, deberá tenerse en cuenta adecuadamente la porción avellanada del agujero.

Siempre que los agujeros de los tornillos no estén dispuestos al tresbolillo, el área total a deducir será la suma máxima de áreas de los agujeros incluidos en cualquier sección transversal, perpendicular al eje de la pieza.

En el caso de que los agujeros de los tornillos estén dispuestos al tresbolillo, el área total a deducir será la mayor de:

- la deducción hecha para aquellos agujeros no dispuestos al tresbolillo como se indica en el párrafo anterior.
- La suma de las áreas de todos los agujeros situados en una diagonal o en una línea zig-zag a lo largo del elemento o de una parte del mismo, menos el producto de $s^2/4p$ para cada espacio entre agujeros (ver figura 34.1.2.2.a):

$$t \cdot \left(n \cdot d - \sum \frac{s^2}{4 \cdot p} \right)$$

En esta expresión s es la distancia entre centros de dos agujeros consecutivos medida paralelamente al eje de la pieza, p es la distancia entre centros de los mismos agujeros medida perpendicularmente al eje de la pieza, t es el espesor de la pieza, d es el diámetro y n es el número de agujeros extendidos en cualquier diagonal o línea de zig-zag a través de la pieza o parte de ella (ver figura 34.1.2.2.a)

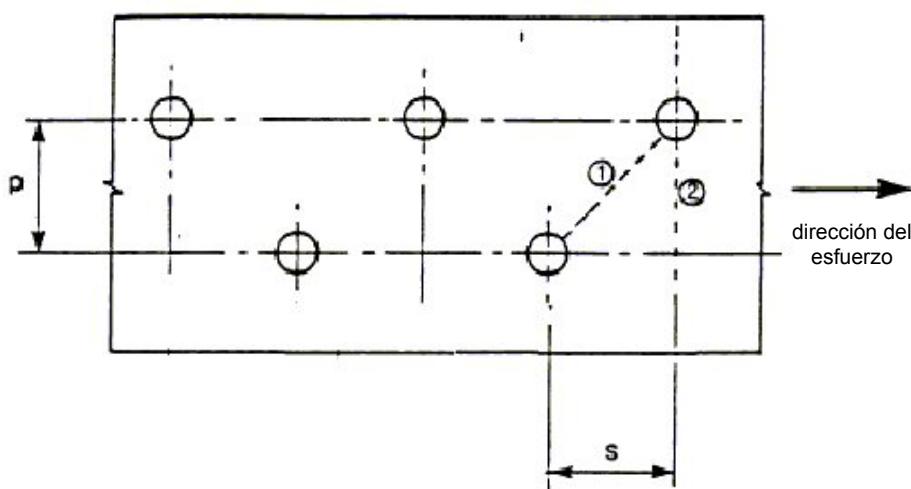


Figura 34.1.2.2.a. Agujeros dispuestos al tresbolillo

En angulares u otras piezas con agujeros en más de un plano, la distancia p deberá medirse a lo largo de la línea media de la pieza (ver figura 34.1.2.2.b)

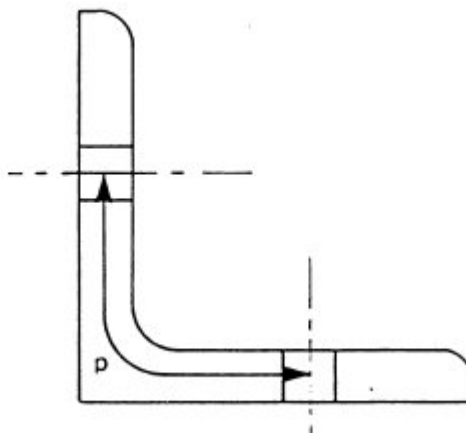


Figura 34.1.2.2.b. Perfiles angulares con agujeros en ambos planos

34.1.2.3. Características de la sección reducida en secciones de clase 4

El cálculo de la sección reducida en secciones de clase 4 se basa en los anchos reducidos de los elementos comprimidos. Los anchos reducidos de elementos planos comprimidos se obtendrán de acuerdo con el Artículo 20°.

Para secciones transversales de clase 4 sometidas a esfuerzo axial de compresión deberá considerarse el desplazamiento del eje baricéntrico del área reducida con respecto al eje baricéntrico de la sección transversal bruta (ver 34.7.2.3), resultando así un momento flector adicional:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N$$

34.1.2.4. Efectos del arrastre por cortante

Se podrá despreciar la influencia del arrastre por cortante en las alas cuando se cumpla la siguiente condición:

a) para alas en voladizo: $b_0 \leq L / 20$

b) para alas interiores: $b_0 \leq L / 10$

donde

L es la luz de elementos isostáticos o la distancia entre puntos adyacentes de momento flector nulo de elementos continuos

b_0 es el ancho real de ala

En caso de superarse estos límites, deberán considerarse los efectos del arrastre por cortante.

Para el dimensionamiento y comprobación frente a estados límite últimos podrán considerarse los efectos combinados de arrastre por cortante y de abolladura local del ala mediante la obtención de un área eficaz reducida dada por:

$$A_{ef} = A_{c,ef} \psi_{ult}$$

donde

$A_{c,ef}$ es el área reducida del ala comprimida frente a abolladura (ver Artículo 20°)

ψ_{ult} es el coeficiente reductor de anchura eficaz del ala comprimida para considerar el arrastre por cortante en estado límite último, estimado en el rango elástico a partir de las expresiones de ψ_{el} (ver 21.3 y 21.4), pero sustituyendo el parámetro β por β' .

$$\beta' = \alpha\beta = \alpha b_0 / L$$

$$\text{siendo } \alpha = \sqrt{\frac{A_{c,ef}}{b_0 t}} \quad \text{donde } t \text{ es el espesor del ala.}$$

34.2. Esfuerzo axil de tracción

El valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción N_{Ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

$N_{t,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a tracción

En el caso de secciones con agujeros, deberá tomarse como valor de la resistencia a tracción $N_{t,Rd}$ el menor de los siguientes valores:

- la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta $N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

- la resistencia última de cálculo de la sección transversal neta

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Cuando se requiera un comportamiento dúctil, la resistencia plástica de cálculo $N_{pl,Rd}$ deberá ser menor que la resistencia última de cálculo de la sección neta $N_{u,Rd}$.

Para el dimensionamiento y comprobación de uniones de categoría C, dimensionadas para resistir a deslizamiento en estado límite último, la resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ deberá ser menor que la resistencia de cálculo a tracción del área neta $N_{net,Rd}$:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$$

En el caso de angulares y otras secciones, como las secciones en T y en U, unidos por un solo lado, deberán aplicarse los criterios especificados en 58.4.

34.3. Esfuerzo axil de compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{Ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

$N_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a compresión

La resistencia de cálculo de la sección para un esfuerzo axil de compresión $N_{c,Rd}$ se obtendrá mediante las siguientes expresiones:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de clase 1, 2 ó 3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de clase 4}$$

No se descontarán los agujeros de los tornillos en el dimensionamiento y comprobación de la resistencia seccional de elementos comprimidos, siempre que éstos estén ocupados por tornillos, exceptuando los casos de agujeros sobredimensionados o alargados.

En el caso de secciones de clase 4 no simétricas deberá considerarse lo expuesto en 34.1.2.3 para determinar el momento adicional ΔM debido a la variación de posición de la fibra neutra de la sección transversal reducida respecto de su posición en la sección transversal bruta.

34.4. Momento flector

El valor de cálculo del momento flector M_{Ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

donde

M_{Ed} es el valor de cálculo del momento flector

$M_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a flexión

La resistencia de cálculo a flexión $M_{c,Rd}$ de la sección transversal alrededor de un eje principal se obtendrá mediante las siguientes expresiones:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de clase 1 ó 2}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de clase 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ef,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de clase 4}$$

donde $W_{el,min}$ y $W_{ef,min}$ son los módulos resistentes correspondientes a la fibra más solicitada, adoptando una distribución elástica de tensiones, considerando la sección bruta y la sección eficaz respectivamente.

En secciones transversales de clase 3 o clase 4 no simétricas respecto del eje neutro de flexión, en las que la plastificación se produce primero en la zona traccionada de la sección, puede permitirse, tanto a efectos de la asignación de clase del alma (ver 20.3) como para la determinación de la resistencia de cálculo a flexión, la entrada en zona plástica de las fibras traccionadas de la sección transversal. La deformación máxima de tracción se limita a $4\varepsilon_y$, siendo ε_y la deformación correspondiente al límite elástico del acero.

No es necesaria la consideración de los agujeros de los tornillos en el ala traccionada cuando se cumpla la siguiente condición en dicha ala:

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

donde A_f y $A_{f,net}$ son respectivamente el área bruta y neta del ala traccionada.

Los agujeros en la zona de tracción del alma no necesitan ser considerados siempre que se cumpla la limitación anterior en toda la zona traccionada de la sección transversal, incluyendo el ala traccionada y la zona traccionada del alma.

No se descontarán los agujeros de los tornillos en el dimensionamiento y comprobación de la resistencia seccional de elementos sometidos a momento flector, siempre que los agujeros estén ocupados por tornillos, exceptuando los casos de agujeros sobredimensionados o alargados.

En el caso de flexión esviada, se emplearán los métodos presentados en 34.7.2.

34.5. Esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

donde

V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante

$V_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a cortante

En dimensionamiento plástico $V_{c,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a cortante $V_{pl,Rd}$, que viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

donde A_v es el área a cortante, que se obtendrá a partir de las siguientes expresiones en función del tipo de sección transversal:

- secciones de perfiles laminados en I o en H con carga paralela al alma

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f \text{ pero no menor que } (\eta h_w t_w)$$

- secciones de perfiles laminados en U con carga paralela al alma

$$A - 2bt_f + (t_w + r) t_f$$

- secciones de perfiles laminados en T con carga paralela al alma

$$0,9 (A - bt_f)$$

- secciones de vigas armadas soldadas en I, en H y en cajón con carga paralela al alma

$$\eta \sum (h_w t_w)$$

- secciones de vigas armadas soldadas en I, H, U y en cajón con carga paralela a las alas

$$A - \sum (h_w t_w)$$

- secciones de perfiles huecos rectangulares de espesor constante

$$\text{carga paralela al canto } h \quad Ah/(b + h)$$

$$\text{carga paralela al ancho } b \quad Ab/(b + h)$$

- secciones de perfiles huecos circulares y tubos de espesor constante

$$2A/\pi$$

donde

A es el área de la sección transversal

b es el ancho total de la sección

h es el canto total de la sección

h_w es la altura del alma

r es el radio de acuerdo

t_f es el espesor del alma

t_w es el espesor del alma

η es un coeficiente que permite considerar la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material. Se recomienda adoptar el valor de $\eta=1,2$

Para el dimensionamiento y comprobación de una sección transversal frente a esfuerzo cortante puede aplicarse el siguiente criterio elástico para cualquier punto crítico de la sección, a menos que apliquen los criterios de dimensionamiento y comprobación establecidos en 35.5.

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1 \quad \text{con} \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I \cdot t}$$

donde

V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante

S es el momento estático del área de la sección transversal por encima del punto considerado

I es el momento de inercia de la sección transversal

t es el espesor en el punto considerado

Para perfiles en I o en H en donde la línea de aplicación del esfuerzo cortante coincide con el eje de simetría del alma, la tensión tangencial en el alma puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{si } A_f / A_w \geq 0,6$$

donde

A_f es el área de un ala

A_w es el área del alma: $A_w = h_w t_w$

Además, deberá ser verificada la resistencia a abolladura por cortante de las almas sin rigidizadores intermedios de acuerdo con 35.5.

Los agujeros para tornillos no serán considerados en el dimensionamiento y comprobación frente a cortante.

34.6. Torsión

Para elementos sometidos a torsión para los cuales las deformaciones de distorsión puedan ser despreciadas, el valor de cálculo del momento torsor T_{Ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$T_{Ed} \leq T_{c,Rd}$$

donde

T_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo momento torsor

$T_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a torsión

El esfuerzo torsor T_{Ed} en cualquier sección transversal podrá dividirse en dos componentes tales que

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

donde

$T_{t,Ed}$ es la componente de esfuerzo torsor correspondiente a la torsión uniforme de Saint-Venant

$T_{w,Ed}$ es la componente de esfuerzo torsor correspondiente a la torsión de alabeo

Los valores de $T_{t,Ed}$ y $T_{w,Ed}$ pueden ser determinados a partir de T_{Ed} mediante un análisis elástico, teniendo en cuenta las características de la sección transversal, las condiciones de vinculación en los apoyos y la distribución de las acciones a lo largo del elemento.

Deberán considerarse los siguientes estados tensionales inducidos por la torsión:

- las tensiones tangenciales $\tau_{t,Ed}$ debidas al esfuerzo torsor $T_{t,Ed}$ de torsión uniforme.
- las tensiones normales longitudinales $\sigma_{w,Ed}$ debidas al bimomento B_{Ed} de torsión de alabeo y las tensiones tangenciales $\tau_{w,Ed}$ debidas al esfuerzo torsor $T_{w,Ed}$ de torsión de alabeo.

Para el dimensionamiento y comprobación frente al agotamiento de la resistencia de la sección, de acuerdo con criterios elásticos, puede aplicarse el criterio presentado en 34.1.1.

Para determinar la resistencia de cálculo de una sección transversal sometida a flexión y torsión, sólo se tendrán en cuenta los efectos de la torsión producidos por el bimomento B_{Ed} que resultan de un análisis elástico. Ello se traduce en el siguiente criterio de comprobación:

$$M_{c,T,Rd} = \left[1 - \frac{\sigma_{w,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right] \cdot M_{c,Rd}$$

donde $M_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a flexión (ver 34.4).

El cálculo de la tensión normal máxima $\sigma_{w,Ed}$ se lleva a cabo haciendo uso de la siguiente ecuación, proveniente de la teoría de la torsión de alabeo

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{B_{Ed} \omega}{I_A}$$

donde ω es la coordenada sectorial normalizada e I_A es el módulo de alabeo de la sección transversal.

Los efectos de la torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. En el caso de elementos con sección transversal abierta, tales como secciones en I y en H, podrán despreciarse los efectos de la torsión uniforme.

Para determinar la resistencia de cálculo a torsión $T_{c,Rd}$ de secciones huecas deberá tenerse en cuenta la resistencia a cortante de cada una de las partes individuales de la sección transversal, de acuerdo con los criterios de dimensionamiento y comprobación establecidos en 35.5.

Bajo la acción combinada de esfuerzo cortante y esfuerzo torsor, en dimensionamiento plástico, deberá aplicarse el siguiente criterio:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,T,Rd}$$

donde

V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante

$V_{pl,T,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección frente a esfuerzo cortante y momento torsor

Dicha resistencia seccional $V_{pl,T,Rd}$ viene dada por las siguientes expresiones en función del tipo de sección transversal:

para secciones en I o en H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

para secciones en U

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

para secciones huecas

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

Comentarios

El cálculo de la tensión $\sigma_{w,Ed}$ puede realizarse de acuerdo con el método simplificado de Timoshenko. Para elementos estructurales con sección en doble T simétrica puede aplicarse dicho método aproximado para la obtención de las distribuciones de tensiones normales y tangenciales ocasionadas por el alabeo. Para este tipo de secciones la coordenada sectorial normalizada $\omega = y \cdot z$, siendo y, z los ejes principales de inercia de la sección. La distribución de tensiones longitudinales debida al alabeo es directamente proporcional al valor de la coordenada sectorial normalizada ω . Por lo tanto, el alma de tales secciones transversales no se ve sometida a tensiones normales longitudinales y las tensiones normales que se inducen en las alas presentan una distribución lineal. Puede imaginarse que dicha distribución de tensiones puede estar ocasionada por dos momentos flectores contenidos en los planos de las alas, de igual magnitud en ambas alas, y con signo opuesto (versor contrario). Estos momentos flectores están inducidos por acciones contenidas en los respectivos planos de las alas de la viga; en concreto por pares de fuerzas iguales y actuando en sentidos contrarios para reproducir así la distribución de tensiones longitudinales que induciría el alabeo en un elemento con sección en doble T.

Si se está en presencia de un elemento con sección transversal en doble T, sometido a la acción de momentos torsores, y la torsión que se genera es torsión de alabeo, en vez de recurrir a la

solución del problema resolviendo la ecuación diferencial de la torsión de alabeo, se puede proceder de manera aproximada, de la siguiente manera:

- a) Los momentos torsores puntuales $T_{w,Ed}$ o repartidos $t_{w,Ed}$ se sustituyen por pares de fuerzas puntuales o repartidas de valor

$$F = T_{w,Ed} / d \quad \text{ó} \quad f = t_{w,Ed} / d$$

siendo d la distancia entre los centros de gravedad de las alas de la sección.

- b) Estas fuerzas ocasionan en cada ala las correspondientes leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores.
- c) A partir de dichas leyes es posible determinar las distribuciones de tensiones longitudinales y tangenciales en las alas (sección rectangular sometida a flexión simple). Dichas distribuciones son las distribuciones de tensiones inducidas por el alabeo en elementos estructurales con secciones en doble T.

La figura 34.6 permite entender todos los pasos necesarios para abordar el problema de la torsión de alabeo en elementos estructurales con sección transversal en doble T doblemente simétrica mediante el método aproximado de Timoshenko.

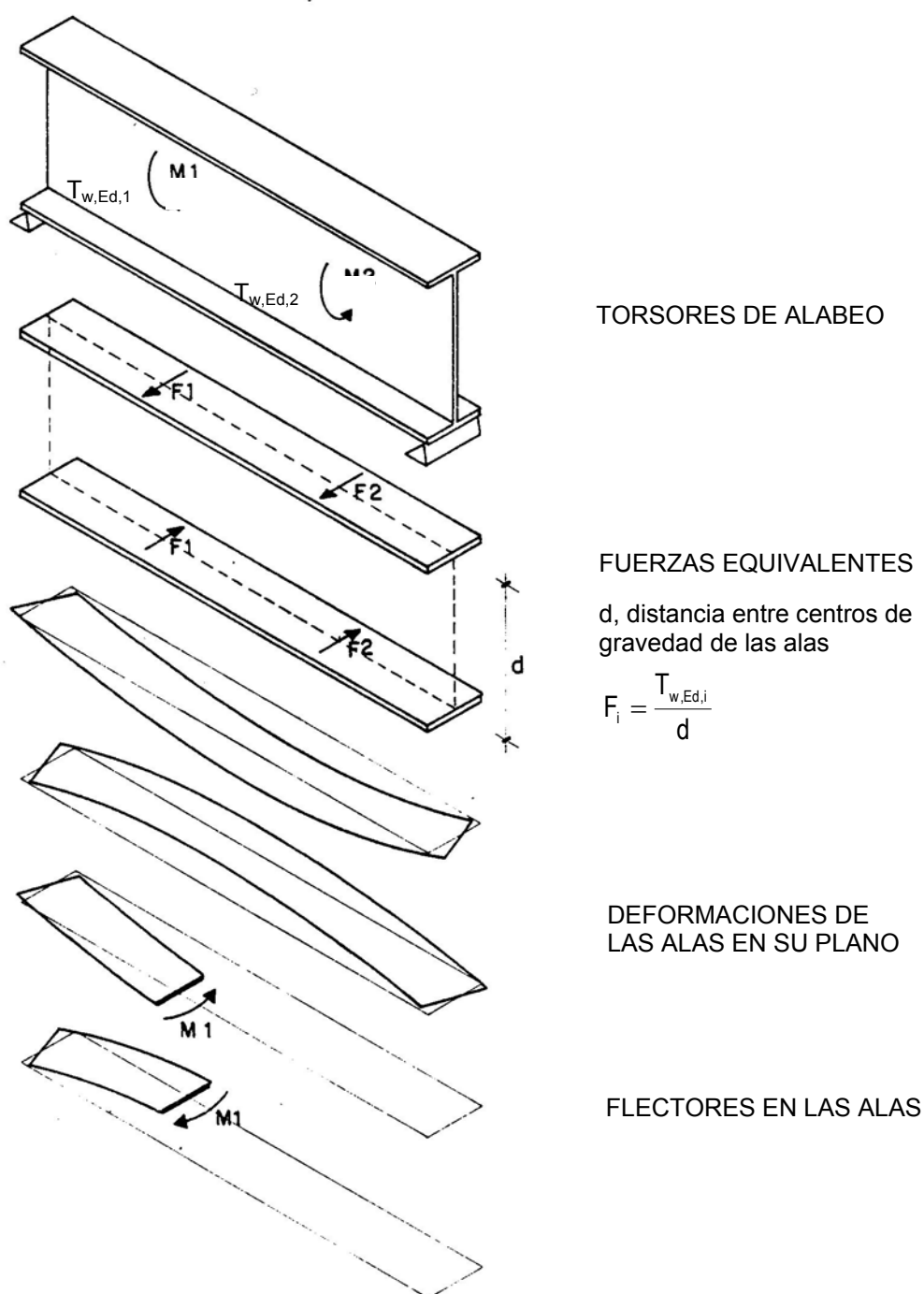


Figura 34.6. Método aproximado de Timoshenko para la torsión de alabeo

El método de Timoshenko también puede ser utilizado para realizar la descomposición de los efectos de la torsión mixta en torsión uniforme y torsión de alabeo. Para ello, en la sección transversal del elemento sometida a máximo giro relativo a torsión, se igualan el giro a torsión uniforme $T_{t,Ed} = \alpha \cdot T_{Ed}$ y el giro a torsión de alabeo $T_{w,Ed} = (1-\alpha) \cdot T_{Ed}$. De dicha igualdad se obtiene el valor de α que permite descomponer la torsión mixta en torsión uniforme, ocasionando exclusivamente tensiones tangenciales, y en torsión de alabeo, ocasionando tensiones tangenciales y normales.

34.7. Interacción de esfuerzos

34.7.1. Flexión y cortante

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo considerando su posible interacción, traduciéndose ello en una posible reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} no supere el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, no deberá reducirse el valor del momento resistente, a excepción de los casos en que esta reducción sea necesaria para la consideración del fenómeno de abolladura por cortante (ver 35.5).

Cuando V_{Ed} exceda el 50% de la resistencia plástica de la sección a cortante $V_{pl,Rd}$, se asignará al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1-\rho) \cdot f_y$ para el cálculo de la resistencia de cálculo de la sección a flexión, donde

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

con $V_{pl,Rd}$ obtenido de acuerdo con 34.5.

En el caso de estar en presencia de una sección sometida a cortante y torsión, cuando V_{Ed} exceda el 50% de la resistencia plástica de la sección a cortante $V_{pl,T,Rd}$, se asignará al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1-\rho) \cdot f_y$ para el cálculo de la resistencia de cálculo de la sección a flexión, donde

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$$

con $V_{pl,T,Rd}$ obtenido de acuerdo con 34.6.

En secciones en doble T con alas iguales y sometidas a flexión alrededor del eje principal de inercia de la sección, la resistencia plástica de cálculo a flexión considerando la interacción con el esfuerzo cortante y el esfuerzo torsor puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$$

donde $A_w = h_w t_w$

34.7.2. Flexión y esfuerzo axial

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones de flexión y esfuerzo axial, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo de acuerdo con los siguientes criterios establecidos en función del tipo de sección transversal.

En aquellos elementos sometidos a flexión y esfuerzo axial de compresión deberán satisfacerse los criterios correspondientes al dimensionamiento y comprobación frente a fenómenos de inestabilidad (ver Artículo 35º).

34.7.2.1. Secciones transversales de clase 1 y 2

En presencia de un esfuerzo axial deberá llevarse a cabo una reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión para considerar su efecto. Deberá satisfacerse el siguiente criterio:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

donde $M_{N,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida, debido a la existencia del esfuerzo axial N_{Ed} .

Para una sección rectangular sin agujeros para tornillos, la resistencia plástica de cálculo a flexión $M_{N,Rd}$ reducida viene dada por:

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

donde $M_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a flexión (ver 34.4)

En secciones en I y en H simétricas respecto del eje z-z, deberá llevarse a cabo la reducción para la consideración del efecto del esfuerzo axial sobre el momento plástico resistente alrededor del eje y-y, cuando se cumpla:

$$N_{Ed} > \min \left\{ 0,25N_{pl,Rd}, \frac{0,5 \cdot h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

De un modo similar, para flexión alrededor del eje z-z, deberá llevarse a cabo la reducción por efecto del esfuerzo axial, cuando se cumpla:

$$N_{Ed} > \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Para secciones transversales de perfiles laminados o armados en I o en H con alas iguales donde los agujeros para tornillos no sean considerados, podrán aplicarse las siguientes expresiones aproximadas para la obtención de la resistencia plástica a flexión reducida:

Alrededor del eje fuerte y-y

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a) \quad \text{siendo} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd}$$

$$\text{donde } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \text{ y } a = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{siendo } a \leq 0,5$$

Alrededor del eje débil z-z:

$$\text{para } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd}$$

$$\text{para } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

Para secciones transversales de perfiles huecos rectangulares con espesor constante y secciones cajón soldadas con alas iguales y almas iguales donde los agujeros para tornillos no sean considerados, podrán aplicarse las siguientes expresiones aproximadas para la obtención de la resistencia plástica a flexión reducida para flexión alrededor de ambos ejes:

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{siendo} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{siendo} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{c,z,Rd}$$

donde

$$a_w = \frac{A - 2bt}{A} \quad \text{siendo } a_w \leq 0,5 \quad \text{para secciones huecas}$$

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{siendo } a_w \leq 0,5 \quad \text{para secciones cajón soldadas}$$

$$a_f = \frac{A - 2ht}{A} \quad \text{siendo } a_f \leq 0,5 \quad \text{para secciones huecas}$$

$$a_f = \frac{A - 2ht_w}{A} \quad \text{siendo } a_f \leq 0,5 \quad \text{para secciones cajón soldadas}$$

Para el caso de flexión esviada y esfuerzo axial, podrá utilizarse el siguiente criterio aproximado para el dimensionamiento y comprobación:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

donde α y β son constantes que, de manera conservadora, pueden tomarse igual a la unidad, o bien obtenerse tal como sigue:

— secciones en I y en H:

$$\alpha = 2; \quad \beta = 5n \quad \text{con } \beta \geq 1$$

— secciones huecas circulares:

$$\alpha = 2; \quad \beta = 2$$

— secciones huecas rectangulares:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} \quad \text{con } \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{donde } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

34.7.2.2. Secciones transversales de clase 3

Bajo la acción combinada de flector y esfuerzo axil, y en ausencia de esfuerzo cortante, la tensión normal máxima $\sigma_{x,Ed}$ deberá satisfacer:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La tensión $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal máxima debida al momento flector y al esfuerzo axil, teniendo en cuenta los agujeros para los tornillos donde éstos sean relevantes, tal como se especifica en 34.2, 34.3 y 34.4.

Para el dimensionamiento y comprobación de la sección, el criterio anterior se traduce en la siguiente expresión en el punto más solicitado:

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

donde

A es el área de la sección transversal

W_{el} es el módulo resistente elástico a flexión alrededor del eje en cuestión

34.7.2.3. Secciones transversales de clase 4

Bajo la acción combinada de flector y esfuerzo axil, y en ausencia de esfuerzo cortante, la tensión normal máxima calculada utilizando los anchos reducidos de los elementos comprimidos deberá satisfacer:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

donde $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal máxima debida al momento flector y al esfuerzo axil, teniendo en cuenta los agujeros para los tornillos donde éstos sean relevantes, tal como se especifica en 34.2, 34.3 y 34.4.

Para el dimensionamiento y comprobación de la sección, el criterio anterior se traduce en la siguiente expresión en el punto más solicitado:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{ef,z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

donde

A_{ef} es el área reducida de la sección cuando ésta se ve sometida a compresión uniforme

W_{ef} es el módulo resistente de la sección reducida cuando la sección transversal se ve sometida a flexión alrededor del eje en cuestión

e_N es el desplazamiento del centro de gravedad de la sección reducida con respecto al de la sección bruta, cuando dicha sección transversal se ve sometida solamente a compresión uniforme

Comentarios

El signo de los esfuerzos N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ y $\Delta M_{i,Ed} = N_{Ed} e_{Ni}$ será función del criterio adoptado para la obtención del diagrama de tensiones correspondiente.

34.7.3. Flexión, cortante y esfuerzo axil

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de sollicitaciones de flexión, cortante y esfuerzo axil, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo reduciendo la resistencia de cálculo de la sección a flexión y axil.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} sea menor que el 50% de la resistencia plástica de cálculo de la sección $V_{pl,Rd}$, no será necesaria ninguna de las reducciones de las resistencias de cálculo de la sección establecidas en 34.7.2, exceptuando los casos en los que la reducción deba llevarse a cabo para la consideración de los efectos de la abolladura por cortante del modo que se establece en 35.5.

Cuando V_{Ed} exceda el 50% de la resistencia plástica de la sección a cortante $V_{pl,Rd}$, se asignará al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1-\rho) \cdot f_y$ para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección frente a la acción combinada de momento flector y esfuerzo axil (ver 34.7.2)

$$\text{donde } \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

obteniéndose $V_{pl,Rd}$ de acuerdo con 34.5

Artículo 35.º Estado límite de inestabilidad

35.1. Elementos sometidos a compresión

35.1.1. Pandeo de elementos de sección constante

Para elementos sometidos a compresión, el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{Ed} deberá verificar:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión

$N_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido

Para elementos con sección transversal no simétrica de clase 4, deberá considerarse un momento adicional ΔM_{Ed} debido al desplazamiento del eje baricéntrico

del área reducida A_{ef} con respecto al eje baricéntrico de la sección transversal bruta, del modo que se define en 34.1.2.3. Ello requerirá un análisis de la interacción esfuerzo axil-momento flector en el dimensionamiento y comprobación de elementos comprimidos y flectados frente a pandeo (ver 35.3)

La resistencia de cálculo a pandeo de un elemento sometido a compresión se determinará del siguiente modo:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secciones transversales de clase 1, 2 y 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secciones transversales de clase 4}$$

donde χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo considerado.

Para la determinación de A y A_{ef} no es necesario contabilizar los agujeros para tornillos en los extremos del elemento.

En elementos comprimidos con sección variable a lo largo de su directriz o con distribución no uniforme del esfuerzo axil, el dimensionamiento y comprobación relativos a la resistencia a pandeo de dichos elementos puede llevarse a cabo según el método general de análisis en segundo orden de pórticos y elementos estructurales, de acuerdo con los Artículos 22º y 25º del Capítulo V. Para elementos comprimidos de inercia variable o con esfuerzo axil no uniforme, con determinadas condiciones de vinculación, puede aplicarse lo recogido en los apartados 70.2, 70.4 y 70.5 del Capítulo XV.

35.1.2. Curvas de pandeo

Para elementos con sección transversal constante sometidos a un esfuerzo axil de compresión de valor constante, el valor de χ para la esbeltez adimensional adecuada $\bar{\lambda}$ se determinará del modo siguiente:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{siendo } \chi \leq 1,0$$

donde

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{en secciones de clase 1, 2 y 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{en secciones de clase 4}$$

α es el coeficiente de imperfección

N_{cr} es el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido con las características de la sección transversal bruta.

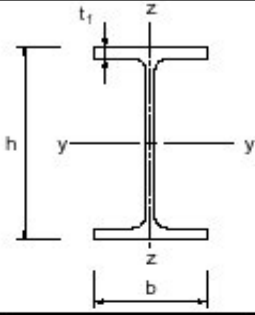
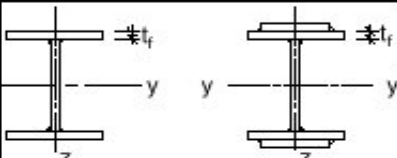
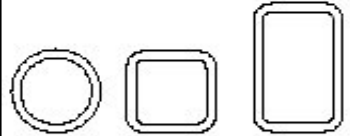
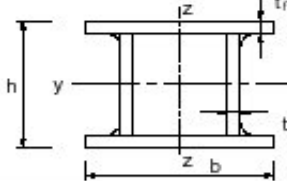
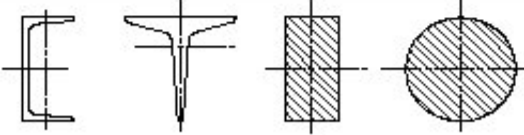
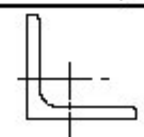
El valor del coeficiente de imperfección α para cada una de las curvas de pandeo se obtendrá de la tabla 35.1.2.a.

Tabla 35.1.2.a
Valores del coeficiente de imperfección

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La elección de la curva de pandeo para cada sección transversal se obtendrá de la tabla 35.1.2.b:

Tabla 35.1.2.b.
Elección de las curvas de pandeo

Sección transversal		Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Secciones de vigas en I armadas soldadas		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b b
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d
Secciones de perfiles huecos		Acabados en caliente		cualquiera	a a ₀
		Conformados en frío		cualquiera	c c
Secciones de vigas en cajón armadas soldadas		En general (excepto caso recuadro inferior)		cualquiera	b b
		Soldadura gruesa $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		cualquiera	c c
Secciones de perfiles en U, en T y macizas				cualquiera	c c
Secciones de perfiles angulares				cualquiera	b b

Los valores del coeficiente de reducción χ , en función de la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$, pueden obtenerse a partir de la figura 35.1.2

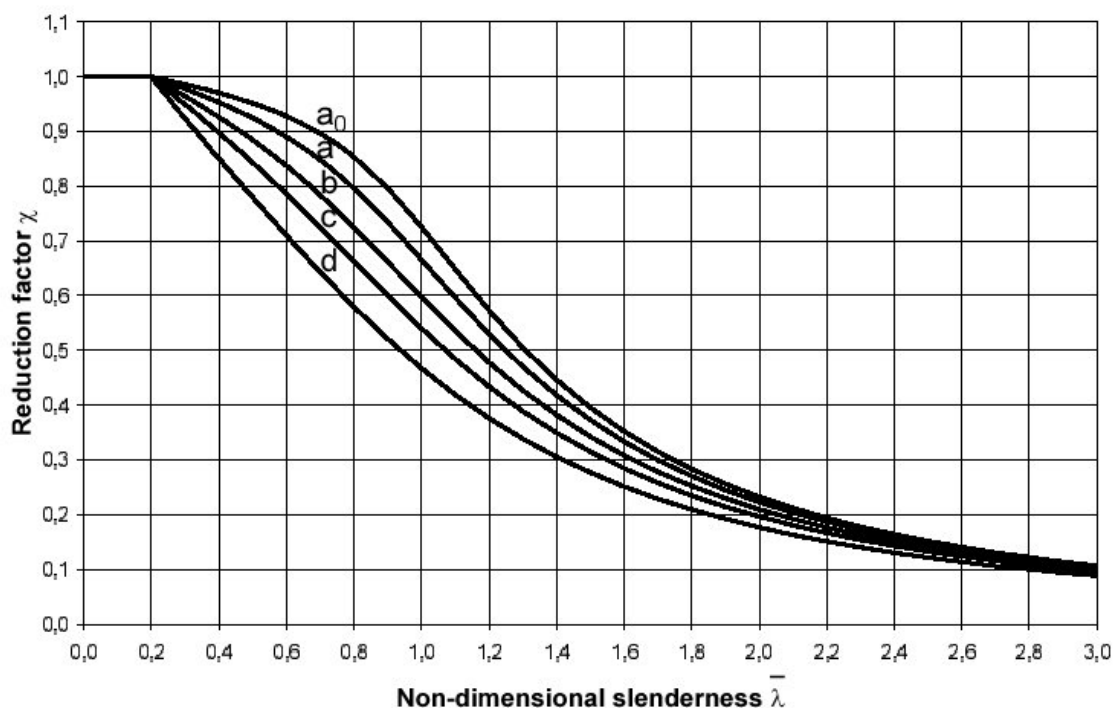


Figura 35.1.2. Curvas de pandeo

Para esbelteces $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o para relaciones $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ podrá omitirse el dimensionamiento y comprobación frente a pandeo, teniéndose que llevar a cabo únicamente la comprobación resistente de la sección transversal.

Comentarios

En el Anejo nº 2 se presentan en forma de tablas adimensionales $\chi - \bar{\lambda}$ los valores del coeficiente de reducción de pandeo χ para las diferentes curvas de pandeo

35.1.3. Esbeltez para pandeo por flexión

La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$ para el dimensionamiento y comprobación frente a pandeo por flexión de elementos comprimidos viene dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_E} \quad \text{para secciones de clase 1, 2 y 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{ef}}{A}}}{\lambda_E} \quad \text{para secciones de clase 4}$$

donde

L_{cr} es la longitud de pandeo en el plano de pandeo por flexión considerado

i es el radio de giro alrededor del eje considerado, determinado éste a partir de las características de la sección transversal bruta.

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

Para la comprobación y dimensionamiento del elemento frente a pandeo, deberá elegirse la curva de pandeo apropiada de acuerdo con la tabla 35.1.2.b.

Comentarios

El valor del esfuerzo axial crítico elástico N_{cr} para el pandeo por flexión es

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

siendo EI la rigidez a flexión del elemento en el plano de pandeo por flexión considerado y L_{cr} la longitud de pandeo en el plano considerado

$$L_{cr} = \beta L$$

En el Anejo nº 3 se presentan expresiones que permiten determinar la longitud de pandeo L_{cr} para soportes de estructuras o pórticos de edificios, tanto en sistemas intraslacionales (modo de nudos fijos) como traslacionales (modo de nudos desplazables).

35.1.4. Esbeltez para pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

Los elementos comprimidos con secciones transversales abiertas con débil rigidez torsional deberán comprobarse frente a pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión.

La esbeltez adimensional para el dimensionamiento y comprobación frente a pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión viene dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{en secciones de clase 1, 2 y 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{en secciones de clase 4}$$

donde $N_{cr} = N_{cr,TF}$ siendo $N_{cr} < N_{cr,T}$.

Los valores $N_{cr,TF}$ y $N_{cr,T}$ son los esfuerzos axiales críticos elásticos de pandeo por torsión y flexión y pandeo por torsión respectivamente.

Para la comprobación y dimensionamiento de un elemento comprimido frente a pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión, la curva de pandeo apropiada puede obtenerse de la tabla 35.1.2.2, considerando la curva relativa al eje z-z.

Comentarios

Los esfuerzos axiales críticos elásticos $N_{cr,TF}$ y $N_{cr,T}$ de pandeo por torsión y flexión y pandeo por torsión respectivamente vienen dados por las siguientes expresiones:

$$N_{cr,TF} = \frac{1}{2\beta} \left[(N_{cr} + N_{cr,T}) - \sqrt{(N_{cr} + N_{cr,T})^2 - 4\beta N_{cr} N_{cr,T}} \right]$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L_{et}^2} \right)$$

donde

N_{cr} es el esfuerzo axial crítico elástico de pandeo por flexión alrededor del eje y-y

$$\beta = \left[1 - (y_0 / i_0)^2 \right]$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2$$

siendo i_y el radio de giro de la sección bruta alrededor del eje y-y

i_z el radio de giro de la sección bruta alrededor del eje z-z

y_0 la distancia del centro de esfuerzos cortantes al centro de gravedad de la sección bruta a lo largo del eje y

E es el módulo de elasticidad

G es el módulo de elasticidad transversal

I_t es el módulo de torsión de la sección bruta

I_w es el módulo de alabeo de la sección bruta

L_{et} es la longitud eficaz del elemento a torsión

35.2. Elementos sometidos a flexión

35.2.1. Pandeo lateral de elementos de sección constante

Para elementos no arriostrados lateralmente sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, el valor de cálculo del momento flector M_{Ed} deberá verificar:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

donde

M_{Ed} es el valor de cálculo del momento flector

$M_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral

En elementos con ciertos tipos de sección transversal tales como secciones de perfiles huecos circulares o rectangulares, tubos circulares o secciones en cajón, podrá omitirse el dimensionamiento y comprobación frente a pandeo lateral.

La resistencia de cálculo a pandeo lateral de un elemento no arriostrado lateralmente sometido a flexión alrededor del eje fuerte, viene dada por la siguiente expresión:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

donde

W_y es el módulo resistente de la sección:

$W_y = W_{pl,y}$ para secciones de clase 1 y 2

$W_y = W_{el,y}$ para secciones de clase 3

$W_y = W_{ef,y}$ para secciones de clase 4

χ_{LT} es el coeficiente de reducción para pandeo lateral

Para la determinación de W_y no es necesario contabilizar los agujeros para tornillos en los extremos del elemento.

En elementos sometidos a flexión alrededor de su eje fuerte con sección variable a lo largo de su directriz, el dimensionamiento y comprobación de la resistencia a pandeo lateral de dichos elementos se llevará a cabo según el método general de análisis en segundo orden de elementos estructurales, de acuerdo con lo expuesto en los Artículos 22º y 25º.

35.2.2. *Curvas de pandeo lateral*

Para elementos con sección transversal constante sometidos a momento flector alrededor del eje fuerte, el valor de χ_{LT} para la correspondiente esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$ se determinará del modo siguiente:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{siendo } \chi_{LT} \leq 1,0$$

donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} es el coeficiente de imperfección

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} es el momento flector crítico elástico de pandeo lateral

El valor de M_{cr} se obtendrá considerando las características de la sección transversal bruta y teniendo en cuenta los estados de carga, la distribución real de momentos flectores y los arriostramientos laterales.

El valor del coeficiente de imperfección α_{LT} para cada una de las curvas de pandeo se obtendrá de la tabla 35.2.2.a

Tabla 35.2.2.a
Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

La elección de la curva de pandeo para cada sección transversal se obtendrá de la tabla 35.2.2.b

Tabla 35.2.2.b
Elección de la curva de pandeo lateral

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones de perfiles laminados en I	$h / b \leq 2$	a
	$h / b > 2$	b
Secciones de vigas armadas soldadas en I	$h / b \leq 2$	c
	$h / b > 2$	d
Otras secciones	-	d

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} , en función de la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$, pueden obtenerse a partir de la figura 35.1.2, en donde se representan las curvas de pandeo.

Para esbelteces $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ o para relaciones $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$ podrá omitirse el dimensionamiento y comprobación frente a pandeo lateral, teniéndose que llevar a cabo únicamente la comprobación resistente de la sección transversal.

Comentarios

Para el caso de pandeo lateral de un elemento de sección transversal uniforme doblemente simétrica, bajo condiciones normales de apoyo de horquilla en sus extremos, cargada a través de su centro de esfuerzos cortantes, y sometido a un momento flector uniforme, el valor de dicho momento crítico es

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_c^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right)^{1/2}$$

siendo L_c la longitud del elemento entre puntos que tienen impedido el movimiento lateral.

Para estados de carga diferentes y otros tipos de secciones transversales existen formulaciones más depuradas que permiten obtener el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral.

Las condiciones de apoyo de horquilla permiten el giro del elemento en su plano e impiden el movimiento lateral y el giro alrededor del eje longitudinal del elemento.

35.2.3. Método simplificado para comprobación de vigas con arriostramientos laterales en edificios

Aquellos elementos con arriostramiento lateral puntual del ala comprimida no se verán afectados por el pandeo lateral si la longitud L_c entre puntos de arriostramiento del ala o la esbeltez del ala comprimida equivalente satisface el siguiente criterio:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_E} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

donde

$\bar{\lambda}_f$ es la esbeltez adimensional del ala comprimida equivalente entre puntos de arriostramiento

$M_{y,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector máximo existente entre puntos de arriostramiento

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

siendo W_y el módulo resistente de la sección con respecto al ala comprimida

k_c es un factor de corrección de la esbeltez que considera la distribución de momentos flectores existente entre puntos de arriostramiento (ver tabla 35.2.3)

$i_{f,z}$ es el radio de giro del ala comprimida con respecto al eje débil de la sección transversal, incluyendo la tercera parte del área del alma comprimida

Para secciones de clase 4, $i_{f,z}$ puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{ef,f}}{A_{ef,f} + \frac{1}{3} A_{ef,w,c}}}$$

siendo

$I_{ef,f}$ el momento de inercia del ala comprimida reducida alrededor del eje débil de la sección

$A_{ef,f}$ el área reducida del ala comprimida

$A_{ef,w,c}$ el área reducida de la parte comprimida del alma

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

$\bar{\lambda}_{c0}$ es el parámetro de esbeltez para el ala comprimida equivalente. Se recomienda un valor de $\bar{\lambda}_{c0} = 0,3$

Tabla 35.2.3
Factor de corrección de la esbeltez k_c

Distribución de momentos flectores	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Si no se cumple el criterio anterior, la resistencia de cálculo a pandeo lateral puede obtenerse tal como sigue:

$$M_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot M_{c,Rd} \quad \text{siendo } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

donde

χ es el coeficiente de reducción del ala comprimida equivalente determinado con $\bar{\lambda}_f$

k_{fl} es un factor de corrección que tiene en cuenta que el método del ala comprimida equivalente es conservador. Se recomienda un valor de $k_{fl} = 1,10$

Las curvas de pandeo para obtener el coeficiente χ en función de $\bar{\lambda}_f$ serán:

- curva d para secciones de vigas armadas soldadas para las que $\frac{h}{t_f} \leq 44\epsilon$ (h es el canto total de la sección transversal y t_f el espesor del ala comprimida)
- curva c para el resto de secciones.

35.3. Elementos sometidos a compresión y flexión

A no ser que se haya llevado a cabo un análisis en segundo orden empleando las imperfecciones dadas en el Artículo 22º, la estabilidad de elementos sometidos a flexión y compresión con sección transversal uniforme doblemente simétrica, no susceptibles a deformaciones por distorsión, deberá verificarse del modo que se presenta a continuación, donde se distingue entre:

- elementos que no son susceptibles a deformaciones por torsión, tales como elementos con secciones huecas circulares o secciones con torsión impedida.
- elementos que son susceptibles a deformaciones por torsión, tales como elementos con secciones abiertas y con torsión no impedida.

El dimensionamiento y comprobación de elementos de sistemas estructurales puede llevarse a cabo sobre el análisis de elementos individuales de un solo vano extraídos del sistema. Los efectos de segundo orden de sistemas traslacionales (efecto P-Δ) deberán tenerse en cuenta a través de los momentos en extremos del elemento o a través de la longitud de pandeo que corresponda.

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán verificar las siguientes condiciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

donde

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$, son los valores de cálculo del esfuerzo axial de compresión y de los momentos flectores máximos a lo largo del elemento alrededor de los ejes y-y y z-z respectivamente.

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ son los momentos adicionales debidos al desplazamiento del eje baricéntrico del área reducida A_{ef} con respecto al eje baricéntrico de la sección transversal bruta (ver 34.7.2.3), (ver tabla 35.3.a)

χ_y χ_z son los coeficientes de reducción para pandeo por flexión (ver 35.1.2)

χ_{LT} es el coeficiente de reducción para pandeo lateral (ver 35.2.2). Para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión $\chi_{LT}=1,0$

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} son los coeficientes de interacción, que se obtendrán de la tabla 35.3.b

Tabla 35.3.a
Valores de $N_{Rk}=f_y A_i$, $M_{i,Rk}=f_y W_i$ y $\Delta M_{i,Ed}$ en las expresiones de dimensionamiento y comprobación frente a pandeo

Clase	1	2	3	4
A	A	A	A	A_{ef}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{ef,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{ef,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

Tabla 35.3.b.
Coeficientes de interacción k_{ij}

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Auxiliary terms:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$ C_{my} see Table A.2 $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ with $b_{LT} = 0,5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}}$ with $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}}$ with $d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ with $e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$	

$$\bar{\lambda}_{max} = \max \left\{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \right\}$$

$\bar{\lambda}_0$ = non-dimensional slenderness for lateral-torsional buckling due to uniform bending moment, i.e. $\psi_y = 1,0$ in Table A.2

$\bar{\lambda}_{LT}$ = non-dimensional slenderness for lateral-torsional buckling

For $\bar{\lambda}_0 = 0$:

$$C_{my} = C_{my,0}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = 1,0$$

For $\bar{\lambda}_0 > 0$:

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

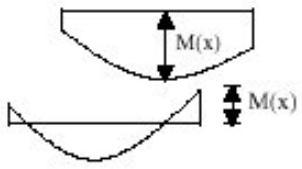
$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$$

$$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{pl,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{for class 4 cross-sections}$$

$N_{cr,y}$ = elastic flexural buckling force about the y-y axis
 $N_{cr,z}$ = elastic flexural buckling force about the z-z axis
 $N_{cr,T}$ = elastic torsional buckling force
 I_T = St. Venant torsional constant
 I_y = second moment of area about y-y axis

Table A.2: Equivalent uniform moment factors $C_{mi,0}$

Moment diagram	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_z \delta_s }{L^2 M_{1,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{1,Ed}(x)$ is the maximum moment $M_{y,Ed}$ or $M_{z,Ed}$ δ_s is the maximum member displacement along the member
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Con el objetivo de conseguir una mayor simplicidad las comprobaciones anteriores pueden realizarse en el rango elástico.

Además, cualquier sección transversal del elemento analizado sometido a flexión y compresión deberá verificar los criterios de resistencia establecidos en el Artículo 34°.

Para aquellas situaciones de dimensionamiento no contempladas en este apartado 35.3, tales como elementos con sección transversal no constante, elementos con condiciones de contorno complejas, etc. se recurrirá al método general de análisis en segundo orden, considerando lo expuesto en los Artículos 22° y 25°.

Comentarios

Las fórmulas de interacción recogidas en el apartado 35.3 se basan en la consideración de elementos de un solo vano simplemente apoyados con condiciones de apoyo de horquilla en sus extremos y con o sin arriostramientos intermedios laterales, sometidos a esfuerzos de compresión, momentos en extremos y/o cargas transversales. La formulación recogida en este apartado permite alcanzar una continuidad de la respuesta estructural entre las diferentes clases de sección y las posibles formas de agotamiento por inestabilidad que pueden aparecer en elementos sometidos a compresión y flexión.

En aras de alcanzar una mayor simplicidad, se presenta a continuación un método simplificado de dimensionamiento y comprobación de elementos sometidos a compresión y a flexión alrededor de uno de sus ejes principales, con pandeo alrededor del otro eje principal y pandeo lateral impedidos, el dimensionamiento y comprobación puede llevarse a cabo mediante la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{\beta M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

donde

$N_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido (ver 35.1.1)

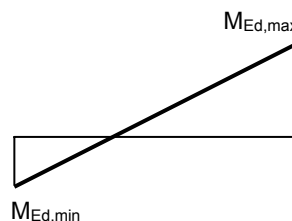
$M_{c,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección según el eje considerado de flexión (ver 34.4)

N_{cr} es el esfuerzo axil crítico elástico para el pandeo por flexión (ver 35.1.3)

N_{Ed} , M_{Ed} son los valores de cálculo del esfuerzo axil de compresión y del momento flector máximo a lo largo del elemento

c_M es el coeficiente de momento equivalente uniforme, referido al eje principal de flexión, que tiene en cuenta la distribución de momentos flectores. En el caso de distribución lineal a lo largo del todo el elemento

$$c_M = 0,6 + 0,4 (M_{Ed, \min} / M_{Ed, \max}) \geq 0,4$$



(el paréntesis tiene signo positivo si la flexión inducida por ambos momentos flectores tiene el mismo signo)

Para elementos sometidos a cargas transversales, perpendiculares a su directriz, o para pilares de recuadros traslacionales, puede utilizarse la expresión anterior recogida en estos comentarios, adoptando entonces $c_M = 1,0$. Para los recuadros traslacionales, se adoptará la longitud de pandeo correspondiente

$$L_{cr} = \beta L \text{ siendo } \beta \geq 1,0$$

Para elementos de sección constante, sometidos a compresión y a flexión según los dos ejes principales, el dimensionamiento y comprobación de estos elementos frente a inestabilidad puede llevarse a cabo mediante la siguiente expresión

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{c_{My}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{c_{Mz}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1,0$$

donde

$N_{b,Rd}$ es el mínimo de la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido según los dos ejes principales $N_{by,Rd}$ y $N_{bz,Rd}$ (ver 35.1.1)

$M_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral (ver 35.2.1)

$M_{cz,Rd}$ es la resistencia de cálculo de la sección a flexión (flexión alrededor del eje z-z) (ver 34.4)

c_{My} , c_{Mz} son los coeficientes que tienen en cuenta la distribución de momentos flectores según los dos ejes principales de flexión

Para llevar a cabo la verificación de elementos comprimidos y flectados con sección transversal constante de clase 4, de acuerdo con este método, deberá considerarse el desplazamiento del eje principal de la sección reducida para determinar los valores de cálculo de las solicitaciones.

35.4. Elementos planos rigidizados longitudinalmente

La respuesta estructural de secciones transversales con elementos rigidizados longitudinalmente depende, fundamentalmente, de dichos elementos. Estos suelen ser, en la mayoría de las ocasiones, alas comprimidas de secciones en cajón. Con el objeto de poder considerar un ancho considerable, a efectos de determinar su respuesta estructural y la de la sección transversal en su conjunto, dichos elementos se rigidizan en la dirección longitudinal. El grado en que la rigidización longitudinal incrementa la resistencia del elemento, y la de la propia sección transversal, depende de la rigidez de los propios rigidizadores longitudinales, función de su inercia y de la distancia entre rigidizadores transversales.

Comentarios

En el Anejo nº 4 se expone el proceso y reglas para llevar a cabo el dimensionamiento y comprobación de elementos planos rigidizados longitudinalmente.

35.5. Abolladura del alma a cortante

35.5.1. Generalidades

En este apartado se consideran los efectos de abolladura del panel de alma ocasionados por las tensiones tangenciales, satisfaciendo los siguientes criterios:

- los paneles son rectangulares (un panel inclinado se considerará a estos efectos como rectangular si el ángulo de inclinación es menor que 10°)
- pueden existir rigidizadores en la dirección longitudinal y/o transversal
- todos los agujeros son pequeños
- los elementos son uniformes

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad \text{para almas no rigidizadas}$$

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad \text{para almas rigidizadas (ver 35.5.2.1)}$$

donde

h_w es la altura del panel de alma

t_w es el espesor de alma

k_τ es el coeficiente de abolladura por cortante (ver 35.5.2.1)

η es un coeficiente que permite considerar la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material.

Para almas no rigidizadas con esbeltez $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$ y para almas rigidizadas con esbeltez $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$ deberá disponerse rigidizadores transversales en las secciones de apoyo.

Comentarios

Se recomienda para η el valor de 1,2.

El parámetro ε se determina mediante la siguiente expresión $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con f_y en N/mm².

35.5.2. Resistencia a la abolladura por cortante

Para almas sometidas a cortante, con o sin rigidizadores, el valor de cálculo del esfuerzo cortante que discurre por el alma $V_{w,Ed}$ deberá verificar:

$$V_{w,Ed} \leq V_{b,Rd}$$

donde

$V_{w,Ed}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante incluyendo el cortante inducido por torsión

$V_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo frente a abolladura del alma

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_V (f_{yw} / \sqrt{3}) \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} \quad \text{con} \quad \chi_V = \chi_w + \chi_f \quad \text{siendo} \quad \chi_V \leq \eta$$

siendo

h_w la distancia interior entre alas

t_w el espesor del panel del alma

El factor χ_w (ver 35.5.2.1) representa la contribución del alma y el factor χ_f (ver 35.5.2.2) representa la contribución de las alas a la resistencia frente a abolladura por cortante del elemento.

Los rigidizadores y las soldaduras deberán verificar los requisitos especificados en los apartados 35.9.3 y 35.9.3.5 respectivamente.

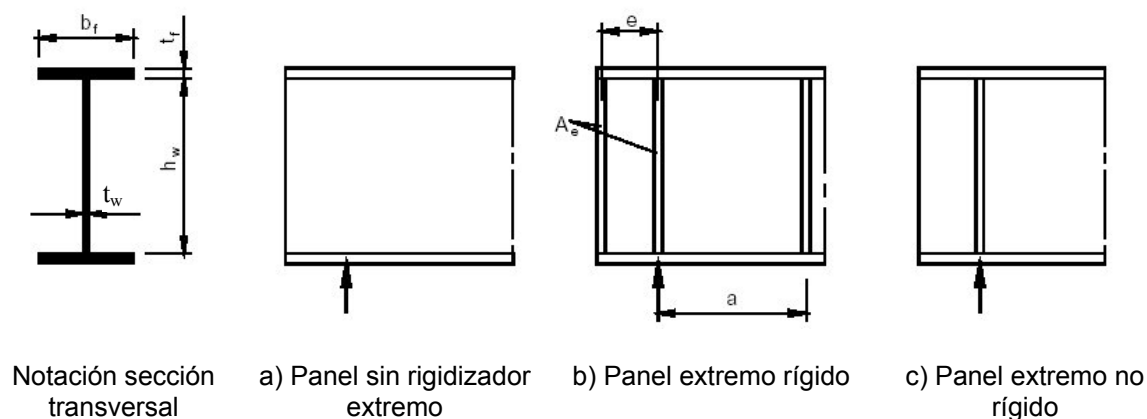


Figura 35.5.2. Criterio de clasificación del extremo del panel

35.5.2.1. Contribución del alma

Para almas con rigidizadores transversales únicamente en secciones de apoyo y para almas con rigidizadores transversales intermedios o rigidizadores longitudinales, o ambos, la contribución del alma a la resistencia frente a abolladura por cortante χ_w puede obtenerse a partir de la tabla 35.5.2.1, o bien a partir de la figura 35.5.2.1.a.

Tabla 35.5.2.1
Contribución del alma χ_w frente a abolladura por cortante

	Panel extremo rígido	Panel extremo no rígido
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Las condiciones de rigidización para paneles extremos rígidos y no rígidos quedan recogidas en el apartado 35.9.3.

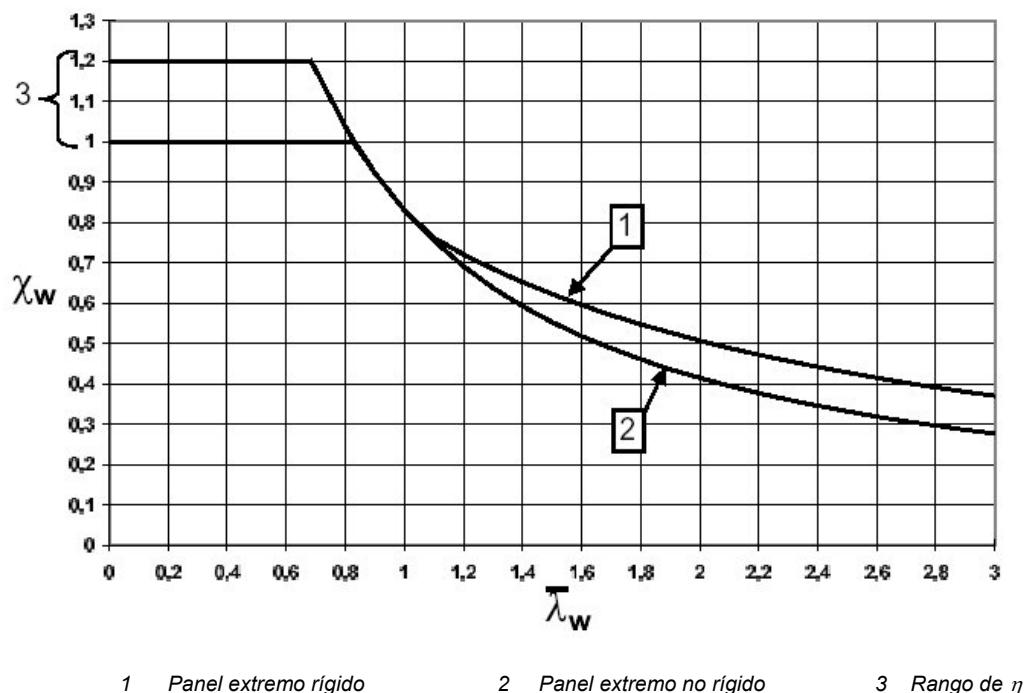


Figura 35.5.2.1.a. Contribución del alma χ_w a la resistencia a abolladura por cortante

La esbeltez del alma $\bar{\lambda}_w$ que aparece en la tabla 35.5.2.1 y en la figura 35.5.2.1.a viene dada por la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{(f_{yw} / \sqrt{3})}{\tau_{cr}}}$$

donde

τ_{cr} es la tensión tangencial crítica de abolladura que se obtiene de la siguiente expresión:

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$$

siendo

σ_E la tensión crítica de Euler

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2$$

k_τ es el coeficiente de abolladura por cortante. Para elementos planos con rigidizadores transversales rígidos y sin rigidizadores longitudinales o con más de dos rigidizadores longitudinales, dicho coeficiente se obtendrá de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 (h_w/a)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{para } a/h_w \geq 1,0$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 (h_w/a)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{para } a/h_w < 1,0$$

con $k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w} \right)^3}$ siendo no menor que $\frac{2,1}{t_w} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$

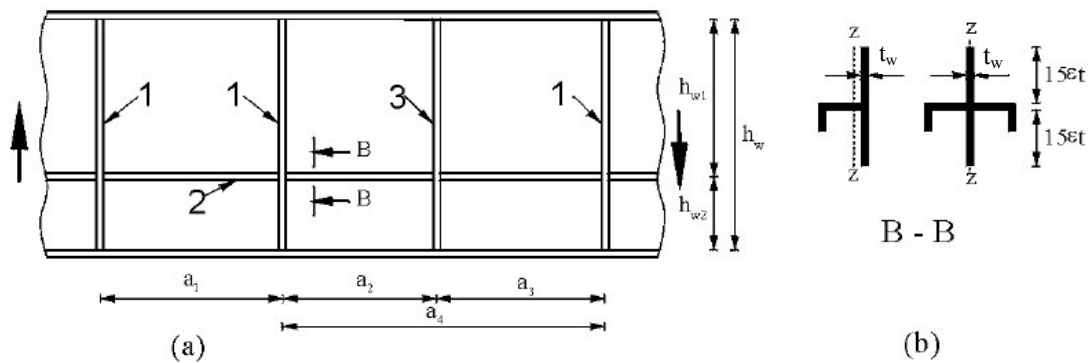
donde

a es la distancia entre rigidizadores transversales (ver figura 35.5.2.1.b)

I_{sl} es el momento de inercia de la rigidización longitudinal con respecto al eje z-z (ver figura 35.5.2.1.b)

Para paneles de alma con uno o dos rigidizadores longitudinales, si la relación de aspecto $\alpha = a/h_w \geq 3$, el coeficiente de abolladura de chapa por cortante k_τ puede obtenerse mediante la expresión anterior. Para paneles de alma con uno o dos rigidizadores longitudinales y con una relación de aspecto $\alpha = a/h_w < 3$, el coeficiente de abolladura de chapa por cortante k_τ puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$k_\tau = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}}$$



1 Rigidizador transversal rígido	2 Rigidizador longitudinal	3 Rigidizador transversal no rígido

Figura 35.5.2.1.b. Alma con rigidizadores transversales y longitudinales

Para el caso de almas con rigidizadores transversales únicamente en secciones de apoyo, la esbeltez $\bar{\lambda}_w$ puede obtenerse mediante:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t_w \varepsilon}$$

Para el caso de almas con rigidizadores transversales en secciones de apoyo y con rigidizadores transversales intermedios o rigidizadores longitudinales, o ambos, la esbeltez $\bar{\lambda}_w$ puede obtenerse mediante:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

siendo k_τ el mínimo coeficiente de abolladura por cortante para el panel de alma.

En caso de emplearse rigidizadores transversales no rígidos además de rigidizadores transversales rígidos (ver figura 35.5.2.1.b), deberán evaluarse los paneles de alma comprendidos entre dos rigidizadores cualesquiera (por ejemplo, $a_2 \times h_w$ y $a_3 \times h_w$) y los paneles de alma comprendidos entre dos rigidizadores transversales rígidos adyacentes que contengan rigidizadores transversales no rígidos ($a_4 \times h_w$) y comprobar la abolladura para el panel con el menor coeficiente k_τ .

Para el caso de un panel de alma con rigidizadores longitudinales, su esbeltez $\bar{\lambda}_w$ no deberá ser menor que la esbeltez del subpanel con mayor esbeltez $\bar{\lambda}_{wi}$ de todos los subpaneles en los que se ha subdividido el panel en estudio (ver figura 35.5.2.1.b):

$$\bar{\lambda}_{wi} = \frac{h_{wi}}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_{\tau i}}}$$

El coeficiente de abolladura por cortante $k_{\tau i}$ se refiere al subpanel con mayor esbeltez. Para obtener dicho coeficiente pueden utilizarse las expresiones dadas anteriormente, tomando $k_{\tau sl} = 0$.

Comentarios

Se suponen condiciones de contorno rígidas cuando las alas y los rigidizadores transversales son rígidos (ver 35.9.3.3). Los paneles de alma son simplemente los paneles entre dos rigidizadores transversales adyacentes (por ejemplo $a_1 \times h_w$ de la figura 35.5.2.1.b).

Para rigidizadores transversales no rígidos se tomará el valor mínimo de k_τ resultante de:

- a) considerar dos paneles de alma adyacentes con un rigidizador transversal flexible
- b) considerar tres paneles de alma adyacentes con dos rigidizadores transversales flexibles

35.5.2.2. Contribución de las alas

Cuando la resistencia del ala no está completamente utilizada para absorber el momento flector de cálculo ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$), se puede considerar una contribución χ_f de las alas para la obtención de la resistencia de cálculo frente a la abolladura por cortante. Dicha contribución se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\chi_f = \frac{b_f t_f^2 f_{yf} \sqrt{3}}{c \cdot t_w \cdot h_w \cdot f_{yw}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

donde

b_f y t_f se toman para el ala que conduce a la resistencia más baja, siendo b_f no mayor que $15\varepsilon t_f$ a cada lado del alma

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,Rk}}{\gamma_{M1}}$$

es la resistencia de cálculo a flexión de la sección transversal considerando exclusivamente la sección eficaz de las alas

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6b_f t_f^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right)$$

c es la distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el ala

f_{yf} y f_{yw} son respectivamente el límite elástico del acero de las alas y del alma

Si el elemento se ve sometido a un esfuerzo axil de cálculo N_{Ed} , entonces el valor de $M_{f,Rd}$ se reducirá multiplicándose éste por el factor:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2})(f_{yf} / \gamma_{M1})} \right)$$

donde A_{f1} y A_{f2} son las áreas de las alas.

35.6. Resistencia del alma a cargas concentradas transversales

Para almas rigidizadas o no rigidizadas de vigas laminadas o vigas armadas sometidas a cargas concentradas transversales aplicadas a través de un ala, el valor de cálculo de la fuerza transversal aplicada deberá satisfacer:

$$F_{Ed} \leq F_{Rd}$$

donde

F_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza transversal aplicada

$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \chi_F l_y t_w}{\gamma_{M1}}$ es el valor de la resistencia del alma frente a cargas transversales concentradas

siendo

l_y la longitud efectiva de carga

χ_F el coeficiente de reducción de abolladura local

t_w el espesor del alma

f_{yw} el límite elástico del acero del alma

En cualquier caso debe asegurarse que las alas se mantienen en posición según la dirección lateral, ya sea por su propia rigidez o por la existencia de arriostramientos.

El coeficiente de reducción χ_F por abolladura local se determina mediante la siguiente expresión

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1,0$$

siendo

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{I_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}$$

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad \text{carga transversal crítica de abolladura local del alma}$$

Para almas sin rigidización longitudinal, el factor k_F se obtendrá a partir de los esquemas presentados en la figura 35.6.a. Dichos esquemas atienden a los tres modos considerados de introducción de las cargas:

- Fuerza F_S aplicada a través de un ala y resistida por esfuerzo cortante en el alma (ver figura 35.6.a(a))
- Fuerza F_S aplicada a través de un ala y transmitida a través del alma directamente a la otra ala (ver figura 35.6.a(b))
- Fuerza F_S aplicada a través de un ala próxima a un extremo no rigidizado (ver figura 35.6.a(c))

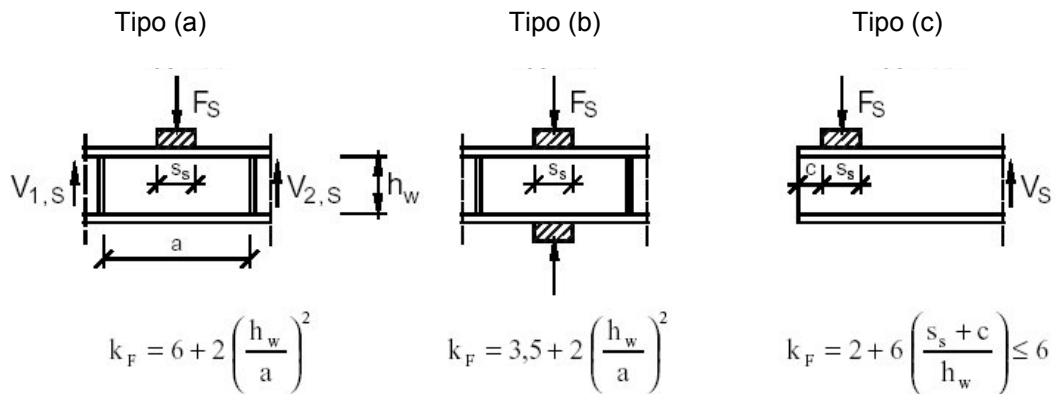


Figura 35.6.a. Coeficientes de abolladura para diferentes tipos de aplicación de la carga

Para secciones de vigas en cajón con almas inclinadas deberá llevarse a cabo el dimensionamiento y comprobación de ambos elementos, alma y ala, considerando las componentes de la carga transversal concentrada aplicada en el plano del alma y del ala.

La longitud efectiva de carga l_y depende del modo en como se aplique la carga y de la longitud del ala s_s sobre la cual se aplica directamente la misma, suponiendo un reparto a 45°. En cualquier caso s_s deberá ser inferior a h_w (ver figura 35.6.b).

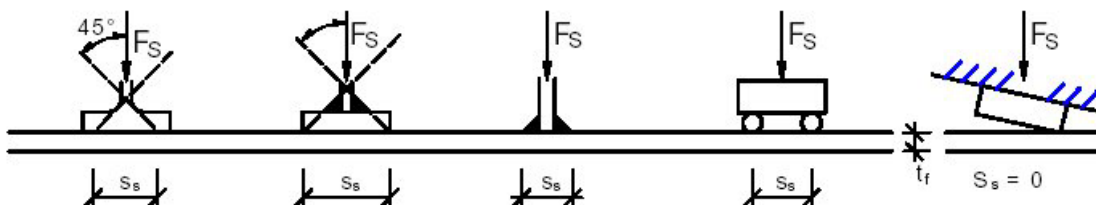


Figura 35.6.b. Longitud de ala sobre la cual se aplica la carga distribuida

La longitud l_y se calculará utilizando los parámetros adimensionales m_1 y m_2 :

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w}$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{si } \bar{\lambda}_F > 0,5$$

$$m_2 = 0 \quad \text{si } \bar{\lambda}_F \leq 0,5$$

Para secciones en cajón, el valor de b_f se limitará a $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ a cada lado del alma.

Para los casos a) y b) de la figura 35.6.a, la longitud l_y se obtendrá como:

$$l_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \quad \text{siendo } l_y \text{ no mayor que la distancia entre rigidizadores transversales adyacentes.}$$

Para el caso c) de la figura 35.6.a, la longitud l_y se obtendrá como la menor de las obtenidas de las siguientes expresiones:

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f} \right)^2 + m_2}$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2}$$

$$\text{con } l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c$$

$$l_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \quad \text{siendo } l_y \text{ no mayor que la distancia entre rigidizadores transversales adyacentes.}$$

Comentarios

Para almas con rigidizadores longitudinales se recomienda la siguiente expresión para determinar k_F

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{h_{w1}}{a} - 0,21 \right] \sqrt{\gamma_s}$$

donde h_{w1} es la profundidad del subpanel cargado que se toma como la distancia libre entre el ala cargada y el rigidizador longitudinal. En esta expresión γ_s es

$$\gamma_s = 10,9 \frac{I_{sl1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \left[0,3 - \frac{h_{w1}}{h_w} \right]$$

donde I_{sl1} es la inercia del rigidizador longitudinal más cercano al ala cargada, considerando la contribución de las partes del alma tal como se observa en la figura 35.5.2.1.b.

Esta expresión es sólo válida para $0,05 \leq \frac{h_{w1}}{h_w} \leq 0,3$ y para el tipo (a) considerado de aplicación de carga (ver figura 35.6.a).

El procedimiento presentado en 35.6 conduce a un cálculo iterativo de F_{Rd} .

35.7. Interacción

35.7.1. Cortante, flexión y esfuerzo axial

En aquellos casos en los que $\frac{V_{w,Ed}}{V_{b,Rd}}$ sea menor o igual que 0,5 no será necesario reducir la resistencia de la sección a flexión y a esfuerzo axial para tener en cuenta el efecto del esfuerzo cortante.

Si por el contrario $\frac{V_{w,Ed}}{V_{b,Rd}}$ es mayor que 0,5, la combinación de los efectos de flexión y esfuerzo axial, y de cortante, en el alma de una viga en I o en cajón deberá satisfacer la siguiente expresión

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} \right) + \left[\left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \left(2 \frac{V_{w,Ed}}{V_{b,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \leq 1$$

donde

$M_{f,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando exclusivamente la sección eficaz de las alas.

$M_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión (independientemente de la clase de sección)

Para llevar a cabo dicha verificación, el efecto combinado de la flexión y el esfuerzo axial $\left(\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} \right)$, puede calcularse utilizando las características de la sección transversal bruta. Además deberá satisfacerse la expresión del apartado 35.5.2 y la siguiente expresión

$$\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

La evaluación de los efectos de las acciones, N_{Ed} y $M_{y,Ed}$, deberá incluir los efectos de segundo orden cuando éstos sean relevantes.

La comprobación de la interacción deberá satisfacerse para todas aquellas secciones localizadas a una distancia inferior a $h_w/2$, contada a partir de la sección transversal de arranque del vano

La resistencia plástica de cálculo de la sección considerando exclusivamente las alas, $M_{f,Rd}$, debe obtenerse como el producto de f_y/γ_{M0} por el área reducida del ala,

tomando el valor más pequeño correspondiente a una de las alas, y por la distancia entre centros de gravedad de las alas.

En el caso de existencia de un axil N_{Ed} , $M_{pl,Rd}$ será la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida debido a la existencia de esfuerzo axil, $M_{N,Rd}$, definida en 34.7.2.1, y el valor de $M_{f,Rd}$ deberá reducirse de acuerdo con lo establecido en 35.5.2.2. En el caso de que el axil existente sea tal que provoque un estado de compresión en toda el alma, se adoptará $M_{f,Rd}=0$.

La verificación de la interacción en el ala de una sección en cajón se realizará tomando $M_{f,Rd}=0$ y, como valor del cortante en el ala, aquel valor que provoca una tensión media τ_{Ed} no menor que la mitad de la tensión tangencial máxima en el ala. Además, deberán verificarse los subpaneles teniendo en cuenta dicha tensión media de cortante en todo el subpanel y determinando χ_w para su comprobación frente a la abolladura, de acuerdo con 35.5.2.1, considerando los rigidizadores longitudinales como rígidos.

Comentarios

Para el caso de flexión esviada y esfuerzo axil, el efecto combinado de flexión y esfuerzo axil puede calcularse de acuerdo con la siguiente expresión

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{ef,z} f_y / \gamma_{M0}} \right)$$

También deberá verificarse que esta expresión debe ser menor o igual que la unidad

La comprobación que hay que realizar en este apartado aplica también al caso de secciones de clase 1 y 2. En estos casos el efecto combinado de la flexión y el esfuerzo axil se determinará referido a la resistencia plástica de cálculo de la sección.

Las tensiones de compresión se tomarán positivas.

35.7.2. Cargas concentradas transversales, flexión y esfuerzo axil

Si el elemento estructural se encuentra sometido a una carga concentrada transversal actuando en el ala comprimida en combinación con flexión y esfuerzo axil, deberá verificarse la siguiente expresión para la interacción:

$$\frac{F_{Ed}}{f_{yw} \chi_F I_y t_w} + 0,8 \left(\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} \right) \leq 1,4$$

γ_{M1}

Además deberá comprobarse la expresión del apartado 35.6, referente a la comprobación frente a cargas concentradas transversales, y la siguiente expresión, referente a la comprobación frente a flexión y esfuerzo axil de compresión:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{ef} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{ef,y} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

Si la carga concentrada actúa en el ala traccionada deberá comprobarse el apartado 35.6, así como la expresión recogida en el apartado 34.1.1.

35.8. Abolladura del alma inducida por el ala comprimida

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma $\frac{h_w}{t_w}$ deberá satisfacer la siguiente condición

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

donde

A_w es el área del alma

A_{fc} es el área eficaz del ala comprimida

f_{yf} es el límite elástico del acero del ala comprimida

El valor del coeficiente k se tomará:

- $k = 0,3$ cuando se utilice la capacidad de rotación plástica
- $k = 0,4$ cuando se utilice la resistencia plástica a flexión
- $k = 0,55$ cuando se utilice la resistencia elástica a flexión

En presencia de vigas curvas en alzado, con el ala comprimida en el lado cóncavo, la condición a cumplir será entonces:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3 \cdot r \cdot f_{yf}}}}$$

siendo r el radio de curvatura del ala comprimida.

35.9. Rigidizadores

35.9.1. Generalidades

En este apartado se dan criterios para el dimensionamiento de componentes de elementos de estructura de placa, como complemento a los criterios ya dados para la abolladura y para cargas concentradas (apartados 35.4, 35.5, 35.6 y 35.7).

Cuando se verifica la resistencia frente a pandeo, la sección transversal de un rigidizador puede obtenerse como el área bruta del rigidizador más una porción de placa de ancho igual a $15\epsilon t$ a ambos lados del rigidizador, y siempre no mayor que el ancho disponible a cada lado, no considerando la superposición de las partes contribuyentes de la placa para rigidizadores adyacentes (ver figura 35.9.1)

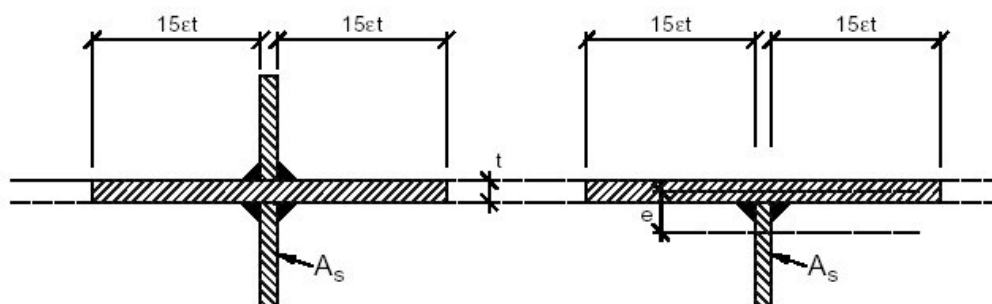


Figura 35.9.1. Sección transversal de un rigidizador

En general, el axil actuante en un rigidizador transversal se obtendrá en función del cortante y de cualquier carga concentrada aplicada en el mismo.

35.9.2. Tensiones longitudinales

Con el objetivo de conseguir un soporte rígido para una placa con o sin rigidizadores longitudinales, los rigidizadores transversales intermedios deberán verificar unas condiciones de mínima rigidez y mínima resistencia.

Asimismo, tanto los rigidizadores transversales como los longitudinales deberán satisfacer determinados requisitos para evitar el pandeo por torsión.

Comentarios

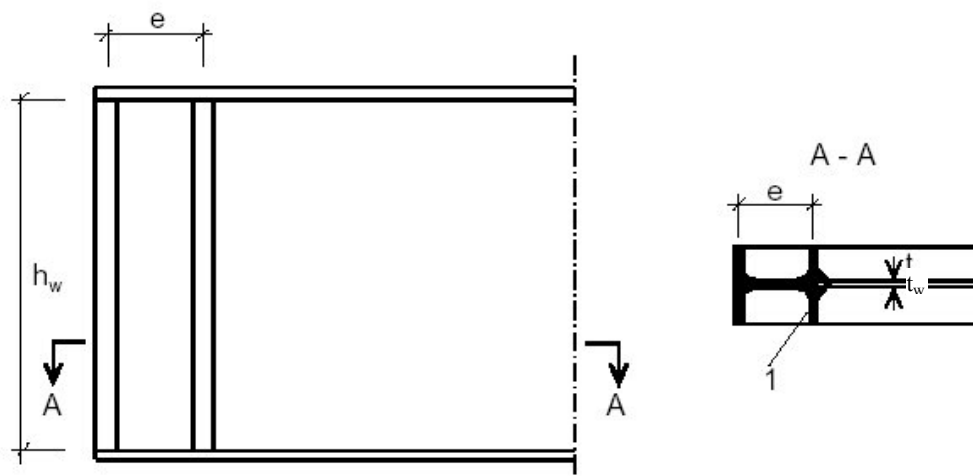
En el Anejo nº 5 se recogen las condiciones que deben verificar los rigidizadores transversales y longitudinales en el caso de elementos planos rigidizados longitudinalmente, cuando éstos se ven sometidos a tensiones directas longitudinales en la dirección de la directriz del elemento, así como detalles constructivos relativos a la rigidización

35.9.3. Cortante

35.9.3.1. Panel extremo rígido

El panel extremo rígido (ver figura 35.5.2) deberá actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción de los apoyos (ver 35.9.4), y como una viga corta resistiendo las tensiones longitudinales de membrana en el plano del alma.

Un panel extremo rígido puede estar compuesto por un rigidizador transversal doble a ambos lados del alma que forman las alas de una viga corta de longitud h_w (ver figura 35.5.2, caso b)). El panel de alma comprendido entre los rigidizadores constituye el alma de esta viga corta. De modo alternativo, el panel extremo rígido puede resolverse con la introducción de un perfil laminado, conectado con el extremo del panel de alma, tal como se muestra en la figura 35.9.3.1.



1. perfil insertado

Figura 35.9.3.1. Perfil laminado formando un panel extremo rígido

Cada uno de los rigidizadores transversales dobles compuestos por chapas deben tener un área transversal de, al menos, $\frac{4h_w t_w^2}{e}$ donde e es la distancia entre centros de los rigidizadores, verificándose que $e > 0,1 \cdot h_w$.

En aquellos casos en los que el panel extremo rígido no se resuelva con rigidizadores planos, el rigidizador que se disponga deberá poseer un módulo resistente a flexión alrededor de un eje horizontal perpendicular al alma de, como mínimo, $4h_w t_w^2$.

35.9.3.2. Rigidizadores actuando como extremos no rígidos

Un extremo no rígido puede materializarse mediante un único rigidizador doble, a ambos lados del alma, tal como se muestra en la figura 35.5.2, caso c). Éste puede actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción (ver 35.9.4)

35.9.3.3. Rigidizadores transversales intermedios

Los rigidizadores intermedios que trabajan como soportes rígidos para los paneles interiores del alma deberán comprobarse por resistencia y rigidez. Los demás rigidizadores intermedios se consideran flexibles; su rigidez se tiene en cuenta en el cálculo de k_τ (ver apartado 35.5.2.1).

La sección reducida de aquellos rigidizadores intermedios que trabajen como soportes rígidos para paneles de alma deberá tener una inercia mínima I_{st} tal que:

$$\text{si } a/h_w < \sqrt{2} \quad I_{st} \geq \frac{1,5h_w^3 t_w^3}{a^2}$$

$$\text{si } a/h_w \geq \sqrt{2} \quad I_{st} \geq 0,75h_w t_w^3$$

La resistencia de los rigidizadores transversales intermedios rígidos se comprobará para la aplicación de un esfuerzo axial de valor $(V_{Ed} - \chi_w f_{yw} h_w t_w / (\sqrt{3} \gamma_{M1}))$, de acuerdo con 35.9.4, donde χ_w se calcula para el panel de alma comprendido entre rigidizadores

transversales adyacentes al rigidizador en cuestión, asumiendo que éste no existe. En caso de tener esfuerzo cortante variable, la comprobación se lleva a cabo para el esfuerzo cortante de cálculo obtenido a una distancia $0,5h_w$ del extremo del panel sometido al mayor esfuerzo cortante.

35.9.3.4. Rigidizadores longitudinales

La comprobación resistente frente a tensiones normales longitudinales de estos elementos deberá llevarse a cabo si estos rigidizadores han sido tenidos en cuenta para resistir tensiones normales longitudinales.

35.9.3.5. Soldaduras

Las soldaduras ala-alma pueden ser dimensionadas para un flujo de cortante $\frac{V_{Ed}}{h_w}$ siempre que el valor del esfuerzo cortante de cálculo verifique que $V_{Ed} \leq \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$.

Para valores del esfuerzo cortante de cálculo superiores a este límite, la soldadura entre almas y alas deberá dimensionarse para un flujo de cortante $\frac{\eta f_{yw} t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$, a no ser que se realice un estudio en detalle del estado tensional.

En todos los otros casos, las soldaduras deberán dimensionarse para transferir las pertinentes fuerzas entre las componentes a unir, teniendo en cuenta el método de análisis y los efectos de segundo orden.

35.9.4. **Cargas transversales concentradas**

Si la resistencia de cálculo de un alma no rigidizada frente a cargas transversales concentradas resulta insuficiente, se deberá disponer rigidizadores transversales.

La resistencia a pandeo de un rigidizador transversal sometido a una carga transversal concentrada y a cortante (ver apartados 35.9.1 y 35.9.3.3) deberá determinarse según el apartado 35.3, empleando la curva c de pandeo y una longitud de pandeo no menor que $0,75 h_w$, cuando ambos extremos se encuentren coaccionados lateralmente. En los casos en que las condiciones de contorno ofrezcan una menor coacción lateral, deberá utilizarse un valor mayor de la longitud de pandeo. Si los rigidizadores tienen agujeros en su extremo cargado, la verificación de su resistencia se llevará a cabo considerando tales cortes.

En aquellos casos en los que se emplee un rigidizador a un solo lado del alma u otros rigidizadores no simétricos, la excentricidad resultante se tendrá en cuenta al aplicar lo establecido en el apartado 35.3, o al aplicar el método general para el cálculo a pandeo lateral torsional de elementos estructurales. Si se supone que los rigidizadores proporcionan arriostramiento lateral al ala comprimida, éstos deberán cumplir los criterios de resistencia y rigidez establecidos para el dimensionamiento frente a pandeo lateral torsional.

CAPÍTULO X. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 36º Bases

Las estructuras metálicas deben de ser proyectadas, construidas y mantenidas de forma que se garantice el cumplimiento de todos los requisitos en Estados Límite de Servicio establecidos en 8.1.3.

Las exigencias dadas en el siguiente articulado serán de obligado cumplimiento, excepto cuando para un proyecto dado se establezcan criterios específicos, relativos a los requisitos exigibles, por mutuo acuerdo entre el cliente, el proyectista y la Administración competente.

Los requisitos de los Estados Límite de Servicio de deformaciones y vibraciones se definen en función del tipo de uso de la estructura, con independencia del material que la constituye.

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 58.9.

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.

Comentarios

A partir de consideraciones de orden económico o relativas a la calidad de la estructura, la propiedad y los profesionales implicados pueden acordar condiciones específicas relativas a las exigencias de la respuesta de la estructura en servicio y a los valores límites correspondientes, los cuales deben quedar clara y explícitamente definidos en la Memoria y/o Planos del Proyecto.

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 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 necesario el control 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 58.9, resulta necesario controlar la ausencia de deslizamiento en condiciones de servicio, según se establece 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 controlar el Estado Límite de deformaciones transversales en panales 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 el control de los Estados Límite de Servicio se obtendrá a partir de un análisis global elástico de la estructura.

Las combinaciones de acciones a considerar serán las apropiadas a los controles establecidos 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 los anchos eficaces establecidos en el 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 del control a verificar.

Comentarios

En el caso de puentes, o de elementos estructurales de especial relevancia, puede ser necesario considerar los efectos de los cambios de espesor de las chapas en la estimación de las acciones de peso propio y en las rigideces del modelo estructural.

En el caso de estructuras de edificación, o sometidas a cargas predominantemente estáticas, en las que no sea de aplicación el control del Estado Límite de plastificaciones locales del artículo 41° y, además, se utilice el análisis global plástico para los Estados Límite Últimos, pueden producirse redistribuciones elastoplásticas bajo solicitaciones de servicio, cuyos efectos resulta necesario considerar para el control de los Estados Límites de Servicio que sean de aplicación.

Asimismo, cuando en dicho tipo de estructuras existan secciones esbeltas (Clase 4), pero no sea de aplicación el Estado Límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos del artículo 40°, pueden producirse ciertos niveles de fenómenos de inestabilidad bajo solicitaciones de servicio. El control de los demás Estados Límite de Servicio que sean de aplicación requiere, en general, adoptar las características de las secciones reducidas definidas en 20.7. A dichos efectos, puede reemplazarse el límite de elasticidad del material, f_y , por la tensión máxima de compresión, en el panel afectado, bajo condiciones de servicio.

36.4. Requisitos de diseño

Además de los controles definidos en este Capítulo X, los requisitos de durabilidad establecidos en 8.1.3 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 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 metálica, 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 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 a evacuar, teniendo en cuenta la pendiente del tablero, así como la ubicación y diámetro 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 37º Estado límite de deformaciones

37.1. Consideraciones generales

El Estado Límite de deformaciones en una estructura metálica se satisface si los movimientos (flechas o rotaciones) en la estructura, o elementos estructurales son menores que unos valores límites 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 expuestos en 13.3, y las acciones definidas por las 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 control 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 estudiará con la combinación quasi-permanente 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 las 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 afectadas por el tipo o procedimiento de fijación o montaje que se utilice.

Por todo ello, los valores límites que se recomiendan en este artículo son de carácter semiempírico meramente indicativo. En cada Proyecto, los valores límites máximos deben ser acordados entre el cliente, el proyectista y la eventual Autoridad competente, según la naturaleza de las características particulares correspondientes. 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 metálicas, 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 metálicos, que contrarreste las deformaciones permanentes, instantáneas y diferidas, y en algunos casos la fracción quasi-permanente de las deformaciones debidas a las sobrecargas totales.

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

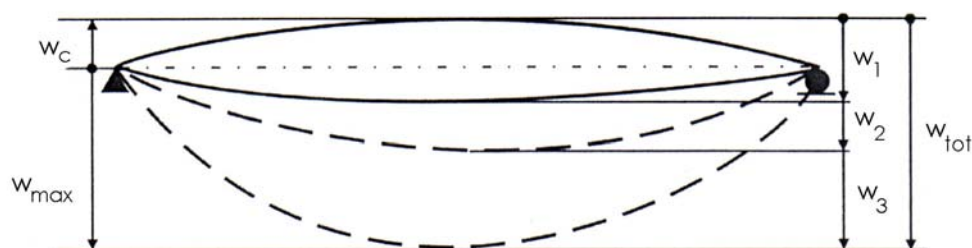


Fig. 37.1.a. Definición de flechas verticales

- w_c = contraflecha de ejecución en taller del elemento metálico (descargado)
- w_1 = flecha inicial bajo la totalidad de las cargas permanentes actuando sobre la estructura
- w_2 = componente diferida de la deformación bajo cargas permanentes
- w_3 = flecha debida a la acción de las sobrecargas, bajo la combinación 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, siendo:

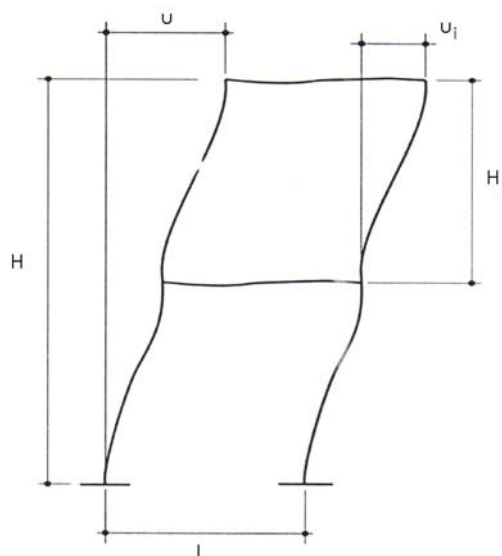


Fig. 37.1.b. Definición de deformaciones horizontales

$u =$ flecha horizontal total del edificio o estructura de altura H

$u_2 =$ flecha horizontal, relativa entre cotas de forjado, de cada nivel o planta de altura H_i

Comentarios

La componente diferida w_2 sólo interviene en el caso de estructuras mixtas, o de elementos metálicos que formen parte de estructuras híbridas que combinen elementos en acero, hormigón o mixtos. Generalmente es nula en estructuras estrictamente metálicas.

En el caso de montajes evolutivos, la flecha inicial, w_1 , debe obtenerse como suma de las deformaciones en la estructura para las diferentes fases y esquemas de montaje. En procesos constructivos de larga duración puede incluirse en dicha flecha inicial, w_1 , la parte de la componente diferida que se desarrolla durante el proceso de ejecución.

Para estudiar la afección de las deformaciones sobre la funcionalidad, durabilidad o estética de los elementos no resistentes que descansan sobre la estructura, como es el caso de tabiques, cerramientos, equipamientos en puentes, etc, debe distinguirse entre:

- Flecha total instantánea ($w_1 + w_3$) o a largo plazo (w_{tot}), producida por la combinación de acciones a considerar, desde el inicio de su actuación.
- Flecha activa (w_{activa}), a corto o largo plazo, respecto a un elemento susceptible de daño, producida a partir del instante en el que se construye dicho elemento (o se fija a la estructura). Su valor es igual, por tanto, a la flecha total (instantánea o a largo plazo) menos la flecha que ya se había producido previamente al momento en que se construye o instala dicho elemento.
- Flecha aparente (w_{max}), instantánea o diferida, igual a la flecha total correspondiente menos la contraflecha de ejecución.

37.2. Límites de deformaciones en edificios

Los valores límites recomendados en los siguientes subapartados son valores indicativos, de carácter semiempírico, que pueden ser considerados como valores límite, salvo que otros valores más restrictivos (o, excepcionalmente, menos restrictivos) sean acordados entre las partes implicadas, según se indica en 37.1.

Comentarios

Las deformaciones en la estructura de un edificio metálico deben calcularse según criterios elásticos, aunque en algunos casos poco habituales (ver 36.3) puede resultar preciso considerar la influencia de fenómenos de segundo orden, de la rigidez rotacional de las juntas semirrígidas o, finalmente, de un cierto nivel de deformaciones elastoplásticas bajo solicitaciones de servicio.

37.2.1. Deformaciones verticales

En la tabla 37.2.1 se incluyen los valores límite indicativos recomendados para las flechas verticales, referidos a un vano de luz L . En el caso de voladizos, se adoptará como L el doble de la longitud del voladizo.

Los valores límite indicados corresponden a las deformaciones obtenidas con la combinación de acciones rara.

TABLA 37.2.1. Valores límite indicativos recomendados para las flechas verticales

Tipo de Elemento	Valores límite w_{activa}
Cubiertas (accesibles sólo para mantenimiento)	$L/250$
Cubiertas accesibles (con carácter general)	$L/300$
Vigas y forjados (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$L/300$
Vigas y forjados soportando tabiques ordinarios o solados rígidos con juntas	$L/400$
Vigas y forjados soportando elementos frágiles: tabiques, cerramientos o solados rígidos	$L/500$
Vigas soportando pilares	$L/500$
Vigas soportando muros de fábrica	$L/1000$

En elementos vistos, que puedan afectar a la apariencia del edificio, la flecha total aparente w_{max} debe limitarse a $L/250$ para la combinación característica y a $L/300$ para la quasi-permanente.

En vigas carrileras de pórticos grúa la w_{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.

Comentarios

Las limitaciones de flechas en estructuras metálicas pueden, en general, establecerse con criterios menos severos que para estructuras de hormigón, ya que la componente diferida (w_2) de la flecha activa es nula, eliminando gran parte de las incertidumbres que, junto con los efectos debidos a las fisuración del hormigón, pueden afectar al daño sobre los elementos no resistentes que descansan sobre la estructura.

El Proyecto podrá incluir medidas tendentes a reducir el valor de la flecha activa actuando sobre el plan de obra: retrasando la ejecución de los elementos frágiles, acopiando materiales de acabado previamente a su uso, estableciendo secuencias de ejecución favorables, etc. En estos casos, las medidas previstas deberán quedar explícitas en la Memoria y/o Planos y controlarse su seguimiento por la Dirección de Obra.

En caso de vigas o forjados de luz superior a 5 metros, o cuando preocupe la posible fisuración de la tabiquería, solados o cerramientos frágiles, los valores de la tabla 37.2.1 deben adoptarse con precaución. Existen abundantes referencias bibliográficas sobre el riesgo de patologías de fisuración cuando la flecha activa supera 10 mm.

En estos casos, el Proyecto podrá establecer valores límites más severos, o exigir medias de carácter constructivo apropiadas para minimizar la flecha activa o su afección sobre la patología no deseada. En la Memoria del Proyecto se relacionarán los elementos susceptibles de deterioro, los valores límite adoptados en cada caso y las condiciones de uso o precauciones constructivas que tales hipótesis puedan inducir.

37.2.2. Deformaciones horizontales

En la tabla 37.2.2 se incluyen los valores límite orientativos recomendados para las flechas horizontales, u y u_i , referidos, respectivamente, a la altura total del edificio H o de cada piso aislado H_i (ver figura 37.1.b).

Las flechas horizontales se calcularán para las sobrecargas correspondientes a la combinación de acciones rara.

Tabla 37.2.2. Valores límite indicativos recomendados para las flechas horizontales

Condiciones	Valores límite
Pórticos de cubiertas (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$u \leq H/150$
Edificios de una planta (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$u \leq H/300$
Edificios de varias plantas	
- total de la estructura	$u \leq H/500$
- en cada planta	$u_i \leq H_i/300$
- en cada planta con tabiques, cerramientos o solados frágiles	$u_i \leq H_i/500$
Edificios esbeltos de gran altura	$u \leq H/600$

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 superar los 20 mm.

Comentarios

En edificios de altura superior a 100 m., el control, por razones de confort, de las vibraciones bajo la acción de ráfagas de viento puede resultar más restrictivo.

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 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 deben tener en cuenta:

- La tolerancia y errores de construcción.
- 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 cubrición.
- Acumulación de nieve.

37.3. Límites de deformaciones en puentes

El control de deformaciones (flechas y curvaturas) 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 el revestimiento de la calzada de puentes carreteros, 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 de 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, 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 de Obra antes de iniciarse cualquier operación de corte o despiece de las chapas o perfiles en taller.

Las tolerancias máximas admisibles de ejecución o montaje, respecto a la directriz teórica de Proyecto, se ajustarán a lo establecido en el artículo 80º de esta Instrucción o en las normativas vigentes que sean de aplicación.

Comentarios

La correcta evaluación y control de las contraflechas de ejecución en puentes metálicos exige una gran precisión, ya que cualquier infra o sobrevaloración de las mismas puede acarrear desvíos superiores a las tolerancias admisibles.

Para ello resulta necesario:

- Evaluar con precisión las magnitudes reales de las cargas de peso propio y cargas muertas, así como su secuencia de aplicación sobre la estructura.
- Estimar adecuadamente la rigidez de la estructura en cada una de las fases de montajes evolutivos, incluyendo la deformación por cortante o posibles deslizamientos en las uniones atornilladas, si fuera necesario.
- Considerar en el modelo las rigideces a torsión en cada fase, cuando se trate de puentes curvos o sometidos a cargas permanentes excéntricas.
- Plantear las medidas correctoras, mediante contraflechas adicionales o procedimientos adecuados de soldadura, de las deformaciones producidas por la ejecución de las uniones soldadas.
- Incluir en el Control de Calidad de la ejecución en taller y del montaje en obra, el seguimiento de la evolución de la deformada de la estructura en las sucesivas etapas de su fabricación y montaje, así como su contraste con las previsiones teóricas del proyecto.
- Acompañar el control de flechas máximas con el de rotaciones en los apoyos sobre pilas intermedias y estribos, así como en las secciones de conexión entre tramos, evitando quiebros inadmisibles, o previendo cuñas metálicas u otras medidas correctoras de la nivelación de los sistemas de apoyo.

En ausencia de criterios alternativos fijados por el proyectista o la Dirección de las Obras, pueden establecerse como valores límite de las tolerancias dimensionales, para las desviaciones en planta y alzado al final del montaje, las siguientes:

	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Pasarelas y carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	L/2000 ≤10 mm	L/1000 ≤20 mm	L/800 ≤25 mm
Puentes isostáticos de varios vanos	L/4000 ≤5 mm	L/2000 ≤10 mm	L/1600 ≤15 mm
Puentes continuos	L/1500 ≤15 mm	L/900 ≤30 mm	L/600 ≤40 mm

En puentes de ferrocarril las tolerancias serán fijadas por la Administración competente, según se trate de vías con balasto o vías-placa.

37.3.1. Puentes de carretera

La rigidez del tablero será tal que, bajo la actuación de las sobrecargas frecuentes establecidas por la 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 el caso de tableros con losas ortótropas, se comprobará que la deformación de los rigidizadores longitudinales, bajo la acción de las sobrecargas frecuentes, no supera el valor L/500, siendo L la distancia entre rigidizadores transversales.

En tableros con voladizos importantes, o con flexibilidad transversal en secciones coincidentes con juntas de dilatación, se controlará que la deformación transversal máxima, bajo la actuación de las sobrecargas frecuentes, no supere los 5 mm, salvo especificaciones técnicas diferentes por parte del proveedor de las juntas.

Comentarios

Podrían admitirse valores ligeramente superiores de la deformación del tablero si se realiza un análisis dinámico preciso que controle la amplificación de las deformaciones estáticas y el nivel de vibraciones bajo el paso de las sobrecargas móviles.

En tableros atirantados, arcos de tablero inferior, o estructuras asimilables, deberá tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de sobrecarga considerada.

37.3.2. Pasarelas

La flecha debida a la actuación de las sobrecargas frecuentes, establecidas por la IAP, no superará el valor $L/1200$, siendo L la luz del vano.

Comentarios

Resulta de aplicación lo indicado en los comentarios de 37.3.1.

37.3.3. Puentes de ferrocarril

Los criterios específicos para el control de las deformaciones en servicio en puentes de ferrocarril se ajustarán a lo establecido en la Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF).

37.3.4. Requisitos para el drenaje de las plataformas

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

Comentarios

En pasarelas y puentes carreteros deben disponerse drenes adyacentes a las ubicaciones de las juntas de dilatación, siendo necesario, en ciertos casos, proyectarlos a ambos lados de cada junta. En puentes ferroviarios con balasto, y para longitudes de hasta 40 m., no suele ser necesario disponer juntas de desagüe entre estribos.

Artículo 38º 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, debe 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 propias, o de las de elementos estructurales aislados, deben 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 propias bajas, o próximas a las de excitación, los controles establecidos en este articulado pueden no resultar adecuados o suficientes, debiéndose proceder a un análisis dinámico refinado de la respuesta estructural (amplitudes, velocidades y aceleraciones), que incluya la consideración de los posibles amortiguamientos.

En aquellos casos en que los efectos dinámicos puedan ser relevantes, la Memoria del Proyecto explicitará los controles, análisis y criterios de aceptación utilizados, que pueden diferir de los recomendados en este articulado, previo acuerdo entre el proyectista, el cliente y la eventual Autoridad competente.

Comentarios

En estructuras, o elementos estructurales aislados, que sean sensibles a los efectos de las vibraciones, o cuando se hallen sometidas a vibraciones forzadas de intensidad (puentes, sistemas de cables, vigas carrileras, pantalanés, por ejemplo), los efectos dinámicos pueden inducir, además de los problemas en servicio controlados en este articulado, amplificaciones importantes y repetitivas de los esfuerzos y deformaciones que pueden afectar a la seguridad resistente o por fatiga de la estructura, y deben ser tenidos en cuenta en los controles de los Estados Límite Últimos de la misma.

La frecuencia fundamental de una estructura puede evaluarse por cualquier método de análisis dinámico que permita reproducir adecuadamente las características másicas, elásticas e inerciales de la estructura y los elementos soportados por ella.

El comportamiento dinámico de estructuras resulta difícil de evaluar con precisión, tanto en lo relativo a las caracterización de las cargas dinámicas, como de las condiciones de masa, rigidez y amortiguamiento de los elementos estructurales, así como de los no resistentes (tabiquerías, cerramientos, solados, barandillas, etc).

El recurso a sistemas de amortiguación dinámica, pasivos o semiactivos, permite resolver de forma sencilla y muy eficaz los problemas vibratorios de estructuras en las que no resulte posible, o económico, actuar sobre las condiciones de rigidez de las mismas, para alejar sus frecuencias propias de las zonas susceptibles de resonancia.

38.2. Control de vibraciones en estructuras 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.

Comentarios

A modo indicativo, resulta conveniente que las frecuencias propias de edificios con estructura metálica susceptibles de sufrir vibraciones, inducidas por el movimiento acompasado de grupos de personas, no sean inferiores a los valores límite de la tabla 38.2, por razones de confort. En circunstancias normales, estos requisitos permiten garantizar aceleraciones máximas inferiores a 0,05/0,10 g.

Tabla 38.2. Valores límite indicativos recomendados para las frecuencias propias de estructuras abiertas al público

Tipo de estructura	Frecuencia propia (Hz)

- Gimnasios y polideportivos	> 9,0
- Salas de fiestas y locales sin asientos fijos	> 8,0
- Estadios, locales de concierto o espectáculo con asientos fijos	> 3,4
- Oficinas, centros comerciales	> 3,0

En caso contrario, o cuando así lo exija el cliente, podrá llevarse a cabo un análisis dinámico para controlar las máximas amplitudes, velocidades y aceleraciones esperables, bajo cierto tipo de actividades rítmicas de grupo.

En edificios convencionales con estructura metálica el factor de amortiguamiento crítico puede tomarse del 3%, pudiendo oscilar entre 1,5%, para espacios sin particiones, hasta 4,5% para superficies muy compartimentadas.

38.3. Control de vibraciones en puentes

Los puentes deben cumplir los requisitos de los Estados Límite de Servicio bajo los efectos dinámicos de 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, si se proyectan aceras transitables. También resulta conveniente limitar el nivel de emisión de ruidos a causa de las vibraciones, especialmente en puentes ubicados en entornos urbanos.

Tales condiciones se cumplen generalmente cuando la máxima aceleración vertical que puede producirse, en cualquier zona o elemento transitable por peatones, no supere el valor $0,5\sqrt{f_0}$, en $[m/seg^2]$, siendo f_0 la frecuencia del primer modo de vibración vertical, considerando únicamente las cargas permanentes, expresada en hertzios.

Este requisito afecta únicamente al caso de pasarelas y puentes con aceras transitables. El general, los puentes carreteros sin aceras transitables no necesitan un control de vibraciones en condiciones de servicio, salvo lo establecido en 38.3.1.

El control de vibraciones en puentes de ferrocarril, principalmente en líneas de alta velocidad, requiere requisitos específicos más estrictos, según se trata en 38.3.3.

Comentarios

En tableros con voladizos esbeltos transitables es preciso controlar no sólo la vibración general de la estructura, sino también la vibración propia de los voladizos y la posible interacción entre ambas.

Con independencia de la respuesta general de la estructura, debe prestarse atención a la posible presencia de barras, tirantes, elementos secundarios de arriostramiento, etc., cuyas frecuencias propias de vibración, próximas a las frecuencias de excitación debidas al paso de vehículos o peatones sobre el tablero, sean susceptibles de desencadenar problemas de resonancia. En estos casos debe actuarse incrementando la rigidez propia de dichos elementos asilados o, en algunos casos especiales (tirantes por ejemplo), disponiendo sistemas específicos de amortiguación.

Para cálculos dinámicos en servicio de puentes metálicos se adoptará, salvo justificación específica, un factor de amortiguamiento crítico del 0,4%.

38.3.1. Puentes de carretera

Los efectos dinámicos de las cargas de tráfico habituales en puentes de carretera no singulares pueden considerarse adecuadamente cubiertos por los coeficientes de impacto dinámico, incluidos implícitamente en las acciones características de tráfico establecidas por la IAP, que se utilizan para el control de los demás Estados Límite de Servicio, así como para los Estados Límite Últimos y de Fatiga, de esta Instrucción.

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.

Así pues, únicamente puede resultar necesario el control de vibraciones en puentes carreteros:

- Cuando se proyectan estructuras muy esbeltas en las que no se satisface estrictamente el valor límite de deformaciones de 37.3.1.
- En puentes de carácter urbano o semiurbano con aceras transitables por peatones.
- En estructuras de gran esbeltez o en tipologías estructurales singulares.

En estos casos suele resultar suficiente con el criterio de comprobación simplificada, a partir de la primera frecuencia propia de la estructura en vacío, establecido en los comentarios de este artículo. Alternativamente, deberá justificarse, mediante un análisis dinámico, que la aceleración vertical máxima no supere el valor límite establecido en 38.3, bajo el paso de un vehículo pesado de 400 kN sobre la plataforma, con velocidades comprendidas entre 20 y 50 km/h.

Comentarios

En puentes no singulares, con un esquema estructural tipo viga, el control de la aceleración vertical máxima, establecido en 38.3, puede sustituirse por una limitación de la deformación estática del tablero, función de f_0 :

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \cdot \frac{Lf_0 - 18}{2000 f_0^2} \quad \text{siendo}$$

y_e la flecha estática (m) producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m² centrada en el vano mayor y extendida a todo el ancho de calzada en una longitud a (m) de valor:

$$a = \frac{9}{b} + 0,06L$$

b ancho total de calzada, en metros

L luz del vano mayor, en metros

f_0 frecuencia del primer modo de vibración, de la estructura en vacío, en Hz.

Se asegura así un nivel de percepción de las vibraciones del tablero que puede considerarse aceptable, con aceleraciones máximas, en general, no superiores a 0,05/0,10 g.

38.3.2. Pasarelas

En general, deberán evitarse frecuencias principales comprendidas en el rango de 1,6 Hz a 2,4 Hz y, si es posible, en el rango de 3,5 Hz a 4,5 Hz.

No suele haber problemas vibratorios en pasarelas cuya frecuencia principal supere los 5 Hz.

En los casos en los que no se cumplan las condiciones citadas, deberá efectuarse un análisis dinámico para controlar que la aceleración vertical máxima no supere el valor límite establecido en 38.3, bajo el paso de un peatón de 750 N de peso, andando o corriendo sobre la plataforma.

Además, los requisitos precedentes pueden no ser suficientes para asegurar una correcta respuesta vibratoria en ciertos casos, como:

- Estructuras singulares no convencionales.
- Pasarelas de anchura superior a 3,0 m en zonas urbanas o semiurbanas.
- Pasarelas ubicadas en zonas donde puede esperarse un tráfico intenso de peatones o exista el riesgo de concentraciones de gente sobre la propia pasarela.

En estos casos, un estudio dinámico riguroso será obligatorio. El proyectista deberá acordar con el cliente y la Autoridad competente las hipótesis de diferentes solicitaciones dinámicas (peatones o grupos de peatones andando, acompasadamente, corriendo, saltando, etc. en vibraciones estacionarias o transitorias), incluso vandálicas, a considerar, así como las amplitudes, velocidades y aceleraciones dinámicas máximas admisibles para cada situación.

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

Resulta, por ello, aconsejable en pasarelas con bajos amortiguamientos evitar frecuencias propias de vibración lateral situadas en el rango entre 0,8 Hz y 1,2 Hz y también, en menor medida, en el rango entre 2,6 Hz y 3,4 Hz.

Longitudinalmente conviene establecer siempre vínculos horizontales al terreno suficientemente rígidos.

Comentarios

El rango inferior, entre 1,6 Hz y 2,4 Hz, corresponde a acciones dinámicas debidas a la excitación de peatones andando o corriendo suavemente sobre la plataforma.

El rango superior, entre 3,5 Hz y 4,5 Hz, corresponde a la influencia del segundo armónico de la excitación generada por la acción de peatones andando (en contacto continuo con la plataforma de apoyo), que puede afectar a pasarelas metálicas con bajo amortiguamiento. Las fuerzas dinámicas ejercidas en este segundo rango son, en cualquier caso, inferiores a las del rango inferior citado y, por tanto, el riesgo de excitación no tolerable será menor.

La acción debida a peatones corriendo a cierta velocidad corresponde aproximadamente a una excitación de frecuencia de 3,5 Hz, aunque resulta poco susceptible de sincronizarse para grupos de peatones.

Aunque en menor grado, la existencia de frecuencias propias, para los modos de vibración superiores al principal de la pasarela, con valores situados en los rangos desaconsejables antes citados, puede producir fenómenos vibratorios perceptibles que, en ciertos casos, resulta aconsejable controlar.

En algunos casos sencillos es posible sustituir el control de la aceleración vertical máxima, establecido en 38.3, por una limitación de la deformación estática de la pasarela, función de f_0 :

$$y_e \leq \frac{\sqrt{f_0}}{80 f_0^2 k \psi} \quad \text{siendo}$$

y_e la flecha estática (m) producida por un peatón de 750 N situado en el centro del vano principal

f_0 frecuencia del primer modo de vibración, de la estructura en vacío, en Hz

k factor de configuración, de valor:

$k = 1,0$ para vanos isostáticos

$k = 0,9$ para tres vanos continuos con relación $\alpha = [\text{luz vano lateral} / \text{luz vano central}] \leq 0,6$

$k = 0,8$ idem para $\alpha = 0,8$

$k = 0,7$ idem para $\alpha = 1,0$

ψ factor de respuesta dinámica, función de la luz L (m) del vano principal, según la tabla 38.3.2

Tabla 38.3.2

L (m)	10	20	30	40	50
ψ	5,3	8,8	12,2	14,7	16,6

En pasarelas con esquemas estructurales insuficientemente rígidos en el plano horizontal, pueden producirse excitaciones vibratorias laterales y, en menor medida, longitudinales. Este tipo de fenómenos dinámicos laterales puede acentuarse en pasarelas anchas debido al fenómeno de

sincronización de la cadencia de excitación de los pasos de los peatones, que tienden subconscientemente a adaptarse a las frecuencias de vibración lateral de la plataforma.

La progresiva proliferación de proyectos de pasarelas, en zonas urbanas densamente pobladas, con diseños singulares no convencionales, y de gran esbeltez, junto a las crecientes exigencias relativas al confort de los usuarios, aconsejan en muchos casos profundizar en los controles de vibraciones en fase de proyecto.

Resulta difícil establecer de forma estricta valores límite para las condiciones de servicio. La dificultad para definir las hipótesis pésimas de las solicitaciones (número de peatones, frecuencia y velocidad de paso sobre la estructura), así como los criterios, muy subjetivos, de aceptación de los niveles de percepción por los usuarios, explican las divergencias y ausencias de concreción de la mayoría de las reglamentaciones.

Por otra parte, en pasarelas de luces importantes, por encima de 40 a 50 m., resulta poco factible en muchos casos conseguir frecuencias propias de los primeros modos de vibración fuera de los rangos desaconsejables. Los reducidos amortiguamientos de las pasarelas impiden, asimismo, hacer frente eficazmente a solicitaciones vandálicas de carácter estacionario: grupos de personas saltando acompasadamente a determinadas frecuencias, por ejemplo.

En consecuencia, resulta en dichos casos necesario acordar con el cliente, y la eventual Autoridad competente, el tipo de controles dinámicos a efectuar, así como respectivos controles de aceptación a verificar.

Si los controles vibratorios efectuados no resultan satisfactorios, puede ser necesario recurrir a ciertas regulaciones del uso de la pasarela, o a proyectar dispositivos específicos de amortiguación (amortiguadores de masas sintonizadas, por ejemplo) que, adecuadamente calibrados, resultan muy eficaces.

38.3.3. Puentes de ferrocarril

El control y limitación de las vibraciones en puentes de ferrocarril se regirá por los requisitos específicos establecidos en la Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF).

Comentarios

Los efectos dinámicos en puentes ferroviarios son especialmente relevantes por el carácter periódico repetitivo de la acción del paso de múltiples ejes sobre los tableros de puentes. La equidistancia entre ejes y el amplio rango de velocidades de paso, especialmente en líneas de alta velocidad, desencadena inevitablemente fenómenos de resonancia con amplificaciones significativas de la respuesta estática, que para velocidades superiores a 250 km/h no quedan cubiertas por los coeficientes de impacto habituales. En estos casos, la IAPF obliga a realizar análisis dinámicos específicos, incluyendo los efectos acoplados flexión-torsión en tableros que soportan vías múltiples.

Los controles dinámicos tienen como objetivo limitar las aceleraciones máximas, para no disturbar el confort de los usuarios ni el correcto mantenimiento del balasto y los sistemas de fijación de vías-placa, así como las amplificaciones de esfuerzos y deformaciones que puedan afectar a la seguridad de los sistemas de vía o de la propia estructura metálica, muy sensible a los fenómenos de fatiga, tanto en su respuesta global como, principalmente, en los esfuerzos localizados al paso de los ejes.

38.4. Vibraciones inducidas por el viento.

En general, las estructuras convencionales poseen la suficiente rigidez para no resultar susceptibles a los efectos de excitación dinámica por la acción del viento. A efectos de aplicación de la presente Instrucción, la acción del viento puede asimilarse, en general, a una carga estática, que cubre adecuadamente dichos fenómenos.

Las normativas que establecen las acciones sobre las estructuras (Código Técnico de la Edificación, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP, Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril IAPF, etc) delimitan, generalmente, el rango de aplicación de las fuerzas estáticas equivalentes a la acción del viento.

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 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.

En dichos casos, o en aquellas construcciones, o elementos estructurales aislados, con formas especiales o expuestos a condiciones particulares de excitación, deberán considerarse los efectos dinámicos aeroelásticos y resonantes derivados de la acción del viento sobre las estructuras.

Los métodos específicos de control de las vibraciones de origen aerodinámico quedan fuera del ámbito de esta Instrucción.

El proyectista deberá, entonces, justificar el control de estos efectos siguiendo las recomendaciones incluidas en normativas específicas internacionales, o en la bibliografía especializada suficientemente contrastada, criterios que someterá a la aprobación del cliente.

En ciertos casos puede, asimismo, resultar necesario acudir a ensayos en túnel de viento, disponer elementos específicos deflectores o sistemas de amortiguación dinámica.

Los efectos dinámicos, derivados de la acción del viento en estructuras esbeltas, deberán limitarse para no disturbar el confort de los usuarios, el funcionamiento de equipos e instalaciones, o la propia funcionalidad de la estructura, en Estados Límite de Servicio. Además, en el caso de fenómenos de inestabilidad aeroelástica resonantes, deberán controlarse los efectos sobre la seguridad de la estructura en Estados Límite Últimos y de Fatiga.

Comentarios

Los efectos dinámicos y aeroelásticos de la acción del viento que puede resultar preciso controlar en estructuras, o elementos estructurales, especialmente esbeltos son los siguientes:

- Efectos dinámicos por desprendimiento de remolinos, para velocidades críticas del viento en las que se igualan las frecuencias de desprendimiento de remolinos con las frecuencias propias de la estructura o elemento.
- Inestabilidades aeroelásticas por fenómenos de interacción entre la acción del viento y las propiedades elásticas de estructuras flexibles con baja amortiguación.

Son por ejemplo:

- a) El galope, en flexión o torsión, bajo deformaciones de oscilación transversales a la dirección del viento, en estructuras flexibles susceptibles de desprendimiento de remolinos.
- b) El galope de interferencia, por oscilaciones autoexcitadas por la proximidad entre elementos o estructuras esbeltas (cables o torres, por ejemplo), dispuestos agrupados o en hilera en la dirección del viento.
- c) La divergencia y flameo en estructuras planas flexibles, como tableros de puentes atirantados o colgantes, que pueden llegar a provocar el colapso de la estructura.

En edificios cuyas dimensiones satisfagan los criterios expuestos en la fig. 38.4.a, no resulta necesario, en general, tener en cuenta los efectos de desprendimiento de remolinos y galope.

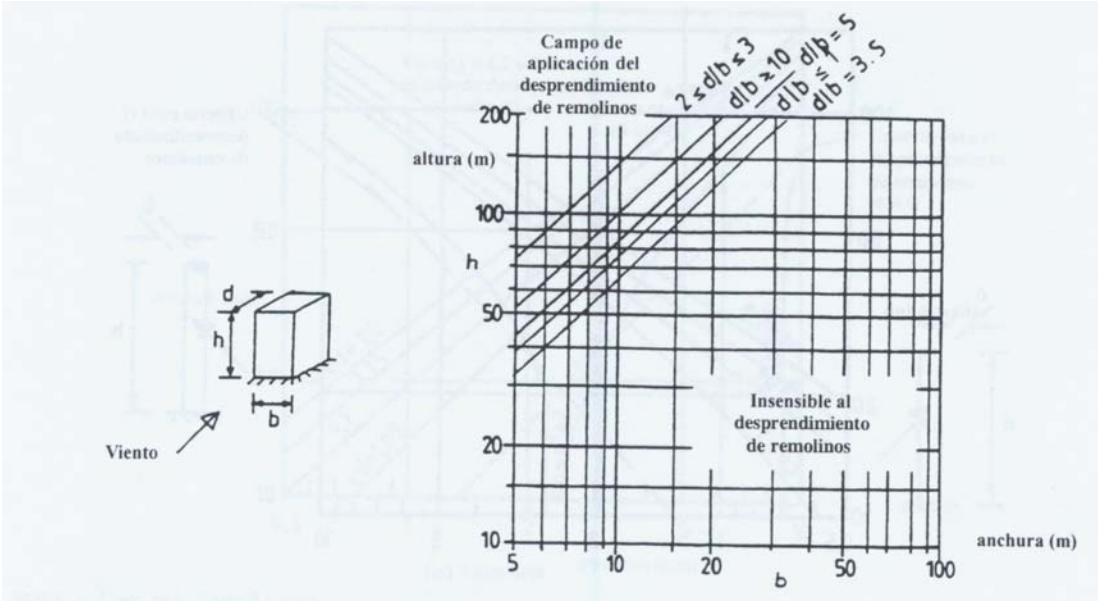


Fig. 38.4.a. Criterios aproximados para edificios

En tableros de puentes que satisfagan los criterios expuestos en la fig. 38.4.b, no resulta necesario, en general, el control de los fenómenos antes citados, ni de las inestabilidades por flameo y divergencia. Conviene, además, controlar que la frecuencia principal a torsión sea inferior a la mitad de la frecuencia principal de flexión.

Puentes		Cumple los criterios si:	
		$d/b \leq 5$	$d/b \geq 10$
Tipos de apoyo para las fuerzas horizontales		$l/b < 8$	$l/b < 14$
		< 16	< 29
		< 24	< 44
		< 32	< 58

Fig. 38.4.b. Criterios aproximados para puentes

Artículo 39º 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 58.9, 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 es preciso, además, controlar que no se produce deslizamiento en Estado Límite de Servicio, bajo la combinación de acciones rara:

$$F_{s.Sd} \leq F_{s.Rd} \text{ , siendo}$$

$F_{s,Rd}$ el valor dado en 58.7.

La solicitud 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°.

Comentarios

Las condiciones de aplicación de las diferentes Categorías de tornillos de alta resistencia se establecen en 58.9.

La Categoría B no resulta aplicable en uniones híbridas en las que los tornillos de alta resistencia trabajan conjuntamente con soldaduras (ver artículo. 63°).

Artículo 40° Estado límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos

40.1. Consideraciones generales

En condiciones de servicio, puede resultar necesario asegurar la no aparición de deformaciones transversales significativas en paneles de chapa esbeltos, 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, solicitados por vibraciones transversales de pequeña amplitud, pero de gran número de ciclos.

En general, sólo resulta necesario el control de la inestabilidad de paneles en fases de servicio en las secciones metálicas de Clave 4 (esbeltas). Se exceptúa el caso de aquellas secciones metálicas en las que se produzca una sensible alteración en 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 metálicas pretensadas o de las subsecciones metálicas de secciones mixtas construidas evolutivamente.

En el marco de esta Instrucción sólo se contempla como Estado Límite de Servicio el control del 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 necesario su control en todos los elementos metálicos de puentes, vigas carrileras o cualquier otra estructura, que soporten sobrecargas repetitivas de cierta entidad.

El proyectista, o el cliente, podrán establecer valores más restrictivos de las esbelteces de las zonas comprimidas de paneles de chapa, cuando se desee controlar,

además, 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, o seguir las indicaciones incluidas en los comentarios de 40.2.

Comentarios

Las limitaciones establecidas en este artículo no excluyen el control de la influencia de los fenómenos de inestabilidad de chapas comprimidas, en los Estados Límite Últimos de la estructura y sus diferentes elementos, que se detallan en el Capítulo IX.

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 los límites aceptables cuando, para la combinación frecuente de acciones, se cumple la limitación establecida a continuación.

Para dicho control, la evaluación de las tensiones que solicitan los paneles deberá tener en cuenta todos aquellos fenómenos estructurales que pudieran ser relevantes, como los indicados en 41.1.

En paneles de chapa no rigidizados se verificará:

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

$\sigma_{x, Ed, ser}$	la comprensión máxima en el panel para la combinación frecuente de acciones
$\tau_{x,Ed,ser}$	la tensión tangencial en el panel para la combinación frecuente de acciones
$\sigma_{cr,id}=k_{\sigma}\sigma_E$	la tensión normal crítica ideal de abolladura del panel, supuesto articulado en sus bordes, obtenida según 20.7.
$\tau_{cr,id}=k_{\tau}\sigma_E$	la tensión tangencial crítica ideal de abolladura del panel, supuesto articulado en sus bordes, obtenida según 35.5.2.

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

Si las tensiones $\sigma_{s, Ed, ser}$ y/o $\tau_{s,Ed,ser}$ varían a lo largo del panel, el control 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 las tensiones no serán, además, menores del 50% del valor máximo correspondiente en el panel.

En general, no resulta necesario controlar 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:

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

$$b/t \leq 55 + 3,0 L, \text{ pero } b/t \leq 200, \text{ en puentes de ferrocarril}$$

siendo L , la luz del vano (m) y nunca inferior a 20, ' 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.

Comentarios

En paneles con rigidizadores no ultrarrígidos, resultaría aplicable la expresión del articulado para el panel completo, si se utilizan los coeficientes ideales de abolladura, k_σ y k_τ , correspondientes a la teoría de inestabilidad de placas rigidizadas ortótropas.

La expresión propuesta no resulta en principio de aplicación al caso de paneles solicitados por compresión biaxial o para paneles con curvaturas importantes en su plano. En ambos casos, las condiciones para limitar de inestabilidad serán más restrictivas.

En los demás casos, la formulación propuesta puede considerarse suficientemente conservadora para prevenir los efectos del excesivo respiro de paneles esbeltos, ya que no tiene en cuenta ciertos efectos favorables, tales como:

- La coacción al giro en los bordes laterales de los paneles, que puede llegar a incrementar en el entorno de un 35% los valores de k_σ y k_τ obtenidos en hipótesis articuladas.
- La coacción al rápido desarrollo de deformaciones transversales de las almas por la rigidez longitudinal de las alas. El inicio de la abolladura desencadena una importante redistribución de los esfuerzos que eran resistidos por la zona inestable del alma hacia las zonas de ala adyacentes, lo que estabiliza sensiblemente el fenómeno, principalmente en los paneles comprimidos de almas contiguos a alas metálicas rígidas, de secciones en doble T, o, principalmente, a losas de hormigón de secciones mixtas. En cambio, este efecto favorable resulta menos significativo en paneles inferiores de alma de secciones cajón.
- Las solicitaciones repetitivas susceptibles de desencadenar problemas de fatiga son porcentualmente más reducidas, respecto de los valores de la combinación frecuente de acciones utilizado para el control, a medida que aumenta la luz L del vano, lo que se recoge en la propuesta del articulado permitiendo mayores límites de esbeltez.
- Los fenómenos de cambio de configuración de equilibrio se producen para niveles de sollicitación algo superiores a los valores críticos ideales de abolladura.

Por tanto, la fórmula de interacción del articulado permite asimismo controlar de forma aproximada el riesgo de aparición de fenómenos de cambio de configuración de equilibrio.

Si se desea limitar de forma más estricta, por razones de apariencia, el riesgo de desarrollo de deformaciones laterales apreciables bajo ciertas condiciones de servicio (combinaciones frecuentes o quasi-permanentes), puede usarse alternativamente la siguiente expresión, que resulta suficientemente conservadora:

$$\left[\frac{\sigma_{c,Ed,ser}}{\sigma_{c,cr,r}} \right] + \left[\frac{\sigma_{b,Ed,ser}}{\sigma_{b,cr,r}} \right]^2 + \left[\frac{\tau_{x,Ed,ser}}{\tau_{cr,r}} \right]^2 \leq 1$$

siendo:

$\tau_{x,Ed,ser}$ la tensión tangencial en el panel para la combinación de acciones a controlar

$\sigma_{c,Ed,ser}$ y $\sigma_{b,Ed,ser}$ las tensiones de compresión simple y flexión pura, en las que puede descomponerse la ley de tensiones normales en el panel, para la combinación de acciones a controlar.

$\sigma_{c,Ed,ser}$ tendrá signo negativo si se trata de una tracción simple.

$\sigma_{c,cr,r}$, $\sigma_{b,cr,r}$ y $\tau_{cr,r}$ las tensiones críticas de abolladura de los paneles con imperfecciones, bajo sollicitaciones de compresión simple, flexión pura y cizallamiento, respectivamente.

Se estimarán aproximadamente, a partir de los valores ideales, obtenidos según 20.7 y 35.5.2, mediante el método siguiente:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{c,cr,i}}} \text{ o' } \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{b,cr,i}}} \text{ o' } \sqrt{\frac{f_y / \sqrt{3}}{\tau_{cr,i}}}$$

si $\bar{\lambda} \leq 0,8$:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{c,cr,r} \\ \sigma_{b,cr,r} \end{array} \right\} = f_y \text{ o' } \tau_{cr,r} = f_y / \sqrt{3}$$

si $0,8 < \bar{\lambda} < 1,25$:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{c,cr,r} \\ \sigma_{b,cr,r} \end{array} \right\} = [1 - 0,8(\bar{\lambda} - 0,8)] \cdot f_y \text{ o' }$$

$$\tau_{cr,r} = [1 - 0,8(\bar{\lambda} - 0,8)] \cdot f_y / \sqrt{3}$$

si $\bar{\lambda} \geq 1,25$:

$$\sigma_{c,cr,r} = \sigma_{c,cr,i} \text{ o' }$$

$$\sigma_{b,cr,r} = \sigma_{b,cr,i} \text{ o' }$$

$$\tau_{cr,r} = \tau_{cr,i}$$

Artículo 41º Estado límite de plastificaciones locales

41.1. Consideraciones generales

En condiciones de servicio, puede resultar necesario controlar el nivel tensional de los elementos metálicos con objeto de:

- Garantizar una respuesta cuasi-lineal de la estructura metálica, bajo cargas de servicio, acorde con los resultados obtenidos con los modelos de análisis usualmente adoptados para los diferentes controles en servicio de dichas estructuras, así como en las eventuales pruebas de carga.
- Acotar los posibles fenómenos de histéresis 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 los controles de fatiga del Capítulo XI de esta Instrucción.

En general, no resulta necesario el control tensional de las secciones metálicas de Clase 3 y 4, siempre que en su capacidad resistente en Estados Límites Últimos no se hayan considerado las reservas elastoplásticas de sus zonas traccionadas.

Tampoco resulta necesario dicho control 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 metálicos de puentes, vigas carrileras, o de cualquier estructura, que soporten sobrecargas repetitivas de cierta entidad.
- Plataformas constituidas por losas ortótropas cargadas transversalmente.
- 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 controlar 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 abiertos a torsión 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.
- 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 metálicos. 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 flector $1/(1-N/N_E)$, siendo N el axil de compresión en servicio concomitante con el flector, y N_E la carga crítica de pandeo de Euler del elemento de rigidización.

Comentarios

En realidad resulta imposible conocer de forma precisa el estado tensional de las estructuras metálicas, como consecuencia de la magnitud nada despreciable y difícil de cuantificar de:

- Las tensiones residuales generadas por la terminación, manipulación, enderezado y soldeo de las piezas.
- Las tolerancias geométricas de ejecución.
- Las concentraciones tensionales de determinados detalles constructivos.

En estas condiciones, el control riguroso del estado tensional sólo debe orientarse con el objetivo de limitar razonablemente las zonas en las que inevitablemente vayan a producirse plastificaciones localizadas y controlar, asimismo, los riesgos de rotura frágil por estados tensionales triaxiales localizados o por fatiga oligocíclica.

El proyectista deberá, por tanto, acompañar estos controles asegurando la respuesta dúctil de la estructura mediante la adecuada elección de los materiales, detalles constructivos y criterios de dimensionamiento.

41.2. Limitaciones tensionales

En los casos en los que, de acuerdo con 41.1, sea necesario el control del Estado Límite de Servicio de plastificaciones locales, deberán limitarse las tensiones máximas, bajo la combinación rara 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 sobrecargas frecuentes, 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 a considerar será:

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

Además, en el caso de estados triaxiales de tensión, ninguna tensión principal deberá superar 1,40 veces el límite elástico del acero.

Comentarios

Con independencia de las limitaciones tensionales establecidas en este apartado, el proyecto de estructuras metálicas deberá siempre orientarse hacia una estrategia de máxima ductilidad, tanto de la respuesta general de la estructura, como de los detalles de la misma.

En este sentido deberá prestarse atención a:

- La adecuada elección de los materiales.
- Un diseño general y de detalles adecuado frente a problemas de fatiga e inestabilidad.
- La ausencia de detalles, especialmente soldados, donde puedan producirse zonas sometidas a estados triaxiales de tracción.

CAPÍTULO XI. ESTADO LÍMITE DE FATIGA

Artículo 42.º Estado límite de fatiga.

42.1. Generalidades.

42.1.1. Introducción.

La comprobación respecto al estado límite de fatiga de una determinada estructura, tiene como objeto garantizar, con una probabilidad suficientemente elevada, que dicha estructura se comportará satisfactoriamente durante la vida útil prevista para la misma, sin que se produzca el fallo de la propia estructura ni de ninguno de sus elementos, y sin que sea previsible la aparición de grietas producidas por la fatiga.

Los procedimientos de comprobación de la fatiga, recogidos en este Capítulo, son aplicables a todas las estructuras fabricadas con aceros de construcción, tornillos, electrodos, etc. que cumplan con los requisitos indicados en los capítulos IV y VI de esta Instrucción, y suponen que la estructura satisface además los requisitos fijados en la misma para los restantes estados límites.

La existencia de detalles constructivos adecuados que permitan un flujo continuo de tensiones, así como una ejecución cuidadosa, reducen la probabilidad de iniciación y propagación de las fisuras producidas por la fatiga.

42.1.2. Dominio de validez.

Los procedimientos de comprobación de la fatiga, contemplados en este Capítulo, sólo son aplicables si se satisfacen las limitaciones que se enumeran a continuación:

- a) Todas las tensiones nominales calculadas serán inferiores al límite elástico del acero.
- b) La carrera de las tensiones nominales no excederá de $1,5 \times f_y$, en el caso de las tensiones normales, ni de $1,5 \times f_y / \sqrt{3}$, en el caso de las tensiones tangenciales.
- c) Las estructuras estarán sometidas a temperaturas inferiores a los 150° C.
- d) Las estructuras estarán adecuadamente protegidas frente a la corrosión y no están sometidas a la acción directa del agua del mar.

42.1.3. Necesidad de efectuar la comprobación frente a la fatiga.

Será obligatorio efectuar la comprobación de la resistencia de una determinada estructura o parte de una estructura cuando así lo disponga la normativa específica aplicable a la misma. En particular, es obligatoria su verificación en puentes de carretera y de ferrocarril y en los caminos de rodadura de puentes grúa.

En general, no será necesario efectuar la comprobación de la fatiga en las estructuras de edificación o industriales, salvo en los casos siguientes:

(a) Elementos que soportan aparatos de elevación o cargas móviles, tales como los ya citados caminos de rodadura de puentes grúa.

(b) Elementos que soportan máquinas rotatorias o vibratorias, tales como prensas, machacadoras, molinos, etc.

(c) Elementos sometidos a oscilaciones inducidas por el viento o por el oleaje.

(d) Elementos sometidos a oscilaciones inducidas por la acumulación de personas, tales como pasarelas de peatones, graderíos de estadios o teatros, etc.

42.1.4. Inspección y conservación.

El proceso de comprobación de la resistencia frente a la fatiga supone que se llevará a cabo, de forma regular, la inspección de la estructura de acuerdo con lo dispuesto en los capítulos VII y XXIII de esta Instrucción, y que se efectuarán los trabajos de conservación necesarios cuando las circunstancias lo requieran.

A estos efectos, se recomienda que, siempre que sea posible, los detalles constructivos que sean susceptibles a la rotura por fatiga sean accesibles con el fin de permitir su inspección.

Cuando en los trabajos de inspección se detecte una grieta originada por fatiga, se recomienda que inmediatamente se efectúe en la pieza agrietada un taladro de diámetro no superior a 25 mm con centro en el vértice de la grieta, para detener su crecimiento en tanto se redacta por técnico competente el oportuno Procedimiento de reparación. No es recomendable en absoluto intentar reparar la grieta soldando sobre ella, ya que con ello sólo se consigue disminuir la resistencia a la fatiga de la pieza.

En el citado Procedimiento, además de indicar el método de reparación a emplear, se efectuará un nuevo cálculo de la pieza afectada, en el que se compruebe su resistencia a la fatiga teniendo en cuenta la reparación a efectuar.

42.1.5. Definiciones y notación.

Por ser específicas del presente capítulo, se recogen a continuación las definiciones de los conceptos y la notación empleados en el mismo.

Fatiga: Proceso de iniciación y propagación de grietas en elementos metálicos, originados por tensiones de valor no constante en el tiempo.

Detalle constructivo: Zona de una pieza definida por una geometría determinada y, en particular, por una cierta disposición de cordones de soldadura.

Tensión nominal: Tensión en un punto del elemento, contiguo a un punto de posible iniciación de una grieta de fatiga, calculada en régimen elástico por los métodos usuales de la Resistencia de Materiales, sin considerar ningún efecto de concentración de tensiones. La tensión puede ser de cualquier tipo, normal o tangencial, principal o no.

Tensión nominal modificada: Tensión nominal, multiplicada por un factor de concentración de tensiones. Se utiliza para tener en cuenta el efecto de discontinuidades, tales como taladros, que no hayan sido tenidas en cuenta en la clasificación de un cierto detalle constructivo.

Tensión geométrica: Tensión principal mayor en el metal de base, contiguo al pie de una soldadura, calculado teniendo en cuenta las concentraciones de tensión debidas a la geometría general de la pieza, pero sin considerar las concentraciones de tensión debidas a la forma del propio cordón de soldadura.

Suceso de carga: Secuencia de cargas, tal como el paso de un vehículo, aplicadas a la estructura, que dan origen a un historial de tensiones. En general, se repite un cierto número de veces a lo largo de la vida útil de la estructura.

Historial de tensiones: En un punto de una pieza, ley que relaciona una determinada tensión en el punto, originada por un suceso de carga, con la variable tiempo, figura 42-a.

Ciclo o ciclo de tensión: Cada una de las partes elementales en que puede considerarse descompuesto un historial de tensiones, figura 42-b

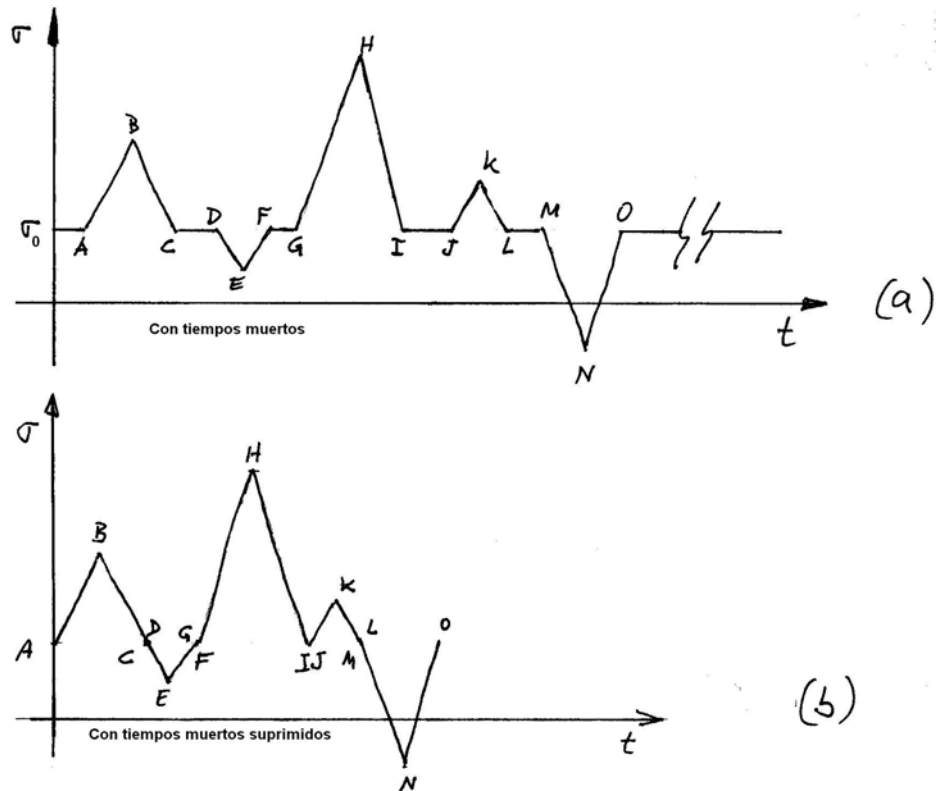


Figura 42-a. Historial de tensiones

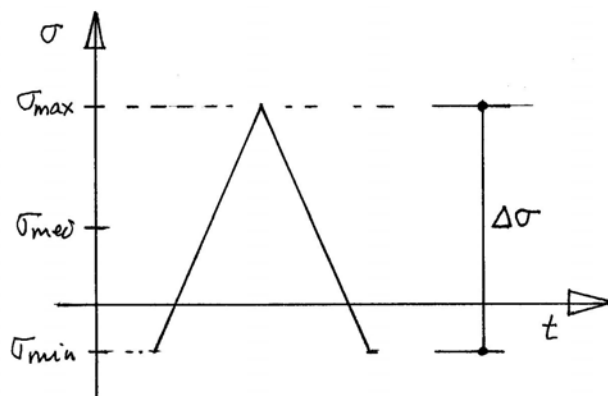


Figura 42-b. Ciclo de tensión.

Método del depósito: Método de conteo de ciclos a partir de un historial de tensiones.

Carrera de tensión, carrera de tensiones o diferencia de tensión $\Delta\sigma$: Diferencia entre las tensiones máxima y mínima en un ciclo, $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$

Espectro de carreras de tensión: Histograma en el que se representa el número de ocurrencias de ciclos con diferentes carreras de tensión medidos o calculados para un determinado suceso de carga.

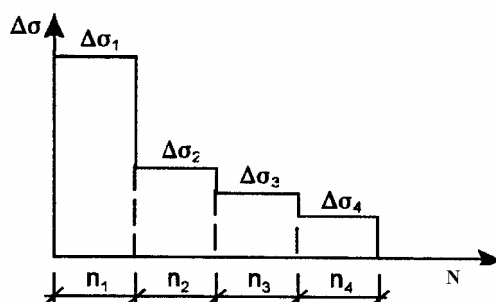


Figura 42-c

Espectro de cálculo: Suma de todos los espectros de carreras de tensión a lo largo de la vida útil de la estructura, relevantes a efectos del cálculo a fatiga. Está formado por n bloques, cada uno de ellos definido por su número n_i de ciclos de carrera de tensión $\Delta\sigma_i$ o $\Delta\tau_i$, figura 42-c

Vida útil: Periodo de tiempo durante el cual una determinada estructura debe, con una probabilidad suficiente, mantener la resistencia y aptitud para el servicio previstas en el proyecto de la misma.

Vida de fatiga: Duración prevista para una pieza, al final de la cual fallará por fatiga. Generalmente se expresa en ciclos.

Notación:

$\Delta\sigma$	Carrera de tensiones normales
$\Delta\tau$	Carrera de tensiones tangenciales
$\Delta\sigma_R$	Carrera de tensiones normales de cálculo
$\Delta\tau_R$	Carrera de tensiones tangenciales de cálculo
$\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$	Carreras de tensiones de referencia o categoría del detalle, resistencia a fatiga de un detalle a $N_C = 2 \times 10^6$ ciclos
$\Delta\sigma_D, \Delta\tau_D$	Límites de fatiga a amplitud constante, referidos en general a $N_D = 5 \times 10^6$ ciclos
$\Delta\sigma_L, \Delta\tau_L$	Límites de truncamiento, referidos en general a $N_L = 10^8$ ciclos
γ_{Mf}	Factor de seguridad parcial, que minorra las resistencias a fatiga $\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$
m	Inversa de la pendiente de las curvas de resistencia a fatiga cambiada de signo.
k_s	Factor de reducción de la resistencia a la fatiga para tener en cuenta los efectos del espesor de las piezas
k_1	Factor de mayoración de tensiones de fatiga en celosías para tener en cuenta los efectos de los momentos secundarios
k_f	Factor de concentración de tensiones

42.2. Solicitación de fatiga.

42.2.1. Acciones.

Las acciones a considerar para la comprobación a fatiga de puentes de carretera serán las indicadas en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”, del Ministerio de Fomento.

Las acciones a considerar para la comprobación a fatiga de puentes de ferrocarril serán las indicadas en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril”, del Ministerio de Fomento.

Las acciones a considerar para la comprobación a fatiga de los caminos de rodadura de puentes grúa serán las indicadas en la norma UNE 76-201-88. También pueden utilizarse las indicadas en EN 1991, parte 3.

En otros casos deberá procederse a evaluar los distintos sucesos de carga a que vaya a estar sometida la estructura en función de las fuerzas estáticas o dinámicas solicitantes, bien sea por medición directa, por cálculo o con ayuda de bibliografía especializada.

42.2.2. Cálculo de tensiones.

Las tensiones se calcularán en los puntos en los que sea posible la iniciación de una grieta, a partir de las acciones indicadas en el apartado anterior, en estado límite de servicio y utilizando exclusivamente métodos lineales de cálculo.

Se tendrán en cuenta todos los factores que puedan influir apreciablemente en el valor de las tensiones, en particular las faltas de uniformidad en la distribución de las mismas debidas a fenómenos de abolladura o a anchuras importantes de las alas, que se tratarán de acuerdo con lo dispuesto en los capítulos V, IX y X, y los efectos de la flexibilidad de la uniones, que se tratarán de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo XIV de la presente Instrucción.

Las concentraciones de tensiones no consideradas en los detalles incluidos en las tablas del apartado 42.6, tales como cambios abruptos de sección o presencia de taladros no previstos en dichas tablas, se tendrán en cuenta utilizando las tensiones nominales modificadas, calculadas multiplicando las tensiones nominales por el oportuno factor de concentración de tensiones k_f , que puede obtenerse de la norma UNE 76202, de formularios adecuados o deducirse mediante cálculos por elementos finitos.

Cuando existan fuertes gradientes de tensiones cercanos al pie de una soldadura, se emplearán en el cálculo las tensiones geométricas, junto con los detalles incluidos en la tabla 42-x. Dichas tensiones geométricas pueden obtenerse multiplicando las tensiones nominales por un factor k_f de concentración de tensiones, que puede obtenerse según se acaba de indicar.

Las tensiones a considerar en la verificación a fatiga de cordones de soldadura son, figura 42-d, la tensión normal $\sigma_{wf} = \sqrt{n^2 + t_{\perp}^2}$ y la tensión tangencial $\tau_{wf} = t_{//}$, obtenidas suponiendo que el plano de garganta abatido sobre una de las caras de la unión. La tensión σ_{wf} es distinta de la tensión σ_w utilizada en el apartado 59.8 para la comprobación de uniones soldadas.

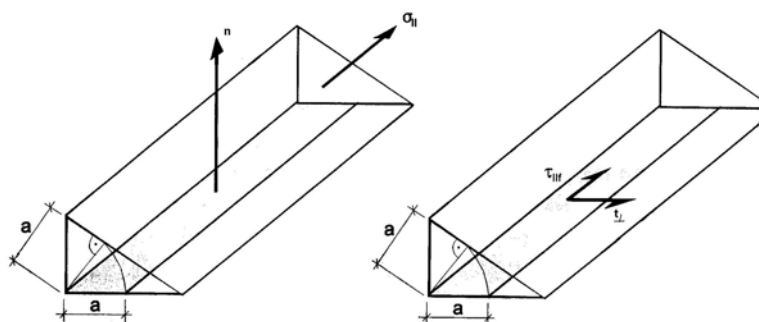


Figura 42-d

En estructuras en celosía realizadas con perfiles huecos, pueden determinarse los esfuerzos en las distintas barras suponiendo articulaciones perfectas en los nudos extremos de las mismas, siempre que las tensiones debidas a las cargas aplicadas directamente a las barras se tomen en consideración.

Si se emplea este método, el efecto de los momentos secundarios debidos a la rigidez de las uniones puede tenerse en cuenta multiplicando las tensiones obtenidas por los coeficientes k_1 que se indican en las tablas 42-a y 42-b siguientes.

Para la definición de los distintos tipos de nudos, véase el apartado 64.2.

A partir de las tensiones calculadas según se acaba de indicar se construirán los historiales de tensión, los espectros de carreras de tensión y el espectro de cálculo.

Cuando en un determinado detalle no existan soldaduras o si existiendo ha sido sometido a un tratamiento térmico de distensionado, la carrera de tensión se calculará sumando la parte de tracción del ciclo y el 60% de la parte de compresión del mismo, figura 52-e

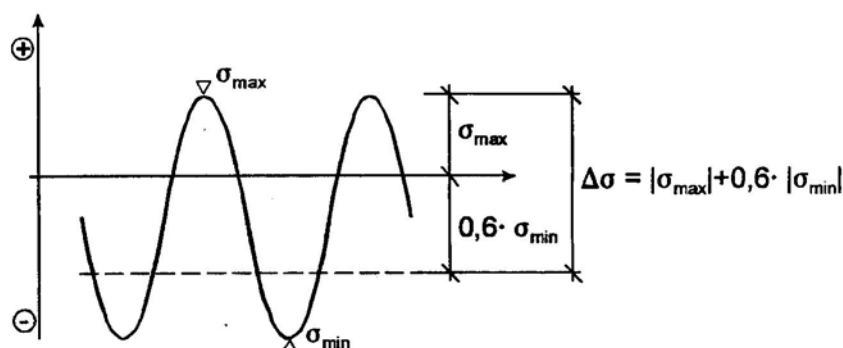


Figura 42-e

Tabla 42-a Barras de perfiles huecos de sección circular

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudos con separación	K	1,5	1,0	1,3
	N; KT	1,5	1,8	1,4
Nudos con solape	K	1,5	1,0	1,2
	N; KT	1,5	1,65	1,25

Tabla 42-b Barras de perfiles huecos de sección cuadrada o rectangular

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudos con separación	K	1,5	1,0	1,5
	N; KT	1,5	2,2	1,6
Nudos con solape	K	1,5	1,0	1,3
	N; KT	1,5	2,0	1,4

42.2.3. Conteo de ciclos.

Como método de conteo para determinar los espectros de carrera de tensión a partir de los historiales de tensión se empleará el denominado método del depósito, figura 42-e

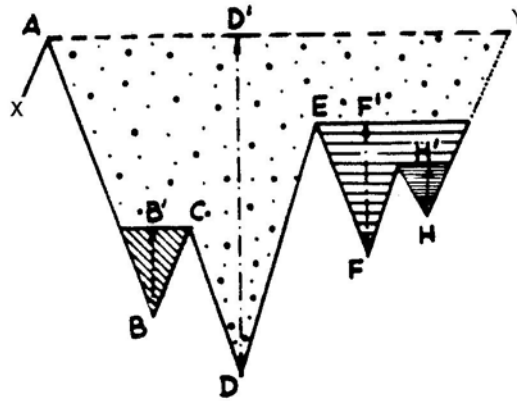


Figura 42-e

Se supone que el gráfico del historial de tensiones, dispuesto con el eje de tiempos en horizontal, es el perfil de un depósito imaginario llena de agua hasta el nivel más alto del historial. Se supone también que existen grifos de achique o vaciado en todos los puntos bajos del perfil del mismo.

Se abre en primer lugar el grifo de achique correspondiente al punto más bajo, anotándose el descenso total del nivel del agua, $D'D$, que representa la amplitud del ciclo de mayor carrera de tensión. A continuación se abre el grifo que permita un mayor descenso del nivel del agua restante. En el caso representado será el F, con un descenso $F'F$. El proceso se repite con todos los puntos bajos hasta vaciar por completo el depósito, anotándose la amplitud de cada ciclo.

42.3. Procedimientos de verificación.

La verificación a fatiga puede realizarse siguiendo dos métodos distintos, el método de la tolerancia al daño y el método de la vida segura.

El método de la tolerancia al daño consiste en diseñar la estructura de forma que, con un adecuado nivel de fiabilidad, pueda mantener la resistencia y aptitud para el servicio previstas en el proyecto de la misma durante su vida útil, contando con un plan de inspección y mantenimiento, incluido en el Proyecto de la estructura y aceptado por escrito por la Propiedad, para detectar y corregir cualquier grieta de fatiga que pueda aparecer a lo largo de dicha vida útil.

Este método de verificación sólo es aplicable a estructuras en las que sea posible una redistribución de esfuerzos después de que ocurra un daño debido a la fatiga. Para ello se seleccionarán detalles constructivos, materiales y valores de las tensiones que, en caso de formación de una grieta, conduzcan a una baja velocidad de propagación de la grieta y a un tamaño crítico de ésta lo mayor posible.

Además se preverá más de una forma de resistencia para la estructura, así como detalles que puedan detener la propagación de las posibles grietas y que sean fácilmente inspeccionables en servicio.

El método de la vida segura consiste en diseñar la estructura de forma que, con un adecuado nivel de fiabilidad, pueda mantener la resistencia y aptitud para el servicio

previstas en el proyecto de la misma durante su vida útil, sin necesidad de inspecciones durante su vida útil.

Debe aplicarse este método cuando la aparición de una grieta en un componente pueda conducir rápidamente a la ruina del componente o de la estructura.

El adecuado nivel de fiabilidad a que se hace mención en este apartado puede conseguirse con cualquiera de los dos métodos utilizando los coeficientes γ_{Mf} de minoración de resistencia a la fatiga que se indican en el apartado 42.4. siguiente.

42.4. Coeficientes parciales de seguridad.

Los valores del coeficiente parcial γ_{Mf} se tomarán de la Tabla 42-c siguiente, en función del método de cálculo elegido y de las consecuencias de un posible fallo del elemento en estudio

Comentario: Discutir y comparar con tabla 8.5 de RPM y RPX-95, bastante más conservadoras

Tabla 42-c

MÉTODO DE CÁLCULO	Consecuencias del fallo	
	Leves	Graves
Tolerancia al fallo	1,00	1,15
Vida segura	1,15	1,35

42.5. Resistencia a la fatiga.

La resistencia a fatiga de una estructura o pieza es igual a la del menos resistente de sus detalles constructivos. En consecuencia, para comprobar la resistencia a fatiga de una estructura, será preciso estudiar la de todos y cada uno de los detalles constructivos existentes en la estructura realmente ejecutada de acuerdo con lo que se dispone en los apartados siguientes.

En general, la resistencia a la fatiga de un detalle constructivo es tanto menor cuanto mayor son las carreras de tensión del espectro de cálculo a que esté sometido, y cuanto más desfavorable sea la geometría del propio detalle en general y de los cordones de soldadura existentes en el mismo en particular.

Se llama especialmente la atención sobre el hecho de que cordones de soldadura no previstos en proyecto y ejecutados sobre la estructura, generalmente para fijación de elementos provisionales que pueden ser necesarios durante la construcción de la misma, pueden reducir severamente su resistencia a fatiga.

Se recomienda que, en caso necesario, figuren en los planos del proyecto indicaciones claras que limiten o prohíban la existencia de estos cordones en zonas sensibles de la estructura. Se recomienda también que el director de obra extreme la inspección en este sentido.

La resistencia a fatiga de un determinado detalle constructivo viene definida por una curva, que indica, para cada valor del número de ciclos, el valor de la carrera de tensión que han de tener dichos ciclos para que sean capaces de ocasionar la rotura por fatiga.

Las curvas para detalles sometidos a tensiones normales se recogen en la figura 42-f. Las correspondientes a detalles sometidos a tensiones tangenciales se recogen en la figura 42-g. En los dos casos, las escalas empleadas son logarítmicas.

Las curvas de la figura 42-f, correspondientes a tensiones normales, se componen, en las escalas logarítmicas en que están dibujadas, de 3 ramas rectas, de pendientes 1/3, -1/5 y 0,0. Las de la figura 42-g tienen sólo 2 ramas rectas, con pendientes -1/5 y 0,0.

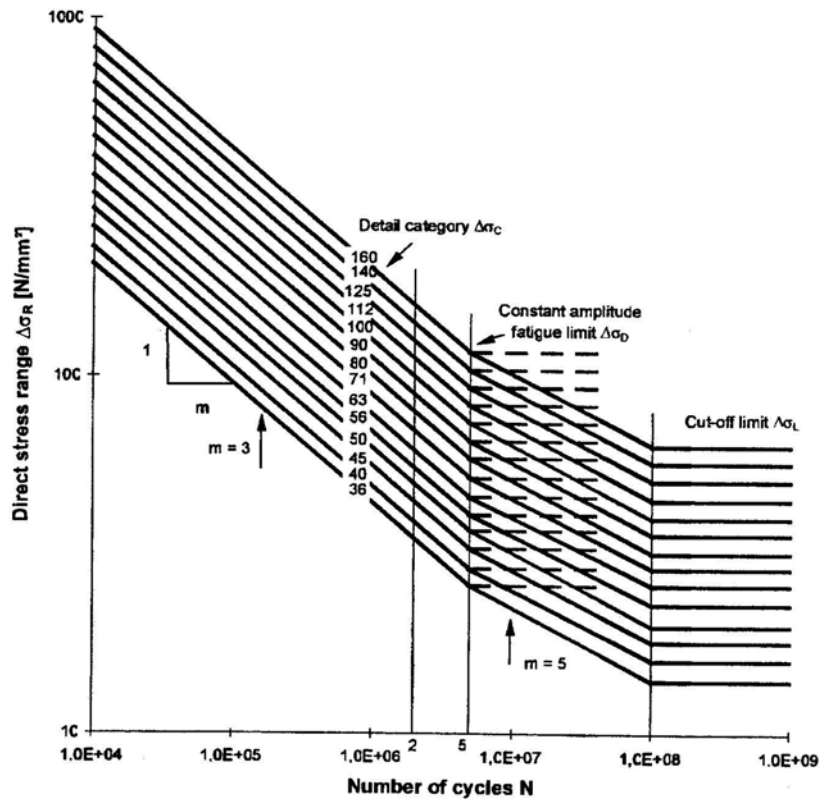


Figura 42-f

Cada curva queda definida por un solo punto, cuya abcisa corresponde a 2×10^6 ciclos. El valor de la ordenada correspondiente, $\Delta\sigma_C$, se denomina carrera de tensión de referencia o categoría del detalle.

En las curvas correspondientes a tensiones normales, el punto de corte entre las ramas de pendientes -1/3 y -1/5 se denomina límite de fatiga a amplitud constante, $\Delta\sigma_D$.

Tiene como abcisa 5×10^6 ciclos y como ordenada el valor

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \times \Delta\sigma_C = 0,737 \times \Delta\sigma_C$$

El punto de corte entre la rama de pendiente -1/5 y la rama horizontal se denomina límite de truncamiento, $\Delta\sigma_L$. Tiene como abcisa 1×10^8 ciclos y como ordenada el valor

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \times \Delta\sigma_D = 0,549 \times \Delta\sigma_D = 0,405 \times \Delta\sigma_C$$

En las curvas para tensiones tangenciales, el corte de las dos ramas se produce para 1×10^8 ciclos, con una ordenada, a la que se denomina límite de truncamiento, de valor

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \times \Delta\tau_C = 0,457 \times \Delta\tau_C$$

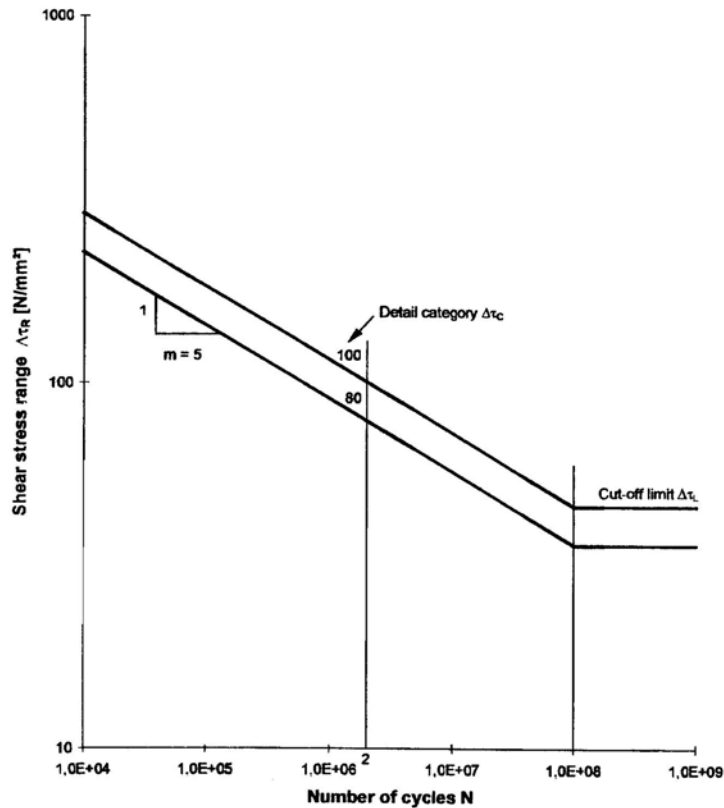


Figura 42-g

La curva aplicable se elegirá de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 42.6. siguiente.

A ciertos detalles, que se comentarán en dicho apartado, se les ha adjudicado la categoría $\Delta\sigma_c$ inmediatamente inferior a la que le corresponde para acomodarse con la definición de límite de fatiga a amplitud constante $\Delta\sigma_D$ a 5×10^6 ciclos.

Para su estudio puede, o bien emplearse la curva que se indica en las tablas del apartado 42.6, o bien emplear la curva inmediatamente superior, modificada de forma que el tramo con $m = 3$ llegue hasta $N_D^* = 10^7$ ciclos, figura 42-h, llamadas curvas con asterisco, 36*, 45* y 50*

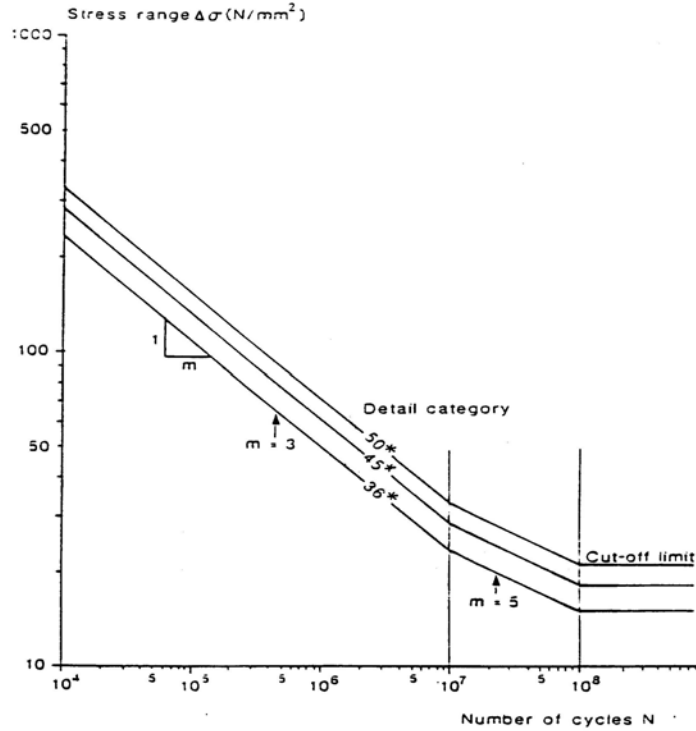


Figura 42-h

42.5.1. Resistencia a la fatiga de detalles constructivos sometidos a espectros de cálculo con carrera de tensión constante.

Supuesto que un determinado detalle constructivo esté sometido a un espectro de cálculo con N_R ciclos de la misma carrera de tensión, $\Delta\sigma_R$ ó $\Delta\tau_R$, en cuyo cálculo se habrán considerado en caso necesario los coeficientes k_1 y k_f indicados en el apartado 42.2.2, será seguro frente a la fatiga si se cumple que:

$$(\Delta\sigma_R)^3 \times N_R \leq 2 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \right)^3 \text{ cuando sea } N_R \leq 5 \times 10^6;$$

$$(\Delta\sigma_R)^5 \times N_R \leq 5 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \right)^5 \text{ cuando sea } 5 \times 10^6 \leq N_R \leq 10^8;$$

$$\Delta\sigma_R \leq \left(\frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}} \right) \text{ cuando sea } N_R > 10^8$$

$$(\Delta\tau_R)^5 \times N_R \leq 2 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} \right)^5 \text{ cuando sea } N_R \leq 10^8;$$

$$\Delta\tau_R \leq \left(\frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}} \right) \text{ cuando sea } N_R > 10^8$$

En caso de que existan simultáneamente ciclos con carreras de tensiones normales $\Delta\sigma_R$ y tangenciales $\Delta\tau_R$, se estará a lo dispuesto en el apartado siguiente.

42.5.2. Resistencia a fatiga de detalles constructivos sometidos a espectros de cálculo con carrera de tensión no constante.

Cuando un determinado detalle constructivo esté sometido a un espectro de cálculo definido por n bloques, cada uno de ellos con n_i ciclos con carrera de tensión $\Delta\sigma_{Ri}$ ó $\Delta\tau_{Ri}$, se calcularán los valores:

$$N_i = 2 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_{Ri}} \right)^3 \quad \text{cuando sea } \Delta\sigma_{Ri} \geq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

$$N_i = 5 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_{Ri}} \right)^5 \quad \text{cuando sea } \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \leq \Delta\sigma_{Ri} \leq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}$$

$$N_i = 5 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\tau_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\tau_{Ri}} \right)^5 \quad \text{cuando sea } \Delta\tau_{Ri} \geq \frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}}$$

$$N_i = \infty \quad \text{cuando sea } \Delta\sigma_{Ri} \leq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}} \text{ ó } \Delta\tau_{Ri} \leq \frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}}$$

El detalle será seguro si se cumple que

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0$$

En el sumatorio anterior se incluirán tanto los bloques con carrera de tensiones normales como los bloques con carreras de tensiones tangenciales.

Comentarios

Se ha preferido la formulación basada en la teoría del daño acumulado por conducir a expresiones mucho más claras y sencillas, especialmente cuando hay carreras de tensiones normales y tangenciales o cuando los distintos bloques corresponden a zonas de la curva con m distintas.

42.6. Clasificación de detalles constructivos.

Los detalles constructivos se clasifican en diez grupos. Para cada uno de ellos se incluye seguidamente una tabla en la que, en cuatro columnas, se indica la curva aplicable al detalle, se representa éste gráficamente, se describe y se indican los requisitos que debe cumplir para que sea aplicable la curva indicada.

En el gráfico de cada detalle se indica mediante una línea con doble flecha la carrera de tensión a aplicar, y mediante una línea irregular, el lugar más probable de aparición de la grieta.

En piezas de fuertes espesores, las tensiones residuales aumentan, lo que disminuye su resistencia a fatiga. Esta disminución es apreciable en general para espesores superiores a 25 mm, por lo que la resistencia indicada en las curvas de fatiga, $\Delta\sigma_C$, debe reducirse en determinados casos que se indican en este apartado, para piezas de más de 25 mm de espesor multiplicándola por un factor k_s de valor:

$$k_s = \left(\frac{t_0}{t} \right)^k$$

en donde t_0 es un espesor o diámetro de referencia y t es el espesor de la pieza en la zona contigua al detalle en estudio, expresados en mm. En las tablas que describiremos seguidamente se indica cuándo aplicar esta expresión y el valor del exponente k , que es de 0,25 para vástagos de tornillos y 0,20 para piezas de chapa.

En el grupo 1 y tabla 42-d se incluyen 15 detalles sin soldadura. Los detalles 1, 2 y 3 son chapas, perfiles y tubos laminados sin soldadura, a los que corresponden la curva 160. El 4 a chapas oxicortadas con amolado posterior de los bordes, curva 140, y el 5 a chapas oxicortadas sin amolado posterior de los bordes, curva 125. Se recuerda que en estos detalles es aplicable lo indicado en el apartado 42.2.2 respecto a detalles sin soldadura o distensionados

Los detalles 6 y 7 corresponden a perfiles sometidos a tensiones tangenciales. Se usará para ellos la curva 100 para tensiones tangenciales, con $m = 5$.

Para todo estos detalles, si se emplea acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, tal como el S 355 W, debe aplicarse la curva inmediatamente inferior, esto es, la 140 en vez de la 160, la 125 en vez de la 140, etc.

Los detalles 8 a 13 son piezas con taladros para alojar tornillos. Las uniones con tornillos no pretensados, sean o no de alta resistencia, detalle 11, corresponden a la curva 50, por lo que su resistencia a la fatiga es muy baja. Se recomiendan las uniones de con tornillos de alta resistencia pretensados, detalle 6, al que corresponde la curva 112. En todos estos casos, la carrera de tensión a emplear es la de tensiones nominales, ya que la concentración de tensiones que producen los taladros se ha tenido en cuenta al elaborar las curvas.

El detalle 14 corresponde al vástago de tornillos o pernos de anclaje sometidos a tracción, al que se le adjudica la curva 50 con efecto de tamaño, en función del diámetro en este caso y con exponente 0,25. Deben tenerse en cuenta las tensiones normales producidas por las fuerzas de palanca y por posibles flexiones en el vástago. En tornillos pretensados, puede tenerse en cuenta la disminución de la carrera de tensión que supone el hecho de que la mayor parte de la tracción exterior se consume en descomprimir las piezas y no en aumentar la tracción en el tornillo.

El detalle 15 incluye los tornillos trabajando a cortadura, a los que corresponde la curva 100 de tensiones tangenciales, con $m = 5$. No se admite que el plano de corte pase por la rosca. Se recomienda el uso de tornillos calibrados. Si no lo son, sólo podrán utilizarse cuando no haya inversión de signo en la sollicitación.

El grupo 2, tabla 42-e, incluye 11 detalles de piezas armadas mediante cordones longitudinales de soldadura. Los detalles 1 a 7 corresponden a piezas en doble T o cajón, a los que corresponden las curvas 125, 112 o 100 según la forma de ejecutar el cordón y según que haya o no puntos de parada en la ejecución de dicho cordón. Incluye también empalmes de chapas mediante cordones longitudinales realizados con chapa de respaldo en un lado, utilizados para la formación de fondos de cajones de gran anchura o almas de canto superior a los anchos de chapa disponibles.

El detalle 7 corresponde a piezas armada con cordones discontinuos, al que se aplica la curva 80. El detalle 9, curva 71, corresponde a piezas en las que el cordón longitudinal se interrumpe en una groera, figura 42-i, para permitir el paso de un cordón a tope transversal.

El detalle 10 corresponde los empalmes de chapa mediante cordones longitudinales realizados desde los dos lados. Se les adjudican las curvas 125, 112 o 90 según la forma de ejecutar el cordón.

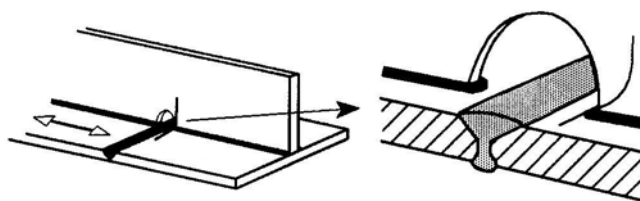


Figura 42-i

Por último, en el detalle 11 se incluyen las piezas conformadas en frío con soldadura automática longitudinal. En función de la presencia o ausencia de puntos de parada y arranque en la ejecución del cordón y del espesor de la pieza, se les aplican las curvas 140, 125 ó 90.

El grupo 3, tabla 42-f, incluye 19 detalles con cordones de soldadura transversales a los esfuerzos, todos los cuales, con excepción de los números 12, 18 y 19 incluyen el efecto del tamaño en función del espesor de la pieza con exponente 0,2 en el coeficiente k_s .

Los detalles 1 a 4 son empalmes a tope con penetración completa, amolados o mecanizados en la dirección del esfuerzo, de forma que las caras exteriores de la soldadura queden enrasadas con el metal de base. Se exigen ensayos no destructivos en las soldaduras. Les corresponde la curva 112.

Los detalles 5, 6 y 7 son similares a los anteriores, pero sin necesidad de amolado, aunque el sobreespesor no debe ser superior al 10% de la anchura del cordón. También se exigen ensayos no destructivos en las soldaduras y les corresponde la curva 90.

El detalle 8 corresponde a empalmes de alas realizados con groeras. Los 9, 10 y 11 corresponden a cordones con sobreespesores comprendidos entre el 10 y el 20% del ancho del cordón. Su curva es la 80.

El detalle 12 se aplica a empalmes a tope con penetración completa de perfiles laminados, realizados sin groeras. Su curva es la 63 y no se incluye efecto de espesor.

El detalle 13 corresponde a soldaduras a tope realizadas desde un solo lado y sin chapa de respaldo. Su curva es la 36 sin efecto de espesor si no se realizan ensayos y la 71, en caso de que se realicen.

Los detalles 14 y 15, a los que se les adjudica la curva 71, son empalmes a tope con chapa de respaldo. La soldadura de unión de la chapa de respaldo a las chapas principales terminará a más de 10 mm del borde de éstas. En caso de que no se cumpla esta condición, estaremos ante el detalle 16, al que le corresponde la curva 50.

El detalle 17 se reserva para los empalmes de chapas de diferentes espesores realizados sin transición. Se le adjudica la curva 71. Si las dos chapas no tienen alineados sus ejes, el factor de espesor depende de la excentricidad entre los mismos.

Por último, los detalles 18 y 19 se reservan para uniones de alas que se cruzan ortogonalmente. En función de la presencia o ausencia de radios de acuerdo, se remite a detalles de las tablas 42-h y 42-g.

El grupo 4, tabla 42-g, contiene 9 detalles de elementos auxiliares soldados a piezas principales y de soldadura de rigidizadores. Los detalles 1, 2 y 3 son elementos auxiliares soldados normalmente a la superficie de la pieza principal con cordones paralelos a los esfuerzos en dicha pieza; dependiendo de la longitud de los elementos, del ángulo del borde y de la presencia o no de radio de acuerdo, le corresponden las curvas 80, 71, 63 ó 56.

Los detalles 4 y 5 corresponden a elementos soldados en el borde de la pieza principal; se les adjudican las curvas 90, 71, 50 ó 40 en función del radio de acuerdo.

Los detalles 6, 7 y 8 corresponden a rigidizadores o elementos soldados con cordones normales a los esfuerzos en la pieza principal. Se les adjudican las curvas 80 ó 71 en función de la distancia ℓ entre los pies de los cordones, figura 52-j

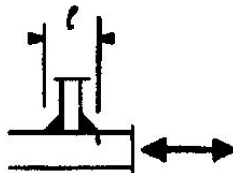


Fig. 42-j

El detalle 9, conector tipo perno soldado a una pieza, al que se le adjudica la curva 80, sirve para evaluar el efecto que la soldadura del conector ejerce sobre la resistencia a fatiga de la propia pieza, y no sobre la del conector, que se comentará más adelante.

El grupo 5, tabla 42-h, incluye 12 detalles de uniones soldadas entre piezas. Los 1, 2 y 3 corresponden a la soldadura de dos chapas o partes planas de piezas perpendiculares entre sí y transmitiendo esfuerzos en el plano de una de ellas. En función del espesor de la pieza que se estudia y de la distancia ℓ , que define en cada caso, se utilizarán las curvas 80, 71, 63, 56, 50, 55 ó 40.

Para el detalle 3, en el que las soldaduras llegan hasta el borde de la chapa normal a ala que se estudia, es aplicable la curva 36*

El detalle 4 es el adecuado para el estudio de la pieza solapada en empalme a solape con cordones longitudinales en ángulo. Le son aplicables las mismas curvas que al detalle 1, aunque la definición de ℓ es diferente en este caso. Al detalle 5 le corresponde la curva 45*, y es el adecuado para el estudio de la chapa que solapa.

El detalle 6 corresponde a perfiles en doble T o cajón con platabandas de refuerzo soldadas mediante cordones en ángulo laterales. En función de los espesores se les adjudica las curvas 56*, 50, 45, 40 ó 36. El detalle 7 cubre el posible cordón frontal en las citadas platabandas, al que le corresponde la categoría 56 si cumple las condiciones que se detallan.

Los detalles 8 y 9 se utilizan para comprobar a fatiga los propios cordones laterales en ángulo. Les corresponde la curva 80 de tensiones tangenciales, con $m = 5$. El detalle 10 se utiliza para estudiar las tensiones tangenciales en el vástago de pernos conectadores, para los que, como excepción, la tabla remite al Eurocódigo 2 y a una curva con $m = 8$.

Finalmente, los detalles 11 y 12 son uniones de tubos a bridas, para los que se indican las curvas 71 y 40 según el tipo de soldadura, en ángulo o a penetración, de la brida al tubo.

El grupo 6, tabla 52-i, con 9 detalles, está dedicado a los empalmes de secciones tubulares, circulares, rectangulares o cuadradas y a las uniones entre estas secciones y chapas o perfiles.

El detalle 1 es el empalme entre un tubo aplastado y una chapa dispuesta en prolongación; le corresponde la curva 71. El 2 es un empalme entre tubo y chapa realizado ranurando el tubo para dejar entrar la chapa. Se hace hincapié en dejar un taladro al final de la ranura. Le corresponden las curvas 71 o 63 en función del ángulo con que se recorte el tubo.

Los detalles 3 y 4 son empalmes a tope entre tubos, circulares o cuadrados, realizados con cordones a tope de penetración completa. Sus curvas son las 71 y 56 respectivamente.

El detalle 5 cubre las uniones a perfiles en doble T o cajón, que no transmitan esfuerzos, realizados mediante cordones en ángulo. Su curva es la 71. Las uniones de este tipo que transmiten esfuerzos se estudian en el grupo siguiente.

Los detalles 6, 7, 8 y 9 son empalmes entre perfiles tubulares realizados con ayuda de una chapa frontal situada entre ambos perfiles. Dependiendo de que el perfil sea circular o rectangular y los cordones a penetración o en ángulo, las curvas aplicables son las 50, 45, 40 ó 36.

El grupo 7, tabla 42-j, con 4 detalles, se dedica a las uniones entre perfiles tubulares de espesores no superiores a 8 mm en estructuras de celosía. Si el espesor de algunas de las barras es superior a 8 mm, será preciso emplear la carrera de tensión geométrica con las curvas que se indicarán más adelante.

En todos los casos, la curva aplicable depende de la relación de espesores entre el cordón y la diagonal o montante, siendo más favorable cuanto mayor es ésta.

Para cada unión es preciso efectuar tantas comprobaciones como barras coincidan en el nudo, cada una con la correspondiente carrera de tensión.

Las curvas aplicables son las 90, 45, 71 y 36 para uniones en K y en N con huelgo, las 71 y 56 para uniones en K con solape y las 71 y 50 para uniones en N con solape.

El grupo 8, tabla 42-k, con 8 detalles, se dedica a los detalles de tableros ortotropos de puentes con rigidizadores o largueros cerrados. Los detalles 1, 2 y 3 son de cruce de largueros con viguetas, a los que corresponden las curvas 80 ó 71 si el larguero es continuo, pasando a través de un orificio practicado en el alma de la vigueta, o la 36 si es discontinuo y no existe orificio en la vigueta.

Los detalles 4 y 5 son empalmes de largueros; la curva aplicable, 71, 112, 90 u 80, depende de la forma de realizar el empalme.

El detalle 6 estudia el alma de la vigueta en la proximidad del cruce con los largueros. Debe emplearse en este caso una carrera de tensión equivalente igual a la carrera de la tensión principal mayor, dada por:

$$\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \left(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2} \right)$$

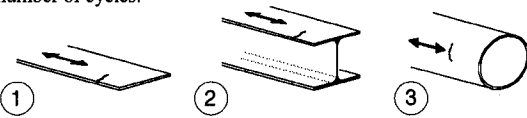
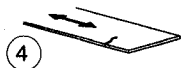
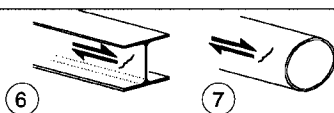
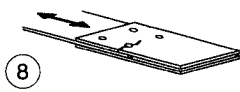
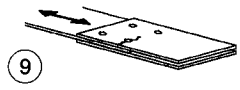
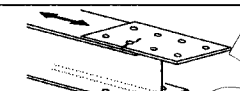
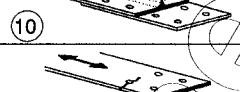
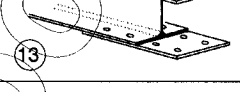
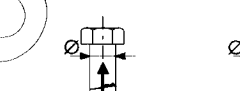
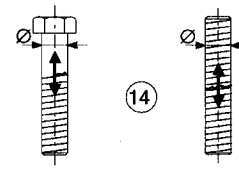
Los detalles 7 y 8 corresponden a la intersección de la chapa de piso con los largueros, detalles que han dado origen a multitud de problemas en puentes con espesores de chapa de piso insuficiente, inferior a 12 mm. Le corresponden las curvas 71 ó 50 según que la soldadura se realice a penetración o en ángulo. La carrera de tensión se calcula en función del momento flector transversal en el cordón de soldadura producido por las ruedas de lo vehículos.

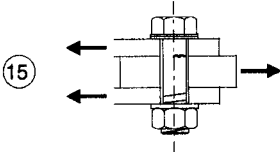
El grupo 9, tabla 42-l, estudia 2 detalles similares a los del grupo anterior, pero con largueros abiertos. Las curvas a emplear son las 80, 71 y 56.

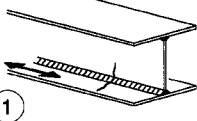
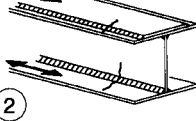
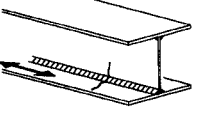
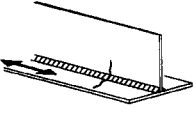
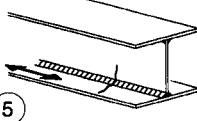
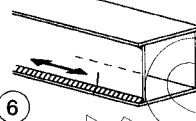
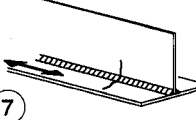
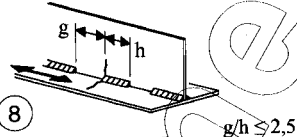
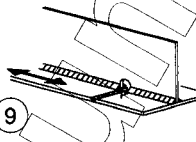
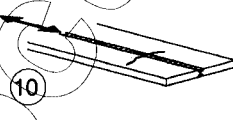
El grupo 10, tabla 42-m, estudia 7 detalles de uniones entre ala superior y alma en vigas carrileras para puentes grúas. En función de la manera de realizarla son aplicables las curvas 160, 71 ó 36*

En el grupo 11, tabla 42-n, se indican las curvas aplicables cuando sea preciso emplear la carrera de tensión geométrica. Estas curvas son las 112, 100 y 90.

Comentarios : Las Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras RPM-95 utilizan en esta caso la misma curva 80 con $m = 5$ que los detalles 8 y 9.

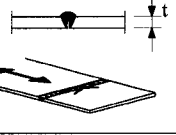
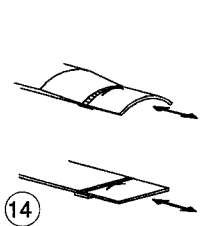
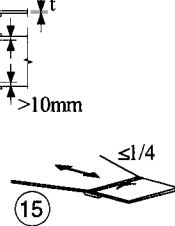
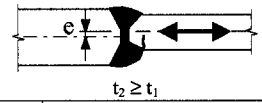
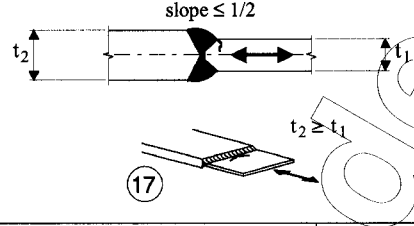
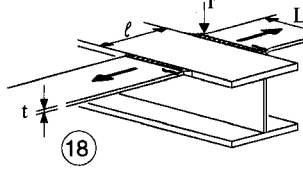
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
160	NOTE The fatigue strength curve associated with category 160 is the highest. No detail can reach a better fatigue strength at any number of cycles. 	<u>Rolled and extruded products:</u> 1) Plates and flats; 2) Rolled sections; 3) Seamless hollow sections, either rectangular or circular.	<u>Details 1) to 3):</u> Sharp edges, surface and rolling flaws to be improved by grinding until removed and smooth transition achieved.
140		<u>Sheared or gas cut plates:</u> 4) Machine gas cut or sheared material with subsequent dressing.	4) All visible signs of edge discontinuities to be removed. The cut areas are to be machined or ground and all burrs to be removed.
125		5) Material with machine gas cut edges having shallow and regular drag lines or manual gas cut material, subsequently dressed to remove all edge discontinuities. Machine gas cut with cut quality according to EN-1090.	Any machinery scratches for example from grinding operations, can only be parallel to the stresses. <u>Details 4) and 5):</u> - Re-entrant corners to be improved by grinding (slope $\leq \frac{1}{4}$) or evaluated using the appropriate stress concentration factors. - No repair by weld refill.
100 m = 5		6) and 7) Rolled and extruded products as in details 1), 2), 3)	<u>Details 6) and 7):</u> $\Delta \tau$ calculated from: $\tau = \frac{V S(t)}{I t}$
For detail 1 – 5 made of weathering steel use the next lower category.			
112		8) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts.	8) $\Delta \sigma$ to be calculated on the gross cross-section.
90		8) Double covered symmetrical joint with preloaded injection bolts.	8) ... gross cross-section.
		9) Double covered joint with fitted bolts.	9) ... net cross-section.
		9) Double covered joint with non preloaded injection bolts.	9) ... net cross-section.
		10) One sided connection with preloaded high strength bolts.	10) ... gross cross-section.
80		10) One sided connection with preloaded injection bolts.	10) ... gross cross-section.
		11) Structural element with holes subject to bending and axial forces	11) ... net cross-section.
50		12) One sided connection with fitted bolts.	12) ... net cross-section.
		12) One sided connection with non-preloaded injection bolts.	12) ... net cross-section.
50		13) One sided or double covered symmetrical connection with non-preloaded bolts in normal clearance holes. No load reversals.	13) ... net cross-section.
50	size effect for $\phi > 30\text{mm}$: $k_s = (30/\phi)^{0.25}$ 	14) Bolts and rods with rolled or cut threads in tension. For large diameters (anchor bolts) the size effect has to be taken into account with k_s.	14) $\Delta \sigma$ to be calculated using the tensile stress area of the bolt. Bending and tension resulting from prying effects and bending stresses from other sources must be taken into account. For preloaded bolts, the reduction of the stress range may be taken into account.

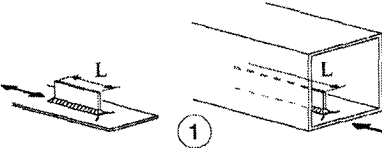
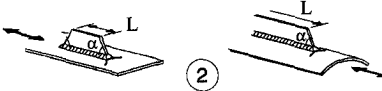
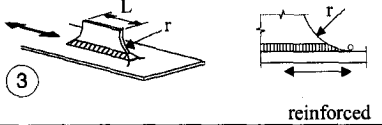
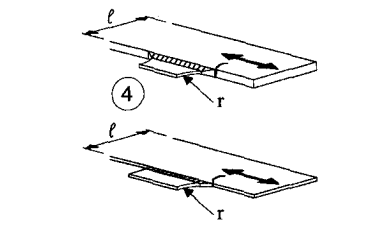
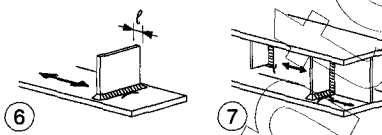
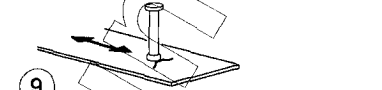
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
100 m=5		<u>Bolts in single or double shear</u> Thread not in the shear plane 15) - Fitted bolts - normal bolts without load reversal (bolts of grade 5.6, 8.8 or 10.9)	15) $\Delta\tau$ calculated on the shank area of the bolt.

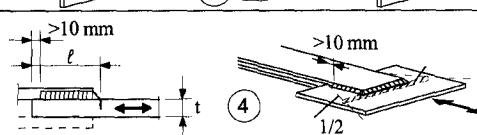
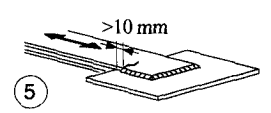
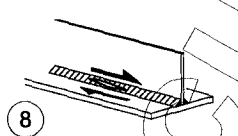
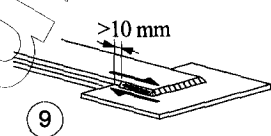
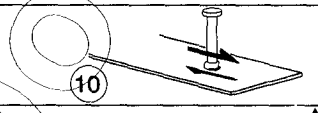
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
125	 	<u>Continuous longitudinal welds:</u> 1) Automatic butt welds carried out from both sides. 2) Automatic fillet welds. Cover plate ends to be checked using detail 6) or 7) in Table 8.5.	<u>Details 1) and 2):</u> No stop/start position is permitted except when the repair is performed by a specialist and inspection is carried out to verify the proper execution of the repair.
112	 	3) Automatic fillet or butt weld carried out from both sides but containing stop/start positions. 4) Automatic butt welds made from one side only, with a continuous backing bar, but without stop/start positions.	4) When this detail contains stop/start positions category 100 to be used.
100	 	5) Manual fillet or butt weld. 6) Manual or automatic butt welds carried out from one side only, particularly for box girders	5), 6) A very good fit between the flange and web plates is essential. The web edge to be prepared such that the root face is adequate for the achievement of regular root penetration without break-out.
100		7) Repaired automatic or manual fillet or butt welds for categories 1) to 6).	7) Improvement by grinding performed by specialist to remove all visible signs and adequate verification can restore the original category.
80		8) Intermittent longitudinal fillet welds.	8) $\Delta\sigma$ based on direct stress in flange.
71		9) Longitudinal butt weld, fillet weld or intermittent weld with a cope hole height not greater than 60 mm. For cope holes with a height > 60 mm see detail 1) in Table 8.4	9) $\Delta\sigma$ based on direct stress in flange.
125		10) Longitudinal butt weld, both sides ground flush parallel to load direction, 100% NDT	
112		10) No grinding and no start/stop	
90		10) with start/stop positions	
140		11) Automatic longitudinal seam weld without stop/start positions in hollow sections	11) Free from defects outside the tolerances of EN 1090. Wall thickness $t \leq 12,5$ mm.
125		11) Automatic longitudinal seam weld without stop/start positions in hollow sections	11) Wall thickness $t > 12,5$ mm.
90		11) with stop/start positions	

For details 1 to 11 made with fully mechanized welding the categories for automatic welding apply.

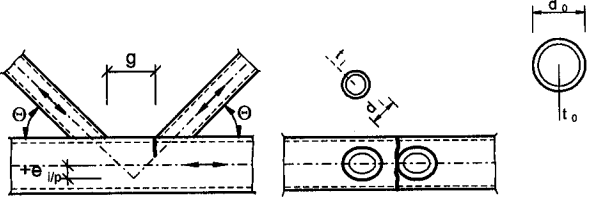
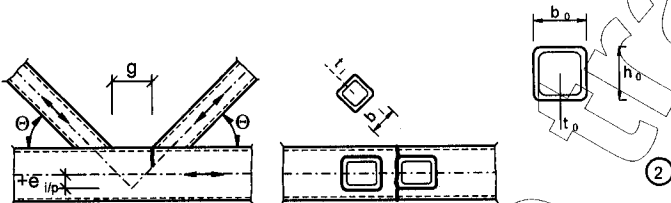
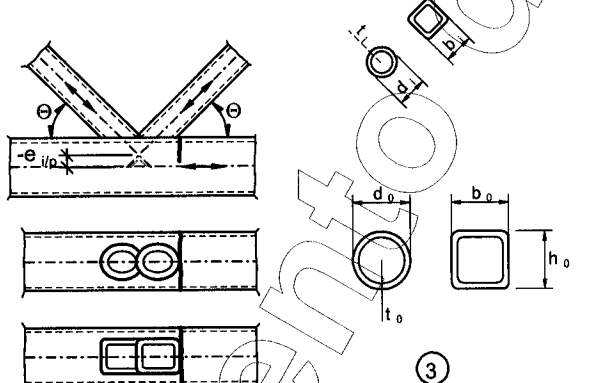
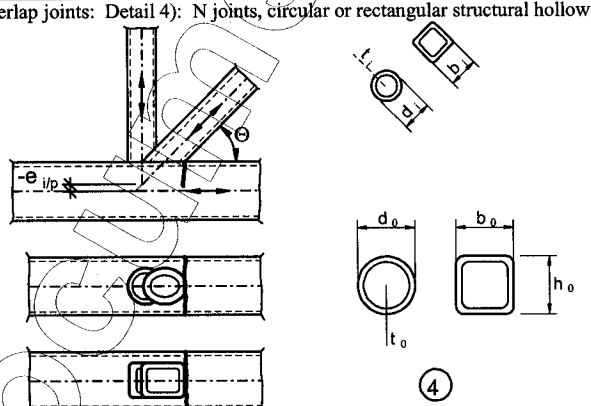
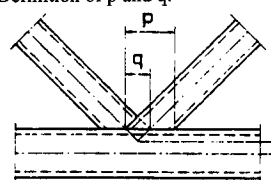
Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
112	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$		Without backing bar: 1) Transverse splices in plates and flats. 2) Flange and web splices in plate girders before assembly. 3) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope holes. 4) Transverse splices in plates or flats tapered in width or in thickness, with a slope $\leq 1/4$.	- All welds ground flush to plate surface parallel to direction of the arrow. - Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. - Welded from both sides; checked by NDT. Detail 3): Applies only to joints of rolled sections, cut and rewelded.
90	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$		5) Transverse splices in plates or flats. 6) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope holes. 7) Transverse splices in plates or flats tapered in width or in thickness with a slope $\leq 1/4$. Translation of welds to be machined notch free.	- The height of the weld convexity to be not greater than 10% of the weld width, with smooth transition to the plate surface. - Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. - Welded from both sides; checked by NDT. Details 5 and 7: Welds made in flat position.
90	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$		8) As detail 3) but with cope holes.	- All welds ground flush to plate surface parallel to direction of the arrow. - Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. - Welded from both sides; checked by NDT. - Rolled sections with the same dimensions without tolerance differences
80	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$		9) Transverse splices in welded plate girders without cope hole. 10) Full cross-section butt welds of rolled sections with cope holes. 11) Transverse splices in plates, flats, rolled sections or plate girders.	- The height of the weld convexity to be not greater than 20% of the weld width, with smooth transition to the plate surface. - Weld not ground flush - Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. - Welded from both sides; checked by NDT. Detail 10: The height of the weld convexity to be not greater than 10% of the weld width, with smooth transition to the plate surface.
63			12) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope hole.	- Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. - Welded from both sides.

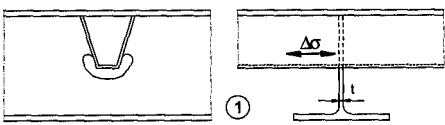
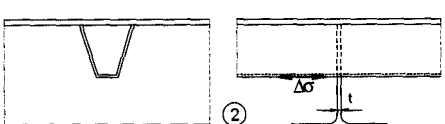
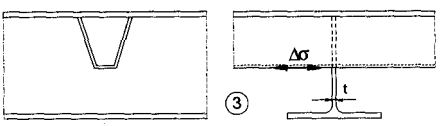
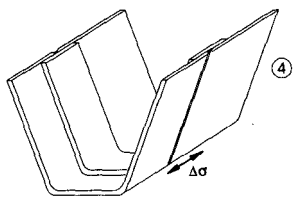
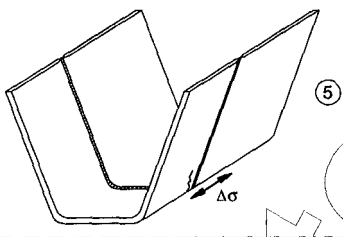
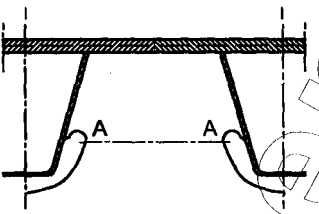
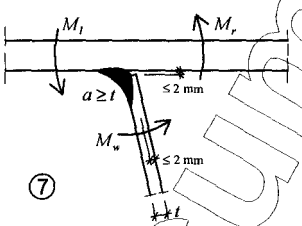
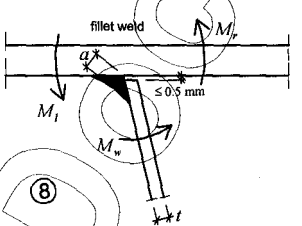
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
36		13) Butt welds made from one side only.	13) Without backing strip.
71	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$	13) Butt welds made from one side only when full penetration checked by appropriate NDT.	
71	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$  	With backing strip: 14) Transverse splice. 15) Transverse butt weld tapered in width or thickness with a slope $\leq 1/4$. Also valid for curved plates.	Details 14) and 15): Fillet welds attaching the backing strip to terminate $\geq 10\text{ mm}$ from the edges of the stressed plate. Tack welds inside the shape of butt welds.
50	size effect for $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$ 	16) Transverse butt weld on a permanent backing strip tapered in width or thickness with a slope $\leq 1/4$. Also valid for curved plates.	16) Where backing strip fillet welds end $< 10\text{ mm}$ from the plate edge, or if a good fit cannot be guaranteed.
71	size effect for $t > 25\text{mm}$ and/or generalisation for eccentricity: $k_s = \left(\frac{25}{t_1}\right)^{0.2} \left/ \left(1 + \frac{6e}{t_1} \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}}\right)\right.$ 	 17) Transverse butt weld, different thicknesses without transition, centrelines aligned.	
As detail 1 in Table 8.5		18) Transverse butt weld at intersecting flanges.	Details 18) and 19) The fatigue strength of the continuous component has to be checked with Table 8.4, detail 4 or detail 5.
As detail 4 in Table 8.4		19) With transition radius according to Table 8.4, detail 4	

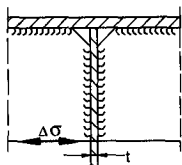
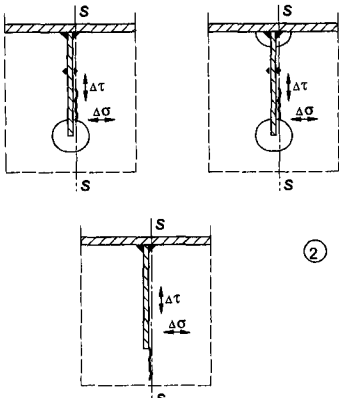
Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$L \leq 50\text{mm}$		<u>Longitudinal attachments:</u> 1) The detail category varies according to the length of the attachment L.	The thickness of the attachment must be less than its height. If not see Table 8.5, details 5 or 6.
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$			
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$			
56	$L > 100\text{mm}$			
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$		2) Longitudinal attachments to plate or tube.	
80	$r > 150\text{mm}$		3) Longitudinal fillet welded gusset with radius transition to plate or tube; end of fillet weld reinforced (full penetration), length of reinforced weld $> r$.	<u>Details 3) and 4):</u> Smooth transition radius r formed by initially machining or gas cutting the gusset plate before welding, then subsequently grinding the weld area parallel to the direction of the arrow so that the transverse weld toe is fully removed.
90	$\frac{r}{L} \geq \frac{1}{3}$ or $r > 150\text{mm}$		4) Gusset plate, welded to the edge of a plate or beam flange.	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$			
50	$\frac{r}{L} < \frac{1}{6}$		L: attachment length as above	
40			5) As welded, no radius transition.	
80	$\ell \leq 50\text{mm}$		<u>Transverse attachments:</u> 6) Welded to plate. 7) Vertical stiffeners welded to a beam or plate girder. 8) Diaphragm of box girders welded to the flange or the web. May not be possible for small hollow sections. The values are also valid for ring stiffeners.	<u>Details 6) and 7):</u> Ends of welds to be carefully ground to remove any undercut that may be present. 7) $\Delta \sigma$ to be calculated using principal stresses if the stiffener terminates in the web, see left side.
71	$50 < \ell \leq 80\text{mm}$			
80			9) The effect of welded shear studs on base material.	

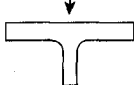
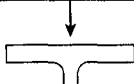
Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$l < 50 \text{ mm}$	all t [mm]	Cruciform and Tee joints: 1) Toe failure in full penetration butt welds and all partial penetration joints.	1) Inspected and found free from discontinuities and misalignments outside the tolerances of EN 1090. 2) For computing $\Delta\sigma$, use modified nominal stress. 3) In partial penetration joints two fatigue assessments are required. Firstly, root cracking evaluated according to stresses defined in section 5, using category 36* for $\Delta\sigma_w$ and category 80 for $\Delta\tau_w$. Secondly, toe cracking is evaluated by determining $\Delta\sigma$ in the load-carrying plate.
71	$50 < l \leq 80$	all t		
63	$80 < l \leq 100$	all t		
56	$100 < l \leq 120$	all t		
56	$l > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		
As detail 1 in Table 8.5	flexible panel		2) Toe failure from edge of attachment to plate, with stress peaks at weld ends due to local plate deformations.	Details 1) to 3): The misalignment of the load-carrying plates should not exceed 15 % of the thickness of the intermediate plate.
36*			3) Root failure in partial penetration Tee-butt joints or fillet welded joint and effective full penetration in Tee-butt joint.	
As detail 1 in Table 8.5	 stressed area of main panel: slope = 1/2		Overlapped welded joints: 4) Fillet welded lap joint.	4) $\Delta\sigma$ in the main plate to be calculated on the basis of area shown in the sketch. 5) $\Delta\sigma$ to be calculated in the overlapping plates.
45*			Overlapped: 5) Fillet welded lap joint.	Details 4) and 5): - Weld terminations more than 10 mm from plate edge. - Shear cracking in the weld should be checked using detail 8).
56*	$t_c < t$	$t_c \geq t$	Cover plates in beams and plate girders: 6) End zones of single or multiple welded cover plates, with or without transverse end weld.	6) If the cover plate is wider than the flange, a transverse end weld is needed. This weld should be carefully ground to remove undercut. The minimum length of the cover plate is 300 mm. For shorter attachments size effect see detail 1).
50	$t \leq 20$	-		
45	$20 < t \leq 30$	$t \leq 20$		
40	$30 < t \leq 50$	$20 < t \leq 30$		
40	$t > 50$	$30 < t \leq 50$		
36	-	$t > 50$		
56	reinforced transverse end weld		7) Cover plates in beams and plate girders. 5 t_c is the minimum length of the reinforcement weld.	7) Transverse end weld ground flush. In addition, if $t_c > 20 \text{ mm}$, front of plate at the end ground with a slope < 1 in 4.
80			8) Continuous fillet welds transmitting a shear flow, such as web to flange welds in plate girders.	8) $\Delta\tau$ to be calculated from the weld throat area. 9) $\Delta\tau$ to be calculated from the weld throat area considering the total length of the weld. Weld terminations more than 10 mm from the plate edge, see also 4) and 5) above.
m=5			9) Fillet welded lap joint.	
see EN 1994-2 (90 m=8)			Welded stud shear connectors: 10) For composite application	10) $\Delta\tau$ to be calculated from the nominal cross section of the stud.
71			11) Tube socket joint with 80% full penetration butt welds.	11) Weld toe ground. $\Delta\sigma$ computed in tube.
40			12) Tube socket joint with fillet welds.	12) $\Delta\sigma$ computed in tube.

Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
71			1) Tube-plate joint, tubes flattened, butt weld (X-groove)	1) $\Delta\sigma$ computed in tube. Only valid for tube diameter less than 200 mm.
71	$\alpha \leq 45^\circ$		2) Tube-plate joint, tube slitted and welded to plate. Holes at end of slit.	2) $\Delta\sigma$ computed in tube. Shear cracking in the weld should be verified using Table 8.5, detail 8).
63	$\alpha > 45^\circ$			
71	③		3) Butt-welded end-to-end connections between circular structural hollow sections.	<u>Details 3) and 4):</u> - Weld convexity $\leq 10\%$ of weld width, with smooth transitions. - Welded in flat position, inspected and found free from defects outside the tolerances EN 1090. - Classify 2 detail categories higher if $t > 8$ mm.
56	④		4) Butt-welded end-to-end connections between rectangular structural hollow sections.	
71		⑤	5) Circular or rectangular structural hollow section, fillet-welded to another section.	5) - Non load-carrying welds. - Width parallel to stress direction $\ell \leq 100$ mm. - Other cases see Table 8.4.
50		⑥	6) Circular structural hollow sections, butt-welded end-to-end with an intermediate plate.	<u>Details 6) and 7):</u> - Load-carrying welds. - Welds inspected and found free from defects outside the tolerances of EN 1090. - Classify 1 detail category higher if $t > 8$ mm.
45		⑦	7) Rectangular structural hollow sections, butt welded end-to-end with an intermediate plate.	
40		⑧	8) Circular structural hollow sections, fillet-welded end-to-end with an intermediate plate.	<u>Details 8) and 9):</u> - Load-carrying welds. - Wall thickness $t \leq 8$ mm.
36		⑨	9) Rectangular structural hollow sections, fillet-welded end-to-end with an intermediate plate.	

Detail category		Constructional detail	Requirements
90 m=5	$\frac{t_o}{t_i} \geq 2,0$	Gap joints: Detail 1): K and N joints, circular structural hollow sections:  ①	Details 1) and 2): - Separate assessments needed for the chords and the braces. - For intermediate values of the ratio t_o/t_i interpolate linearly between detail categories. - Fillet welds permitted for braces with wall thickness $t \leq 8$ mm. - t_o and $t_i \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_o/t_o \times t_o/t_i \leq 25$ - $d_o/t_o \times t_o/t_i \leq 25$ - $0,4 \leq b_o/b_i \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_o/d_i \leq 1,0$ - $b_o \leq 200$ mm - $d_o \leq 300$ mm - $-0,5h_o \leq e_{ip} \leq 0,25h_o$ - $-0,5d_o \leq e_{ip} \leq 0,25d_o$ - $e_{o/p} \leq 0,02b_o$ or $\leq 0,02d_o$
45 m=5	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_o}{t_i} \geq 2,0$	Gap joints: Detail 2): K and N joints, rectangular structural hollow sections:  ②	[$e_{o/p}$ is out-of-plane eccentricity] Detail 2): $0,5(b_o - b_i) \leq g \leq 1,1(b_o - b_i)$ and $g \geq 2t_o$
36 m=5	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_o}{t_i} \geq 1,4$	Overlap joints: Detail 3): K joints, circular or rectangular structural hollow sections:  ③	Details 3) and 4): - 30 % $\leq$ overlap $\leq$ 100 % - overlap = $(q/p) \times 100$ % - Separate assessments needed for the chords and the braces. - For intermediate values of the ratio t_o/t_i interpolate linearly between detail categories. - Fillet welds permitted for braces with wall thickness $t \leq 8$ mm. - t_o and $t_i \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_o/t_o \times t_o/t_i \leq 25$ - $d_o/t_o \times t_o/t_i \leq 25$ - $0,4 \leq b_o/b_i \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_o/d_i \leq 1,0$ - $b_o \leq 200$ mm - $d_o \leq 300$ mm - $-0,5h_o \leq e_{ip} \leq 0,25h_o$ - $-0,5d_o \leq e_{ip} \leq 0,25d_o$ - $e_{o/p} \leq 0,02b_o$ or $\leq 0,02d_o$
56 m=5	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_o}{t_i} \geq 1,4$	Overlap joints: Detail 4): N joints, circular or rectangular structural hollow sections:  ④	[$e_{o/p}$ is out-of-plane eccentricity] Definition of p and q: 
50 m=5	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		

Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		1) Continuous longitudinal stringer, with additional cutout in cross girder.	1) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the longitudinal stringer.
71	$t > 12 \text{ mm}$			
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		2) Continuous longitudinal stringer, no additional cutout in cross girder.	2) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
71	$t > 12 \text{ mm}$			
36			3) Separate longitudinal stringer on each side of the cross girder.	3) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
71			4) Joint in rib, full penetration butt weld with steel backing plate.	4) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
112	As detail 1, 2, 4 in Table 8.3		5) Full penetration butt weld in rib, welded from both sides, without backing plate.	5) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer. Tack welds inside the shape of butt welds.
90	As detail 5, 7 in Table 8.3			
80	As detail 9, 11 in Table 8.3			
71			6) Critical section in web of cross girder due to cut outs.	6) Assessment based on stress range in critical section taking account of Vierendeel effects. NOTE In case the stress range is determined according to EN 1993-2, 9.4.2.2(3), detail category 112 may be used.
71			7) Weld connecting deck plate to trapezoidal or V-section rib 7) Partial penetration weld with $a \geq t$	7) Assessment based on direct stress range from bending in the plate.
50			8) Fillet weld or partial penetration welds out of the range of detail 7)	8) Assessment based on direct stress range from bending in the plate.

Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$t \leq 12\text{mm}$	 ①	1) Connection of continuous longitudinal stringer to cross girder.	1) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
71	$t > 12\text{mm}$			
56	 ②		2) Connection of continuous longitudinal stringer to cross girder.	2) Assessment based on combining the shear stress range $\Delta\tau$ and direct stress range $\Delta\sigma$ in the web of the cross girder, as an equivalent stress range:
			$\Delta\sigma = \frac{\Delta M_s}{W_{net,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,net,s}}$	$\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \left(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2} \right)$
			Check also stress range between stringers as defined in EN 1993-2.	

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
160	 ①	1) Rolled I- or H-sections	1) Vertical compressive stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in web due to wheel loads
71	 ②	2) Full penetration tee-butt weld	2) Vertical compressive stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in web due to wheel loads
36*	 ③	3) Partial penetration tee-butt welds, or effective full penetration tee-butt weld conforming with EN 1993-1-8	3) Stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in weld throat due to vertical compression from wheel loads
36*	 ④	4) Fillet welds	4) Stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in weld throat due to vertical compression from wheel loads
71	 ⑤	5) T-section flange with full penetration tee-butt weld	5) Vertical compressive stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in web due to wheel loads
36*	 ⑥	6) T-section flange with partial penetration tee-butt weld, or effective full penetration tee-butt weld conforming with EN 1993-1-8	6) Stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in weld throat due to vertical compression from wheel loads
36*	 ⑦	7) T-section flange with fillet welds	7) Stress range $\Delta\sigma_{vert.}$ in weld throat due to vertical compression from wheel loads

CAPÍTULO XII. PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO FRENTE AL INCENDIO

Artículo 43.º Consideraciones generales

43.1. Bases.

El capítulo XII de esta Instrucción establece los criterios a aplicar en el proyecto de estructuras de acero de edificación para verificar su capacidad portante bajo la acción de un incendio, considerado como una "situación accidental", a efectos de seguridad estructural.

Quedan excluidos del ámbito de aplicación de este capítulo los establecimientos regulados por normativa específica del Ministerio de Defensa, los establecimientos con instalaciones cuya vigilancia corresponda al Consejo de Seguridad Nuclear, y los establecimientos a que se refiere la Ley General de Seguridad Minera.

43.2. Acción de incendio a considerar en el proyecto de estructuras acero en edificación

Los modelos de la acción de incendio admitidos por esta Instrucción para el proyecto de estructuras de acero en edificación, consideran sólo sus efectos sobre la estabilidad o capacidad portante, y no otros aspectos de su comportamiento ante el fuego regulados por otras normas de construcción, como por ejemplo la estanquidad al fuego que llegado el caso pudiera ser exigible, la capacidad de aislamiento térmico, etc. Por lo tanto la aplicación del presente articulado se restringe al caso, normal en el proyecto de edificios con estructuras de acero, de que se asignen a otros elementos constructivos esas prestaciones distintas de los aspectos puramente resistentes.

Dependiendo del fuego de cálculo adoptado deben de utilizarse los siguientes procedimientos:

- a) con una curva nominal tiempo-temperatura, el análisis térmico de los elementos estructurales se aplica para un periodo de tiempo especificado;
- b) con otro modelo de fuego, el análisis térmico de los elementos estructurales se hace para toda la duración del incendio, incluida la fase de enfriamiento.

Salvo que las Instrucciones o Normas de acciones vigentes indiquen lo contrario se adoptarán para los incendios los modelos incluidos en el ANEJO.

43.3. Procedimientos de comprobación de la seguridad de las estructuras de acero ante el incendio

Los procedimientos de comprobación de la seguridad de las estructuras de acero ante el incendio explícitamente incluidos en esta Instrucción pertenecen a la categoría de los modelos de cálculo catalogados como "simplificados", en los Eurocódigos relativos a esta cuestión para estructuras de diversos materiales.

Siempre que la normativa local aplicable no proscriba explícitamente la adopción de criterios teórico-experimentales, deberán ser admitidos los modelos de cálculo "avanzados" que con carácter normativo (no informativo) definan los Eurocódigos o Euronormas de carácter firme (no experimental), con idéntica validez y en igualdad de condiciones que los criterios expuestos en la presente Instrucción, la cual otorga en tal caso plena libertad de elección de unos u otros criterios exclusivamente al autor del proyecto.

Comentarios

Esta observación se aplica especialmente al articulado relativo al cálculo de las temperaturas alcanzadas en el acero (artículo 48), ya que en los mismos se recoge únicamente el modelo de cálculo más sencillo, que supone una distribución homogénea de temperaturas en cada instante del proceso de incendio, aunque por la elevada difusividad térmica del acero esta hipótesis simplificadora es aceptable, siempre que no se extraigan de su contexto los diversos criterios recogidos en esta Instrucción, que por esa y otras hipótesis son aplicables, en principio, sólo como un conjunto unitario, salvo justificación apropiada.

Artículo 44.º Acciones mecánicas e indirectas concomitantes con el incendio

Comentarios

La observación anterior se aplica también en este apartado al no hacerse referencia explícita las acciones indirectas debidas a las dilataciones y deformaciones térmicas.

Para las acciones mecánicas se adoptarán los valores de cálculo correspondientes a una situación accidental:

$$\Sigma G_{k,i} + \Psi_{1,j} Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,j} Q_{k,j} \quad \text{donde:}$$

$G_{k,i}$ Valores característicos de las acciones permanentes

$Q_{k,1}, \Psi_{1,j}, Q_{k,1}$ Valor característico y valor representativo frecuente de la acción variable determinante para cada comprobación resistente.

$Q_{k,2}, \Psi_{2,j}, Q_{k,2}$ Valores característicos y valores representativos casi permanentes del resto de acciones variables que sean desfavorables para cada comprobación.

Salvo valores menores de los coeficientes Ψ definidos en el capítulo correspondiente de esta Instrucción, podrán adoptarse los siguientes:

Sobrecargas de uso en zonas de almacén

$$\Psi_1 = 0.9$$

$$\Psi_2 = 0.8$$

Sobrecargas de uso en viviendas	$\Psi_1 = 0.5$	$\Psi_2 = 0.3$
Sobrecargas de uso en otros casos	$\Psi_1 = 0.7$	$\Psi_2 = 0.6$
Sobrecargas de nieve	$\Psi_1 = 0.2$	$\Psi_2 = 0$
Acción del viento	$\Psi_1 = 0.5$	$\Psi_2 = 0$
Acciones indirectas	$\Psi_1 = 0.5$	$\Psi_2 = 0$

Artículo 45.º Propiedades de los materiales sometidos a la acción del incendio

Los artículos siguientes definen los valores "convencionales" a adoptar en los modelos de cálculo formulados por esta Instrucción, para diversas características mecánicas y térmicas de los materiales empleados. Algunos de dichos valores convencionales son cantidades "ad hoc" calibradas para ajustar los resultados de aplicación de dichos modelos, englobando empíricamente la incidencia de aspectos que trascienden del fenómeno puro referenciado en la denominación literal de cada magnitud o parámetro. Por lo tanto no pueden utilizarse fuera del contexto en que se incluyen.

45.1. Características mecánicas de los aceros estructurales

Para las comprobaciones resistentes en situación de incendio, se adoptará $\gamma_{M,fi} = 1$ como coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero a temperatura elevada, definida en el presente apartado.

Aceros estructurales al carbono:

Para su aplicación en los procedimientos de comprobación resistente definidos en este capítulo, se deberán adoptar los siguientes coeficientes correctores de las características mecánicas del acero estructural, en función de la temperatura alcanzada por el mismo (θ_a):

$K_{y,\theta} =$	$F_{y,\theta}/f_y$	Cociente entre el límite elástico efectivo y el límite elástico a 20 °C
$K_{E,\theta} =$	$E_{a,\theta}/E_a$	Cociente entre el módulo de deformación en la fase lineal del diagrama tensión-deformación, y el módulo de Young a 20 °C

Los valores de estos coeficientes deben tomarse de la Tabla 45.1.1, en la que se admite interpolar linealmente. La aplicación de estos coeficientes es válida si se aplican los modelos de cálculo simplificado de las temperaturas del acero recogidos en esta Instrucción, u otros procedimientos admitidos por la misma, pero en este segundo caso se debe verificar que la velocidad de incremento de temperatura se mantenga entre los límites $2 \leq d\theta_a/dt \leq 50$ °C/minuto.

En la misma Tabla consta también el parámetro siguiente:

$$K_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y \quad \text{Cociente entre el límite de proporcionalidad y el límite elástico a 20 °C}$$

Junto con los anteriores, este parámetro interviene en la formulación del siguiente diagrama tensión (σ) -deformación (ϵ) uniaxial, que puede adoptarse si se emplean métodos de cálculo "avanzados", de entre los indicados como válidos en el artículo 47:

Instrucción EAE. Capítulo XII

Para $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$:

$$\varepsilon = \sigma/E_{a,\theta}$$

Para $\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta} = 0.02$:

$$\varepsilon = \sigma/E_{a,\theta} + (\varepsilon_{y,\theta} - f_{y,\theta}/E_{a,\theta}) \{1 - \sqrt{1 - (\sigma - f_{p,\theta})^2 / (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}\}$$

Para $\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta} = 0.15$:

$$\sigma = f_{y,\theta}$$

Para $\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta} = 0.20$:

$$\sigma = f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$$

Para $\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$:

$$\sigma = 0$$

Tabla 45.1.1

Coeficientes de corrección con la temperatura de las características mecánicas de los aceros estructurales al carbono

θ_a	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

Otras propiedades físicas de los aceros estructurales al carbono:

Alargamiento unitario de origen térmico, $\varepsilon_\theta = L(\theta_a)/L(20^\circ\text{C}) - 1$, en función de la temperatura (θ_a):

Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C}$:

$$\varepsilon_\theta = 10^{-6} [12 + 0.004(\theta_a - 20)] (\theta_a - 20)$$

Para $750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$:

$$\varepsilon_\theta = 1.1 \cdot 10^{-2}$$

Para $860^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$\varepsilon_\theta = 2.2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6.2 \cdot 10^{-3}$$

Instrucción EAE. Capítulo XII

Calor específico c_a en J/(kg°K), variable con la temperatura (θ_a):

$$\text{Para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}: \quad c_a = 425 + 0.773 \theta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2.22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3$$

$$\text{Para } 600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C}: \quad c_a = 666 + 13002/(738 - \theta_a)$$

$$\text{Para } 735^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C}: \quad c_a = 545 + 17820/(\theta_a - 731)$$

$$\text{Para } 900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}: \quad c_a = 650$$

(nótese que en torno a los 735°C existe una divergencia de c_a , típica de un punto crítico en el diagrama de fases, que pudiera desestabilizar algunos procesos de integración numérica si no se advierte esa circunstancia).

Conductividad térmica λ_a en W/(m °K), variable con la temperatura (θ_a):

$$\text{Para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}: \quad \lambda_a = 54 - 0.0333 \theta_a$$

$$\text{Para } 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}: \quad \lambda_a = 27.3$$

(λ_a no se utiliza en los modelos de cálculo simplificados recogidos en esta Instrucción, pero su elevado valor, en relación a la de los materiales de protección, es lo que justifica la hipótesis de distribución de temperatura homogénea que fundamenta aquellos modelos).

A pesar de las deformaciones que sufre el acero, su densidad ρ_a puede tomarse prácticamente constante en los cálculos: $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

45.2. Propiedades de los materiales de protección

Las propiedades de los materiales de protección se introducen en los cálculos de artículos posteriores mediante diversas magnitudes, en general dependientes de la temperatura; cuando por simplificación de la notación dicha dependencia no se explicita, deberá sobreentenderse, en su caso. Por esta dependencia de la temperatura, entre otras razones, no son en absoluto aplicables en los modelos de cálculo de este capítulo valores usuales a temperatura ambiente de dichas magnitudes:

λ_p Conductividad térmica convencional, en W/(m°K), diferente de la conductividad térmica intrínseca, a causa de fenómenos diferentes de la propia conducción térmica englobados empíricamente en dicho parámetro, tales como posibles resistencias de contacto entre el acero y la protección, fisuras y transformaciones durante el proceso, etc.

c_p Calor específico convencional, en J/(kg°K)

Dichas magnitudes, y otras derivadas de las mismas, se afectan del subíndice "k" cuando tienen consideración de valores característicos, y con el subíndice "d" cuando intervienen como valores de cálculo, con los criterios de ponderación que se definen en el artículo 48.3.

Otras propiedades de los materiales de protección que se consideran en el articulado son:

ρ_p Densidad, en kg/m³

Δt_p "Tiempo de retraso" de materiales de protección con un contenido permanente de humedad (ver artículo 48.2).

P Porcentaje de humedad máximo admitido en los cálculos.

$r_{p,ef}$ "Resistividad térmica efectiva" definida en artículos posteriores.

Los valores característicos de todas estas magnitudes deben ser de procedencia experimental, pero se admiten diversos orígenes de dichos valores, que se tienen en cuenta en el coeficiente de ponderación dado en el artículo 48.3. Una de las procedencias admitidas (caso D de dicho artículo) es la bibliografía disponible sobre materiales genéricos, pero sólo los recogidos a dicho efecto en la tabla 45.3.1. La mención de un determinado material de protección en dicha tabla no impide la utilización en los cálculos de valores más favorables que los dados en la misma, siempre que su origen sea experimental y de acuerdo con los criterios y condiciones de los casos A), B o C) del artículo 48.3.

Tabla 45.3.1. Valores característicos de propiedades convencionales de materiales de protección genéricos.

Material	λ_{pk} W/(m°K)	c_{pk} J/(kg°K)	ρ_{pk} kg/m ³	p_k % peso
Granito, mármol	2.40	900	2800	0
Hormigón de densidad normal con árido silíceo (¹)	1.50	900	2200	0
Hormigón de densidad normal con árido calizo (²)	1.25	900	2200	0
Fábrica de ladrillo cerámico con mortero de cemento	1.15	1000	1450	0
Hormigón ligero, según su densidad	0.80 (³)	850	1600	2
	0.65	850	1300	2
	0.50	800	1000	2
	0.35	800	700	2
Placas de yeso	0.20	1300	800	20
Mortero de vermiculita	0.17	1100	800	2
Placas de base silicatada en general	0.15	1100	400	3
Placas de perlita o vermiculita	0.15	1100	400	15
Fibra mineral proyectada	0.12	1000	200	0

- (¹) En el caso de los hormigones de densidad normal, si se requiere mayor precisión, los valores anteriores se pueden sustituir por las expresiones siguientes, variables con su temperatura (θ_c , en °C; $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$):
- (¹) $c_c = 900 + 80 (\theta_c / 120) - 4 (\theta_c / 120)^2$
- (²) $\lambda_c = 2 - 0.24 (\theta_c / 120) + 0.012 (\theta_c / 120)^2$
- (²) $\lambda_c = 1.6 - 0.16 (\theta_c / 120) + 0.008 (\theta_c / 120)^2$
- (³) Para hormigones ligeros con $\rho_c = 1600 \text{ kg/m}^3$, se puede adoptar, para $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$
- $\lambda_c = 1.0 - \theta_c / 1600 \nless 0.50$

Artículo 46.º Comprobación resistente de elementos prismáticos sometidos a la acción del incendio

La comprobación de las piezas prismáticas metálicas sometidas a la acción del incendio se efectuará siguiendo el formato general siguiente:

$E_{fi,d}/R_{fi,d,t} \leq 1$, siendo:

$E_{fi,d}$ Efectos de la acción de incendio definida en el artículo 43.2, conjuntamente con las acciones concomitantes especificadas en el artículo 44 de este capítulo, con los coeficientes de ponderación indicados en el mismo.

$R_{fi,d,t}$ Límites respectivos, suponiendo la pieza sometida a la distribución de temperaturas (θ) en el instante (t) del proceso de incendio.

$t = t_{fi,requ}$ Tiempo de incendio normalizado (único tipo de proceso de incendio considerado en las formulaciones de esta Instrucción).

Si se utilizan otros modelos de fuego de cálculo, apartado (b) de 43.2, los límites $R_{fi,d}$ corresponden a la peor situación resistente de la pieza sometida a la distribución de temperaturas (θ) durante el proceso completo del incendio.

Si los efectos a considerar ($E_{fi,d}$) se reducen a un único esfuerzo o sollicitación ($S_{fi,d}$), o varios no interactuantes entre sí, simplemente se debe comprobar $S_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$ (sollicitaciones $\leq$ límites resistentes respectivos). Para varios esfuerzos interactuantes, $E_{fi,d}/R_{fi,d,t} \leq 1$ representa la fórmula de interacción aplicable en cada caso. Los límites resistentes $R_{fi,d,t}$ se definen en los artículos posteriores (46.1 hasta 46.6).

Se exceptúan las piezas que incluyan secciones transversales de clase 4 (según 46.1) no sollicitadas en tracción pura (artículo 46.2) ni en tracción compuesta (párrafo final del artículo 46.4), para las cuales preceptivamente la comprobación se efectuará en formato de temperaturas:

$$\theta_{a,t} / \theta_{a,cr} \leq 1,$$

siendo $\theta_{a,t}$ las temperaturas alcanzadas en el acero y $\theta_{a,cr}$ su valor crítico de acuerdo con lo especificado en 46.7.

Comentarios

La expresión $\theta_{a,t} / \theta_{a,cr} \leq 1$ puede considerarse como un caso particular de la desigualdad $E/R \leq 1$ si como "efectos de las acciones" se toman las temperaturas $\theta_{a,t}$ y como "límites resistentes", las temperaturas críticas que corresponda a la combinación de esfuerzos concomitantes. De hecho, todas las comprobaciones del tipo $S_{fi,d}/R_{fi,d,t} \leq 1$ admiten su correspondiente $\theta_{a,t} / \theta_{a,cr} \leq 1$, pero en aras de la simplicidad, en esta Instrucción se ha adoptado un formato único de comprobación, excepto para el caso indicado de secciones de clase 4, cuya temperatura crítica dada en 46.7 debe considerarse como aplicable sólo en dicho caso.

46.1. Clasificación de las secciones transversales

Para la comprobación resistente en situación de incendio, las cuatro categorías de secciones transversales (1, 2, 3, 4) se mantienen con idéntico significado que para los cálculos a temperatura ambiente, pero con un valor reducido del parámetro:

$$\varepsilon = 0.85 \sqrt{(235/f_y)},$$

siendo f_y el límite elástico a 20°C, expresado en N/mm².

46.2. Elementos sometidos a esfuerzo axial de tracción

La resistencia de cálculo de una sección solicitada en tracción pura y con una temperatura uniforme (θ_a) viene dada por la expresión:

$$N_{fi,\theta,R,d} = k_{y,\theta} N_{pl,R,d} \gamma_{M1} / \gamma_{M,fi}$$

siendo:

$N_{pl,R,d}$	Resistencia de cálculo de la sección solicitada en tracción pura a temperatura ambiente, definida en esta Instrucción.
$k_{y,\theta}$	Coefficiente de reducción del límite elástico a la temperatura θ_a , según 45.1.
$\gamma_{M1} / \gamma_{M,fi}$	Relación de coeficientes de ponderación de la resistencia del material, en caso de ser distintos en los cálculos en situación de incendio y a temperatura ambiente.

La resistencia de cálculo de una sección solicitada en tracción pura y con una distribución no homogénea de temperatura en un instante dado (t) del proceso de incendio, puede calcularse con carácter conservador aplicando la misma expresión anterior con el valor de $k_{y,\theta}$ que corresponda a la temperatura máxima de la sección, o bien, con mayor precisión, de la forma siguiente:

$$N_{fi,t,R,d} = \sum F_{x,\theta,i,R,d}$$

$$F_{x,\theta,i,R,d} = A_i k_{y,\theta,i} f_{yi} / \gamma_{M,fi}$$

donde:

A_i	Area de la sección parcial i-ésima de una partición de la sección tal que la temperatura de cada sección parcial pueda asimilarse a un valor uniforme en su interior (θ_i), en cada instante del proceso, de acuerdo con lo indicado posteriormente.

$k_{y,\theta,i}$	Coeficiente de reducción del límite elástico para la temperatura θ_i , según 45.1.
f_{yi}	Límite elástico a 20°C, de la sección parcial i-esima, supuesto homogéneo en toda ella.
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente de ponderación de la resistencia del material para los cálculos en situación de incendio, según 45.

Como partición válida de la sección para el cálculo antedicho, se admite cualquier subdivisión en secciones parciales tal que la resultante de tensiones de toda la sección, supuestas iguales a $k_{y,\theta,i} f_{yi} / \gamma_{M,fi}$ en cada punto, con $k_{y,\theta}$ función de la temperatura correspondiente (θ), no sea inferior en más de un 5 % de $N_{pl,R,d}$ al valor $\sum F_{x,\theta,i,R,d}$, en ningún instante del proceso.

Comentarios

La condición anterior se cumple en general aunque las diferencias $|\theta - \theta_i|$ dentro de cada sección parcial sean porcentualmente bastante superiores al 5 %.

Si la discretización adoptada cumple todas las condiciones siguientes:

- El espesor de cada elemento i-ésimo es constante.
- La distribución de temperaturas dentro de cada elemento varía sensiblemente de forma lineal en su interior, entre sus valores extremos θ_{1i} , θ_{2i} , en el instante (t) considerado.
- Se toma para cada elemento $\theta_i = \max^o [(\theta_{1i} + \theta_{2i})/2, \theta_{Gi}]$, siendo θ_{Gi} la temperatura de su centro de gravedad (G_i), pueden admitirse dentro de cada elemento oscilaciones de temperatura tan elevadas como:
- $|\theta_{2i} - \theta_{1i}| \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$

Hay que advertir no obstante que la condición d) se sustituye por otras más exigentes para los cálculos de secciones flectadas, según lo expuesto en el artículo 46.4. Estas condiciones más exigentes se aplican también para el caso de tracción compuesta, tal como se indica en dicho artículo.

46.3. Elementos sometidos a esfuerzo axial de compresión

La resistencia de cálculo de una pieza solicitada por una carga compresora centrada cuya sección sea de clase 1, 2 o 3, se tomará igual a:

$$N_{b,fi,t,R,d} = \chi_{fi} N_{fi,\theta,R,d}$$

siendo:

$N_{fi,\theta,R,d}$	Resistencia de cálculo de una sección solicitada en tracción pura en el mismo instante (t) del proceso de incendio, calculada según 46.2, en este caso con el valor de $k_{y,\theta}$ que corresponda a la temperatura máxima (θ) de la sección en dicho instante, aun cuando su distribución no sea homogénea.
χ_{fi}	Coeficiente de pandeo obtenido con las mismas expresiones dadas en esta Instrucción para los cálculos a temperatura ambiente, salvo por la modificación de los parámetros siguientes:

$$\alpha = 0.65\sqrt{(235/f_y)}$$

Coeficiente de imperfección para situación de incendio, en función de f_y , límite elástico a 20°C, expresado en N/mm².

$$\lambda_\theta = \lambda\sqrt{(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})}$$

Esbeltez relativa empleada para los cálculos a temperatura ambiente, corregida en función de los coeficientes $k_{y,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ obtenidos en 45.1 con la temperatura máxima (θ) de la sección en el instante (t) del proceso de incendio considerado.

Además de lo anterior, la longitud de pandeo l_{fi} en situación de incendio puede reducirse con respecto a utilizada en los cálculos a temperatura ambiente, si el soporte analizado pertenece a un entramado arriostrado de nudos rígidos y tal que las plantas consecutivas no formen parte del mismo sector de incendio, pudiendo entonces adoptarse para l_{fi} los valores correspondientes a una pieza biempotrada, salvo en la altura superior, en la que se tomará la longitud de pandeo de una pieza empotrada-apoyada (ver figura 46.3.1).

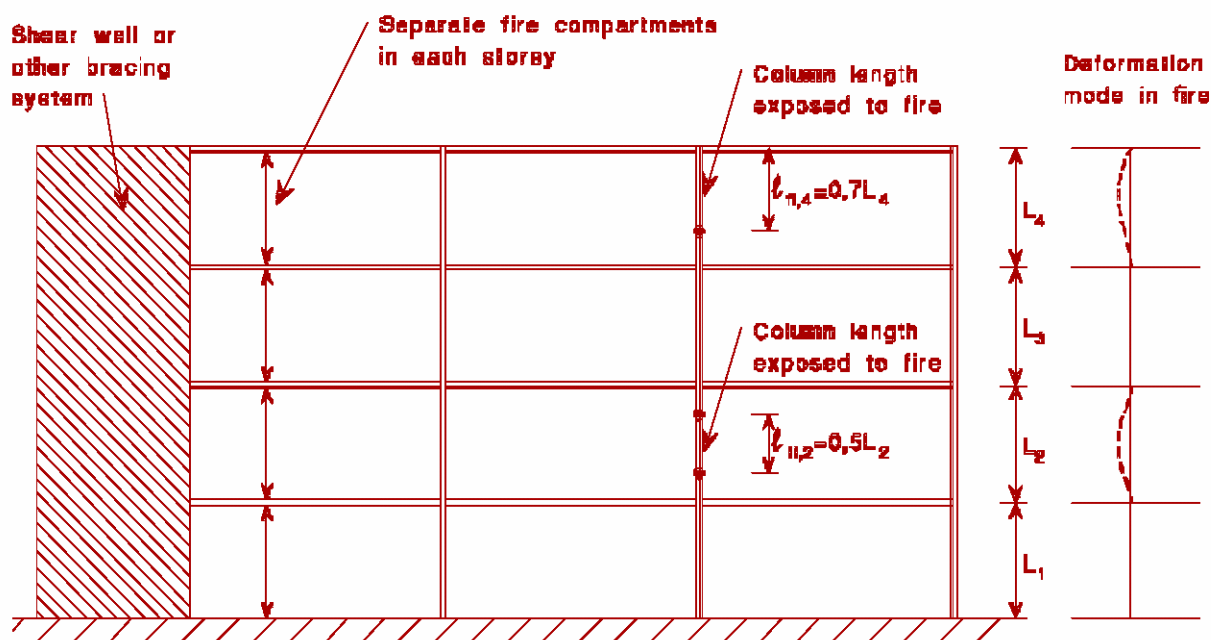


Figura 46.3.1: Longitudes de pandeo l_{fi} de soportes de pórticos arriostrados de nudos rígidos, con sectores de incendio no mayores que una planta.

46.4. Vigas arriostradas frente al pandeo lateral

La comprobación resistente en situación de incendio de una sección de clase 1, 2 o 3 solicitada en flexión simple, con el pandeo lateral coaccionado, se efectuará con las solicitaciones $V_{fi,S,d}$ y $M_{fi,S,d}$ determinadas con los coeficientes de ponderación definidos en el artículo 44 de este capítulo, y habiendo evaluado previamente su distribución de temperaturas en un instante dado (t) del proceso de incendio según los criterios dados en el presente capítulo de esta Instrucción.

El momento último de cálculo de una sección de clase 1, 2 o 3 solicitada en flexión simple, con el pandeo lateral coaccionado, y con una temperatura uniforme (θ_a) viene dado por la expresión:

$$M_{fi,\theta,V,R,d} = k_{y,\theta} M_{V,R,d} \gamma_{M1} / \gamma_{M,fi} \quad \text{siendo:}$$

$$M_{V,R,d}$$

Momento último de la sección solicitada en flexión simple a temperatura ambiente, incluyendo en su caso la reducción por

efecto del esfuerzo cortante, según los criterios definidos en esta Instrucción.

$k_{y,\theta}$ Coeficiente de reducción del límite elástico a la temperatura θ_a , según 45.1.

γ_{M1} y $\gamma_{M,fi}$ Relación de coeficientes de ponderación de la resistencia del material, en caso de ser distintos en los cálculos en situación de incendio y a temperatura ambiente.

El momento último de cálculo de una sección de clase 1, 2 o 3 solicitada en flexión simple, con el pandeo lateral coaccionado, y con una distribución no homogénea de temperatura en un instante dado (t) del proceso de incendio, puede obtenerse de manera aproximada tomando la misma expresión anterior ($M_{fi,\theta,V,R,d}$) con el valor de $k_{y,\theta}$ que corresponda a la temperatura máxima del acero de cada sección (θ_a), y aplicando los coeficientes correctores siguientes:

$$M_{fi,t,R,d} = M_{fi,\theta,V,R,d} / K_1 K_2$$

con:

- $K_1 = 1.00$ si la sección está expuesta al fuego en todas sus caras.
- $K_1 = 0.70$ para secciones con una cara protegida por una losa de hormigón, por un forjado mixto, o por un forjado de características térmicas equivalentes, y el resto de sus caras expuestas al fuego sin protección.
- $K_1 = 0.85$ en condiciones análogas al caso anterior, pero con protección contra el fuego en las caras expuestas (en este caso θ_a será menor, obviamente, que en caso anterior, pero su distribución será más homogénea, de ahí el valor más desfavorable de K_1).
- $K_2 = 0.85$ en la sección extrema de una viga cuyo momento flector tenga carácter hiperestático.
- $K_2 = 1.00$ en las restantes secciones.

La resistencia de cálculo de una sección de clase 1, 2 o 3 solicitada en corte puro, en un instante dado (t) del proceso de incendio, se tomará igual a:

$$V_{fi,t,R,d} = k_{y,\theta} V_{R,d} \gamma_{M1} / \gamma_{M,fi}$$

siendo:

- $V_{R,d}$ Cortante último de la sección solicitada en flexión simple a temperatura ambiente, según los criterios definidos en esta Instrucción.
- θ_v Temperatura media de la sección eficaz a cortante (A_v) utilizada para los cálculos a temperatura ambiente, de acuerdo con el capítulo correspondiente de esta Instrucción.
- $k_{y,\theta,v}$ Coeficiente de reducción del límite elástico a la temperatura θ_v , según 45.1.
- $\gamma_{M1} / \gamma_{M,fi}$ Relación de coeficientes de ponderación de la resistencia del material, en caso de ser distintos en los cálculos en situación de incendio y a temperatura ambiente.

ambiente.

Como alternativa a los procedimientos anteriores, de libre elección por el autor del proyecto, la resistencia de una sección de clase 1 o 2 solicitada en flexión simple, con el pandeo lateral coaccionado, podrá verificarse sobre una discretización que cumpla las especificaciones posteriores, comprobando que existe una distribución particular cualquiera de fuerzas $\{F_{x,i}, F_{z,i}\}$ que cumplan las siguientes condiciones de equilibrio y de resistencia (ver figura 46.4.1):

$$\sum F_{x,i} = 0$$

Condición que determina la posición del eje neutro de tensiones ($z = 0$), el cual será en general variable en cada instante (t) del proceso

$$|V_{fi,S,d} / \sum F_{z,i}| \leq 1$$

$$|M_{fi,S,d} / \sum z_i F_{x,i}| \leq 1$$

donde $M_{fi,S,d}$ y $\sum z_i F_{x,i}$ se suponen de igual signo

$$\sqrt{(F_{x,i}^2 + 3F_{z,i}^2)} / F_{x,\theta,i,R,d} \leq 1$$

Para elementos contenidos dentro del área parcial A_v

$$F_{z,i} = 0 \quad \text{y} \quad |F_{x,i} / F_{x,\theta,i,R,d}| \leq 1$$

Para los restantes elementos

$$F_{x,\theta,i,R,d}$$

Resistencia de la sección parcial i -ésima, dada en 46.2.

$$z_i$$

Posición de la resultante $F_{z,i}$ ("brazo mecánico" de dicha fuerza).

Como condiciones suficientes de validez de la discretización adoptada, pueden tomarse las (a), (b) y (c) especificadas en 46.2, junto con la condición adicional a), y los límites siguientes b) o c) para las diferencias de temperatura dentro de cada sección parcial:

- a) Las tensiones normales longitudinales no deben cambiar de signo en el interior de los elementos o secciones parciales, por lo que en caso de intersectar con el eje neutro de tensiones, deberán subdividirse.
- b) $|\theta_{2i} - \theta_{1i}| \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$ Para elementos perpendiculares al plano de la flexión, y elementos paralelos al plano de la flexión cuyo brazo mecánico (z_i) se determine exactamente.
- c) $|\theta_{2i} - \theta_{1i}| \leq 20 \text{ } ^\circ\text{C}$ Para elementos paralelos al plano de la flexión (plano xz en la figura 46.4.1) en los que z_i se aproxime por la posición de su centro de gravedad ($z_i \approx z_{Gi}$ en dicha figura).

Este mismo procedimiento de cálculo se aplica también a las solicitaciones de flexotracción (esfuerzos $N_{fi,S,d} > 0$ y $M_{fi,S,d}$ concomitantes, además del cortante $V_{fi,S,d}$, en su caso), simplemente sustituyendo la ecuación $\sum F_{x,i} = 0$ por:

$$\sum F_{x,i} = N_{fi,S,d}$$

Si $V_{fi,S,d} = 0$ y además las tensiones normales longitudinales son de tracción en toda la sección (solicitud de tracción compuesta), el procedimiento descrito se puede aplicar aunque la sección sea de clase 3 o 4 y/o el pandeo lateral no se halle coaccionado.

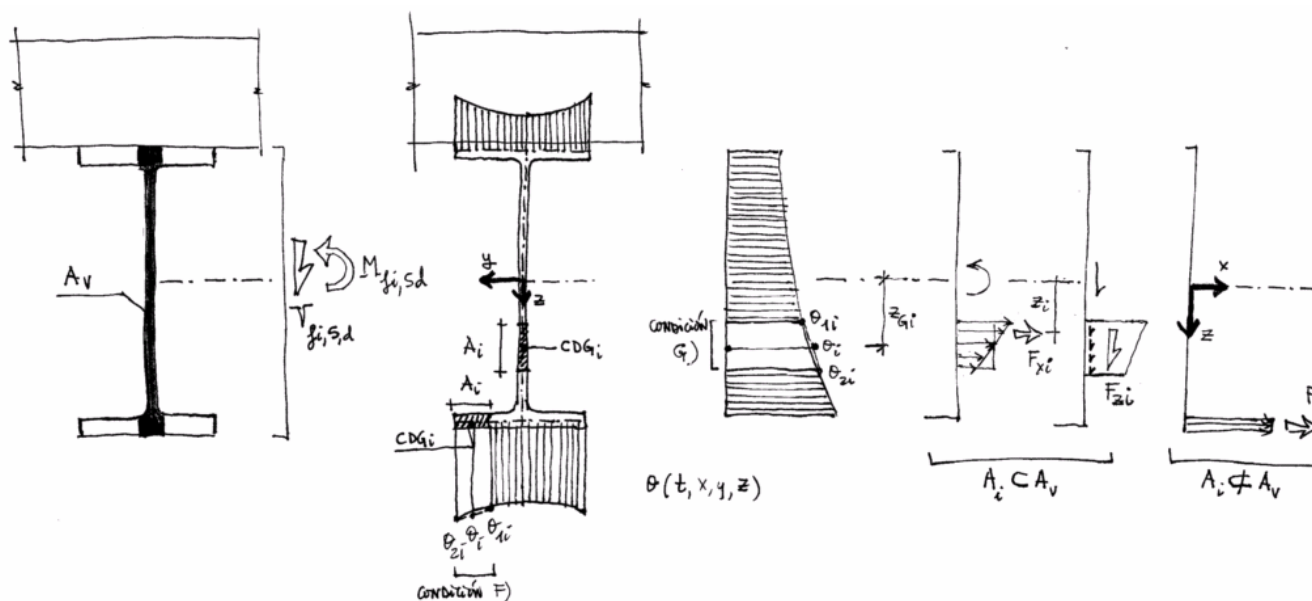


Figura 46.4.1. Distribución de temperaturas y esfuerzos en una sección de acero de clase 1 o 2 solicitada en flexión simple, en estado último en situación de incendio, con el pandeo lateral coaccionado.

46.5. Pandeo lateral de elementos sometidos a flexión

El momento último de cálculo de sección de clase 1, 2 o 3 solicitada en flexión simple, con una distribución no homogénea de temperatura en un instante dado (t) del proceso de incendio, puede obtenerse de manera aproximada tomando la misma expresión anterior ($M_{fi, \theta, V, R, d}$) con el valor de $k_{y, \theta}$ que corresponda a la temperatura máxima del acero de cada sección (θ_a), y aplicando los coeficientes indicados en la siguiente expresión:

$$M_{fi, t, R, d} = \chi_{LT, fi} M_{fi, \theta, V, R, d} / K_1 K_2,$$

con:

$$M_{fi, \theta, V, R, d}$$

Momento último de cálculo según el artículo anterior 46.4, con el valor de $k_{y, \theta}$ que corresponda a la temperatura máxima del acero de cada sección (θ_a).

$$K_1, K_2$$

Los mismos coeficientes correctores definidos en el artículo anterior.

$$\chi_{LT, fi}$$

Coeficiente de pandeo lateral obtenido con las mismas expresiones dadas en esta Instrucción para los cálculos a temperatura ambiente, salvo por la modificación de los parámetros siguientes:

$$\alpha = 0.65 \sqrt{(235/f_y)}$$

Coeficiente de imperfección para situación de incendio, en función de f_y , límite elástico a 20°C, expresado en N/mm².

$\lambda_{LT,\theta,com} = \lambda_{LT} \sqrt{(k_{y,\theta,com}/k_{E,\theta,com})}$ Esbeltez relativa empleada para los cálculos a temperatura ambiente, corregida en función de los coeficientes $k_{y,\theta,com}$ y $k_{E,\theta,com}$ obtenidos en 45.1 con la temperatura máxima de la zona comprimida de la sección (θ_{com}) en el instante (t) del proceso de incendio considerado.

El cortante último ($V_{fi,t,R,d}$) se calculará igual que en el apartado anterior 46.4.

46.6. Elementos sometidos a compresión y flexión

La comprobación resistente en situación de incendio de una pieza comprimida y flectada cuya sección de clase 1, 2 o 3, habiendo evaluado previamente su distribución de temperaturas en un instante dado (t) del proceso de incendio según los criterios dados en el presente capítulo de esta Instrucción, se efectuará aplicando los mismos criterios de comprobación definidos en esta Instrucción para temperatura ambiente, salvo los cambios siguientes:

- Se adoptarán las solicitaciones $N_{fi,E,d}$, $M_{y,fi,E,d}$, $M_{z,fi,E,d}$ determinadas con los coeficientes de ponderación definidos en el art 44 de este capítulo.
- Para el cálculo de coeficientes de pandeo, se tomará el mismo coeficiente α dado en 46.3 y 46.5 como coeficiente de imperfección para la situación de incendio.
- Las esbelteces empleadas para los cálculos a temperatura ambiente, se corregirán por el factor $\sqrt{(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})}$, en función de los coeficientes $k_{y,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ obtenidos en 45.1 con la temperatura máxima (θ) de la pieza en el instante (t) del proceso de incendio considerado, tanto para la obtención de los coeficientes de pandeo sin torsión en cada plano principal de inercia, como para el coeficiente de pandeo con flexión y torsión.

Como alternativa simplificada, podrá aplicarse la fórmula de interacción siguiente:

$$\sqrt{n} + m_y + m_z \leq 1,$$

siendo:

$$n = N_{fi,E,d}/N_{b,fi,t,R,d}$$

$$m_y = M_{y,fi,E,d}/M_{y,fi,t,R,d}$$

$$m_z = M_{z,fi,E,d}/M_{z,fi,t,R,d}$$

$$N_{b,fi,t,R,d}$$

Resistencia de cálculo de la pieza solicitada frente a la carga compresora, según 46.3 (en ausencia de otras solicitaciones concomitantes)

$$M_{y,fi,t,R,d}$$

Resistencia de cálculo con pandeo lateral frente a las flexiones en el plano de mayor inercia, obtenida según 46.5 (idem)

$$M_{z,fi,t,R,d}$$

Resistencia de cálculo sin pandeo lateral frente a las flexiones en el plano de menor inercia, obtenida según 46.4 (idem)

46.7. Elementos cuya sección es de Clase 4

Para las piezas que incluyan secciones transversales de clase 4 (según 46.1) no solicitadas en tracción pura (artículo 46.2) ni en tracción compuesta (párrafo final del artículo 46.4), se efectuará la comprobación siguiente:

$$\theta_{a,t}/\theta_{a,cr} \leq 1,$$

siendo:

$$\theta_{a,t}$$

Temperatura máxima del acero en el instante $t = t_{fi,requ}$ del proceso de incendio

$\theta_{a,cr} = 350 \text{ }^{\circ}\text{C}$ Temperatura crítica a adoptar en este caso

Artículo 47.º Comprobación de la resistencia de las uniones

Como condición suficiente de validez de las uniones en la situación de incendio, se establece el cumplimiento simultáneo de todos los requisitos siguientes:

- La "resistencia térmica efectiva del revestimiento" ($r_{p,ef,d} = r_{p,ef,k}/\gamma_p$) no debe ser menor en los elementos de unión que en las piezas unidas.
- El cociente $S_{fi,d}/R_{fi,d,0}$ no debe ser mayor en la unión que en dichas piezas, siendo:
 $S_{fi,d}$ = Solicitaciones a considerar en la situación accidental de incendio, definidas en el presente capítulo.
 $R_{fi,d,0}$ = Límites resistentes respectivos, en el instante $t = 0$ del proceso de incendio, es decir, a temperatura ambiente pero con $\gamma_{M,fi} = 1$.
- La comprobación resistente a temperatura ambiente de la unión, como la de todos los elementos, debe efectuarse según los criterios señalados en esta Instrucción.

Artículo 48.º Cálculo de temperaturas en el acero

48.1. Elementos sin protección

Se define el área "expuesta" de una pieza metálica por unidad de longitud (A_m , en m^2/m), como la porción del perímetro de su sección transversal que no siendo exterior al edificio, ni estando en contacto con un forjado o elemento similar que la proteja, carezca de revestimiento protector al fuego. Si está "expuesto" todo el perímetro (A_L , magnitud usualmente tabulada por los laminadores), obviamente $A_m = A_L$. Si A_m es variable a lo largo de la pieza, se tomará su valor máximo. Este apartado se refiere a piezas en las que $A_m \geq A_L/2$, mientras que el apartado siguiente corresponde a piezas con $A_m = 0$. Los casos intermedios no están recogidos explícitamente, pero sí admitidos, por esta Instrucción; en esos casos ($0 < A_m < A_L/2$), el autor del proyecto podrá optar entre aplicar los criterios del presente apartado tomando $A_m = A_L/2$, o bien aplicar los métodos de cálculo "avanzado" indicados en 43.3.

En función de A_m y del resto de parámetros luego indicados, el incremento elemental de temperatura en el acero ($\Delta\theta_{a,t}$) viene dado por:

$$\Delta\theta_{a,t} = S_m k_{sh} f_{net,d} \Delta t / (\rho_a c_a) \quad \text{con:}$$

$$S_m = A_m / V \leq 10 \text{ m}^{-1}$$

Factor de sección (expresado en m^{-1}), siendo V el volumen de acero de la pieza por unidad de longitud (en m^3/m); es decir, $V=A$ = área de la sección transversal de acero expresada en m^2 , o $V=10^{-4} A$, $10^{-6} A$ respectivamente si este área se expresa en cm^2 o en mm^2 .

$$k_{sh}$$

Factor que se puede tomar siempre igual a la unidad, pero que para secciones cuyo contorno no sea convexo puede reducirse adoptando:

$$k_{sh} = 0.9 A_b / A_m$$

para secciones doble té simétricas, siendo $A_b = 2(b+h)$ el perímetro del rectángulo envolvente de la sección.

$k_{sh} = A_b / A_m$	para otros tipos de secciones, siendo A_b el perímetro del menor polígono convexo envolvente de la sección.
Δt	incremento de tiempo, en segundos, respetando el límite siguiente: $\Delta t \leq \min^0 (5 \text{ seg}, 5 \cdot 10^3 / S_m)$
ρ_a, c_a	densidad y calor específico del acero definidos en 45.2, expresados en las respectivas unidades SI, kg/m^3 y $\text{J}/(\text{kg}^\circ\text{K})$.
$F_{\text{net,d}}$	flujo neto de calor por unidad de área, en W/m^2 , dado por: $F_{\text{net,d}} = 5.67 \cdot 10^{-8} \varepsilon_{\text{res}} [(\theta_{g,t} + 273)^4 - (\theta_{m,t} + 273)^4] + \alpha_c (\theta_{g,t} - \theta_{m,t})$
$\theta_{g,t}$	temperatura de la masa gaseosa ($^\circ\text{C}$) definida en 43.2
$\theta_{m,t} = \theta_{a,t}$	temperatura superficial de la pieza ($^\circ\text{C}$), que en este modelo se toma igual a la temperatura del acero ($\theta_{a,t}$), que se supone homogénea en toda la sección.
$\varepsilon_{\text{res}} = 0.7$	emisividad resultante para superficies de aceros al carbono, adoptando $\varepsilon_f = 1.0$ para la emisividad relacionada con el tipo de recinto.
$\varepsilon_{\text{res}} = 0.4$	
$\alpha_c = 25$	Coef. de transferencia térmica por convección, $\text{W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$

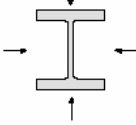
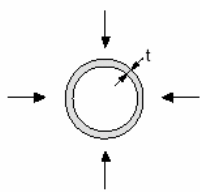
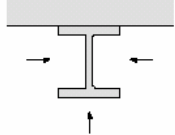
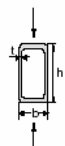
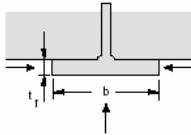
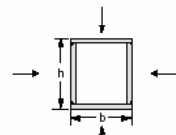
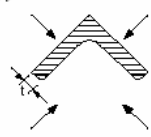
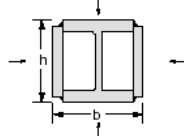
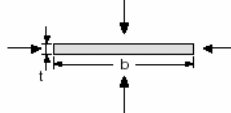
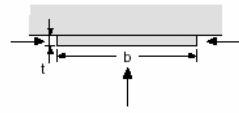
Para el cálculo de S_m de una sección dada, se pueden adoptar las expresiones siguientes, donde los espesores de acero (t_a) deben tomarse en metros:

- Para un tubo de sección cualquiera y espesor constante (t_a) pequeño en relación a su perímetro, expuesto en todas sus caras: $S_m \approx 1/t_a$
- Para una sección abierta de forma cualquiera y espesor constante (t_a), supuesto también pequeño en relación a su perímetro, $S_m \approx 2/t_a$ si la sección está completamente expuesta.
- En el mismo caso anterior, pero con sólo la mitad del perímetro expuesto: $S_m \approx 1/t_a$
- Si la sección está constituida por varias secciones parciales A_i que, todas ellas, estén incluidas en alguno de los casos anteriores, para el conjunto de la sección se puede adoptar la media ponderada siguiente:

$$S_m = \sum v_i S_i, \quad \text{con } v_i = A_i / \sum A_i$$
donde las sumatorias se extienden al conjunto de todas las secciones parciales, y S_i es el factor de sección individual que correspondería a cada una de ellas aplicando los casos a), b) o c) respectivos.
- Para otros casos, se puede aplicar la definición general $S_m = A_m / V$ o bien adoptar los valores que se indican en la tabla 48.1.1, si fueran aplicables.

Y en cualquier caso, no se tomará un valor de S_m inferior a 10 m^{-1} .

Tabla 48.1.1. Factor de sección de piezas sin protección

Open section exposed to fire on all sides: $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perimeter}}{\text{cross-section area}}$ 	Tube exposed to fire on all sides: $A_m/V = 1/t$ 
Open section exposed to fire on three sides: $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{surface exposed to fire}}{\text{cross-section area}}$ 	Hollow section (or welded box section of uniform thickness) exposed to fire on all sides: If $t \ll b$: $A_m/V = 1/t$ 
I-section flange exposed to fire on three sides: $A_m/V = (b + 2t_f)/(bt_f)$ If $t \ll b$: $A_m/V = 1/t_f$ 	Welded box section exposed to fire on all sides: $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b + h)}{\text{cross-section area}}$ If $t \ll b$: $A_m/V = 1/t$ 
Angle exposed to fire on all sides: $A_m/V = 2/t$ 	I-section with box reinforcement, exposed to fire on all sides: $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b + h)}{\text{cross-section area}}$ 
Flat bar exposed to fire on all sides: $A_m/V = 2(b + t)/(bt)$ If $t \ll b$: $A_m/V = 2/t$ 	Flat bar exposed to fire on three sides: $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ If $t \ll b$: $A_m/V = 1/t$ 

48.2. Elementos con revestimiento protector

En este caso la magnitud V se define igual que en el artículo anterior, pero la otra magnitud que interviene en el factor de sección es ahora A_p , el área de la superficie interna del revestimiento por unidad de longitud de la pieza (en m^2/m), descontando la parte que pudiera ser exterior al edificio o estar en contacto con un forjado o elemento similar que la proteja. Si la sección metálica y el revestimiento están total o parcialmente separados entre sí, A_p debe medirse sobre el menor polígono que, siendo de caras paralelas al revestimiento, sea tangente a la superficie metálica. Este y otros casos se indican en la tabla 48.2.1.

Despreciando en este caso los fenómenos de radiación y convección superficiales, el incremento elemental de temperatura en el acero ($\Delta\theta_{a,t}$ definido en 48) viene dado por:

Instrucción EAE. Capítulo XII

$$\Delta\theta_{a,t} = [(S_p / r_{p,ef,d}) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t / (\rho_a c_a) - (e^{\varphi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t}] \leq 0$$

con:

$$S_p = A_p / V$$

Factor de sección de la pieza protegida (en m⁻¹).

Δt incremento de tiempo, en segundos, respetando en este caso el límite siguiente:

$$\Delta t \leq 30 \text{ seg}$$

$$\rho_a, c_a$$

Densidad y calor específico del acero definidos en 45.2, en kg/m³ y J/(kg°K).

$$\varphi = \rho_{pd} c_{pd} d_p S_p / \rho_a c_a$$

Relación de capacidades caloríficas totales del revestimiento y de la pieza de acero, en los casos A) y D) del artículo 48.3

$$\varphi = 0$$

valor preceptivo en los casos B) y C) del mismo artículo.

$$d_p$$

espesor del material de protección en m.

$$\rho_{pd} c_{pd}$$

Valores de cálculo de la densidad y calor específico del revestimiento según 48.3, en kg/m³ y J/(kg°K).

$$r_{p,ef,d} = r_{p,ef,k} / \gamma_p$$

Valor de cálculo de la "resistencia térmica efectiva del revestimiento", en m² °K/W, con γ_p dado en 48.3

$$r_{p,ef,k} = (1 + \varphi/3) d_p / \lambda_{pk}$$

Valor característico de la resistencia térmica efectiva del revestimiento, en los casos A) y D) del artículo 48.3

$$r_{p,ef,k}$$

valor ad hoc determinado según 48.4, en los casos B) y D) del artículo 48.3.

$$\theta_{g,t}$$

Temperatura de la masa gaseosa (°C) definida en 43.2

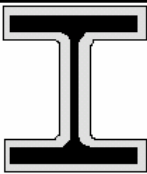
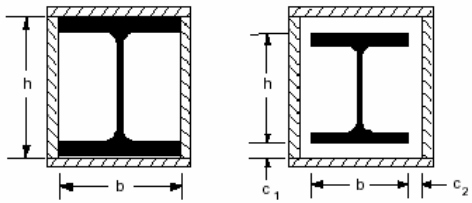
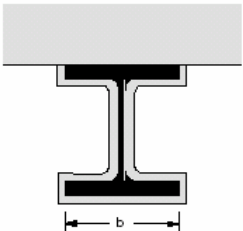
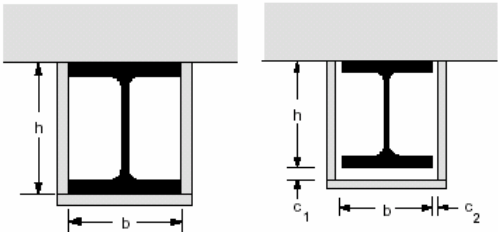
$$\Delta\theta_{g,t}$$

incremento de $\theta_{g,t}$ durante Δt

Para materiales de protección con un contenido permanente de humedad, y que hayan sido ensayados conforme al caso a) del artículo 48.3, la ecuación incremental anterior puede modificarse incorporando un "tiempo de retraso" (Δt_p) en el instante en que la temperatura del acero alcanza los 100°C, siempre que el valor de dicho tiempo de retraso se haya determinado de conformidad con ENV 13381-4. Dicho tiempo de retraso depende del porcentaje de humedad adoptado en los cálculos, que no podrá sobrepasar el valor máximo definido en la tabla 45.3.1 (p_k), o el que experimentalmente se determine como correspondiente al equilibrio higroscópico a una temperatura de 20°C y humedad ambiente relativa del 40 %. Para los casos b) y c) del artículo 48.3, preceptivamente se adoptará $\Delta t_p = 0$.

Tabla 48.2.1.

Factor de sección de piezas con revestimiento protector.

Sketch	Description	Section factor (A_p/V)
	Contour encasement of uniform thickness	$\frac{\text{steel perimeter}}{\text{steel cross-section area}}$
	Hollow encasement of uniform thickness ¹	$\frac{2(b + h)}{\text{steel cross-section area}}$
	Contour encasement of uniform thickness, exposed to fire on three sides	$\frac{\text{steel perimeter} - b}{\text{steel cross-section area}}$
	Hollow encasement of uniform thickness, exposed to fire on three sides ¹	$\frac{2h + b}{\text{steel cross-section area}}$

¹ The clearance dimensions c_1 and c_2 should not normally exceed $h/4$

48.3. Características exigidas a los materiales de protección

Las características térmicas de los materiales de protección, en general dependientes de la temperatura, se definen mediante las magnitudes λ_p , c_p y ρ_p que intervienen en las expresiones del artículo 48.2. En general se trata de funciones variables con la temperatura, $\lambda_p(\theta)$, $c_p(\theta)$, $\rho_p(\theta)$, y cuando por simplificación de la notación dicha dependencia no se explicita, deberá sobreentenderse, en su caso.

Los valores de cálculo de los parámetros a adoptar en el proyecto se obtendrán a partir de los valores experimentales λ_{pk} , c_{pk} y ρ_{pk} , y de la resistencia térmica efectiva $r_{p,ef,k}$ definida en 48.2, aplicando un coeficiente parcial de seguridad γ_p en la forma:

$$c_{pd} = c_{pk} \quad \rho_{pd} = \rho_{pk} \quad \lambda_{pd} = \gamma_p \lambda_{pk}, \quad \text{y consecuentemente:}$$

$$r_{p,ef,d} = r_{p,ef,k} / \gamma_p$$

El coeficiente γ_p a adoptar será el siguiente:

- a) $\gamma_p = 1.00$ si los valores experimentales aportados por el fabricante se han determinado conforme a las normas ENV 13381-1, ENV 13381-2 o ENV 13381-4, según corresponda.
- b) $\gamma_p = 1.10$ si los valores experimentales aportados por el fabricante proceden de la adaptación de resultados de ensayos de incendio normalizado efectuados de conformidad normas UNE no anteriores a 1997, siempre que estos resultados se conviertan siguiendo los criterios especificados en el artículo 48.4.
- c) $\gamma_p = 1.25$ para productos homologados según normas UNE anteriores y cuyos valores experimentales se conviertan siguiendo los criterios especificados en el artículo 48.4.
- d) $\gamma_p = 1.50$ si se adoptan valores experimentales de materiales genéricos tomados de la tabla 45.3.1.

Para cumplir el requisito de la comprobación resistente de cada pieza según los criterios de este capítulo, se obtendrán las temperaturas del acero correspondientes tomando el valor de cálculo $r_{p,ef,d} = r_{p,ef,k} / \gamma_p$, y aplicando el modelo del artículo 48.2, para lo cual se admitirá su implementación en forma de programas informáticos, tablas o ábacos si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- Si dichos programas, tablas o ábacos son conformes con el modelo del artículo 48.2, tal como viene formulado en dicho artículo, para lo cual en los casos b) y c) deberá haberse efectuado la conversión especificada en el artículo 48.4, o bien se basan en ENV 13381-4.
- (para los casos b, c y d): Si dichas tablas o ábacos permiten la aplicación del factor γ_p indicado en cada caso.

Si una de las dos condiciones, o las dos, no se cumplen, para poder aplicar tales programas, tablas o ábacos el factor γ_p se deberá aplicar a las temperaturas del acero ($\theta_{a,t}$) deducidas de los mismos, o lo que es equivalente, las temperaturas medidas en los ensayos deberán multiplicarse por el coeficiente parcial de seguridad γ_p , para luego, en cualquier caso, verificar la comprobación resistente de cada pieza según los criterios de este capítulo de la presente Instrucción.

Los detalles constructivos y/o especificaciones del proyecto deberán asegurar que los materiales de protección empleados y sus procedimientos de unión o fijación a la pieza metálica permanezcan íntegros y eficaces durante el tiempo de incendio normalizado $t_{fi,requ}$ según el artículo 43.2. En el caso a), esta condición se verifica en virtud de las condiciones impuestas por las normas citadas para la validación de cada sistema ensayado. En los casos b) y c), cada fabricante deberá aportar documentación experimental suficiente para verificar las condiciones de integridad antedichas de los materiales y fijaciones o unión empleadas. En el caso d), el proyecto deberá incluir detalles constructivos que definan los mallazos, anclajes, etc. pertinentes.

Debe asimismo garantizarse la durabilidad de los materiales de protección, y en su caso el proyecto deberá especificar las condiciones de mantenimiento exigidas y, si fueran necesarias, capas adicionales o disposiciones de protección contra la corrosión. Este requerimiento es de especial aplicación a las pinturas intumescentes, sobre todo en ambientes de humedad elevada, presencia de ión cloro u otros agentes que puedan afectar a la durabilidad de los materiales, etc., y ello tanto si dichas condiciones ambientales se deben al entorno en que se ubica el edificio, como si proceden del uso del mismo (pabellones con piscinas, actividades industriales, etc.).

48.4. Conversión de valores experimentales

Los resultados de ensayos de incendio normalizado UNE EN 1363 efectuados de conformidad con normas diferentes de las ENV 13381-1, ENV 13381-2 o ENV 13381-4, para su aplicación en el modelo de cálculo definido en 48.2, y a los efectos previstos en el artículo 48.3, se convertirán a valores característicos de la "resistencia térmica efectiva del revestimiento" ($r_{p,ef,k}$) por el procedimiento indicado en el presente artículo, que se basa en la utilización de la tabla 48.4.1, en la cual se expresan las temperaturas del acero (θ_a, t) calculadas con el modelo del artículo 48.2 aplicado convencionalmente con $\phi = 0$, con resistencia térmica efectiva supuesta constante durante el proceso, y con $\gamma_p = 1$ (la introducción posterior de este coeficiente parcial de seguridad se efectuará según lo indicado en 48.3).

Dicha tabla constituye la definición numérica de $\theta_a = \theta_a(t, s)$, función teórica de temperaturas en el acero bajo las hipótesis antedichas, siendo $s = S_p/r_{p,ef}$.

Con cada terna de valores experimentales:

t_{ex}	duración del ensayo normalizado, en minutos
$\theta_{a,ex}$	temperatura máxima alcanzada en el acero, en °C
$S_{p,ex}$	factor de sección, en m^{-1} , calculado según los criterios de 48.2,

se obtendrá en la tabla 48.4.1 el caso (θ_a, t, s) para el que θ_a, t sean más próximos a $t_{ex}, \theta_{a,ex}$, cumpliendo $t \leq t_{ex}$ y $\theta_a \geq \theta_{a,ex}$. Como valor correspondiente de $r_{p,ef}$ se adoptará:

$$r_{p,ef} = S_{p,ex} / s \quad (\text{en } m^2 \text{ } ^\circ K/W)$$

Se admite refinar la determinación anterior de $r_{p,ef}$ por interpolación bilineal entre casos de la tabla en cuya "horquilla" estén comprendidos t_{ex} y $\theta_{a,ex}$. El mismo contenido de la tabla 48.4.1 consta en las figuras 48.4.1 y 48.4.2, sin valor cuantitativo (a cuyos efectos sólo tiene validez la tabla).

Los $r_{p,ef}$ evaluados se agruparán en lotes $\{ r_{p,ef,i} / 1 \leq i \leq N \}$, incluyendo N determinaciones que correspondan al mismo tipo y espesor ($d_{p,ex}$) de producto de protección, con iguales valores de t_{ex} y $S_{p,ex}$; no obstante, se podrán agrupar determinaciones que correspondan a diferentes t_{ex} y/o $S_{p,ex}$, si se toman los valores más desfavorables, para los límites de utilización que se indican luego. Como valor característico de cada lote se adoptará:

$$r_{p,ef,k} = [1 - 1/(5N)] \min(r_{p,ef,i})$$

Los $r_{p,ef,k}$ así obtenidos podrá utilizarse en los cálculos de proyectos (ahora con aplicación de γ_p), respetando para cada valor $r_{p,ef,k}$ las condiciones siguientes:

- Como condición suficiente de utilización de cada valor $r_{p,ef,k}$, se establece el cumplimiento simultáneo de:
 - $t_{fi,requ} \leq t_{ex}, \quad - \quad S_p \approx S_{ex} (\pm 25\%) \quad - \quad d_p = d_{p,ex}$
- Nunca se admitirán extrapolaciones para $t_{fi,requ} > t_{ex}$.
- Cuando no se aprecien variaciones importantes (hasta $\pm 50\%$) en las determinaciones de $r_{p,ef,k}$ para un valor fijo del espesor de producto ($d_{p,ex}$) con diferentes t_{ex} y S_p , se admitirán interpolaciones para valores intermedios de estas últimas magnitudes.
- Si se observa un valor relativamente poco variable (hasta $\pm 25\%$) del cociente $d_{p,ex} / r_{p,ef,k}$ en todos o parte de los casos ensayados, se admitirán también interpolaciones en función de los correspondientes valores de $d_{p,ex}$, pero nunca extrapolaciones.

Comentarios

El cumplimiento de estas condiciones de utilización debe ser especialmente riguroso para las pinturas intumescentes, ya que a causa del débil espesor del producto y de la variación de este espesor a lo largo del proceso de incendio, pueden presentar discontinuidades importantes de su efectividad para diferentes espesores de pintura (o pesos de producto aplicado por m² de superficie), masividades de la pieza metálica y/o duración del ensayo.

Tabla 48.4.1.

Temperaturas del acero $\theta_a = \theta_a(t, s)$ en °C, para $15 \leq t \leq 240$ minutos y $50 \leq s \leq 6000$ W/(m³ °K)

t =	15	30	45	60	75	90	105	120	150	180	210	240
s												
50	27	37	48	59	70	81	92	103	125	147	168	189
100	35	54	73	94	114	134	153	173	211	248	283	318
150	42	69	98	126	154	181	208	234	285	333	378	420
200	49	84	121	156	191	225	258	289	349	405	456	502
250	56	99	142	185	226	265	302	338	406	466	520	569
300	62	113	163	211	258	302	343	383	455	519	575	624
350	69	127	183	237	288	336	381	423	499	564	621	670
400	75	140	202	261	316	367	415	459	537	603	660	706
450	82	152	220	283	342	397	446	492	571	638	693	729
500	88	165	238	305	367	424	475	522	602	668	718	738
600	100	188	270	345	413	473	526	574	654	714	739	777
700	112	211	301	382	453	515	569	617	695	735	770	837
800	123	232	329	415	489	552	606	654	723	751	818	894
900	134	252	356	445	520	584	639	685	735	783	865	941
1000	145	271	380	472	549	613	667	709	747	822	908	978
1100	155	290	403	498	575	638	691	726	768	859	943	1008
1200	165	307	425	521	598	661	710	734	795	893	972	1031
1300	175	324	445	542	619	681	724	740	824	922	996	1050
1400	185	340	464	561	638	698	732	751	851	946	1015	1065

1500	194	355	481	579	655	712	737	767	876	967	1031	1077
1600	203	369	498	596	671	723	743	786	899	985	1044	1087
1700	212	383	513	611	685	730	752	805	919	1000	1055	1095
1800	221	397	528	625	698	735	765	824	936	1012	1064	1102
1900	229	409	542	639	709	738	779	843	952	1023	1072	1107
2000	238	421	555	651	718	743	794	860	965	1032	1078	1112
2100	246	433	567	663	725	750	809	876	977	1040	1084	1115
2200	254	444	578	673	730	759	824	891	987	1047	1088	1118
2300	261	455	589	683	733	769	839	904	996	1053	1092	1121
2400	269	465	599	692	736	780	852	916	1003	1058	1095	1123
2500	276	475	609	700	738	791	865	927	1010	1062	1098	1125
2600	283	485	618	707	742	803	877	937	1016	1066	1100	1127
2700	290	494	627	714	746	814	888	945	1021	1069	1102	1128
2800	297	503	635	719	752	825	898	953	1026	1072	1104	1130
2900	304	511	643	724	759	835	907	960	1030	1074	1106	1131
3000	311	519	651	728	766	845	915	967	1034	1076	1107	1132
3100	317	527	658	731	773	855	923	973	1037	1078	1108	1133
3200	323	534	665	733	781	864	930	978	1040	1080	1110	1134
3300	330	542	671	735	789	872	937	982	1042	1081	1111	1134
3400	336	549	678	736	797	880	943	987	1045	1083	1112	1135
3500	342	555	683	738	805	887	948	991	1047	1084	1112	1136
3600	347	562	689	740	812	894	953	994	1049	1085	1113	1136
3700	353	568	694	743	820	901	958	997	1050	1086	1114	1137
3800	359	574	699	746	827	907	962	1000	1052	1087	1114	1137
3900	364	580	703	749	834	912	965	1003	1053	1088	1115	1138
4000	369	585	707	753	841	917	969	1005	1054	1089	1116	1138
4100	375	591	711	757	847	922	972	1007	1056	1089	1116	1139

4200	380	596	715	761	853	927	975	1009	1057	1090	1117	1139
4300	385	601	718	766	859	931	978	1011	1058	1091	1117	1139
4400	390	606	721	771	865	934	980	1013	1058	1091	1117	1140
4500	395	611	723	775	870	938	983	1014	1059	1092	1118	1140
4600	399	615	726	780	875	941	985	1016	1060	1092	1118	1140
4700	404	620	728	785	880	944	987	1017	1061	1093	1119	1141
4800	409	624	730	790	884	947	989	1018	1061	1093	1119	1141
4900	413	628	731	795	888	950	990	1020	1062	1093	1119	1141
5000	417	633	732	800	892	952	992	1021	1062	1094	1120	1141
5100	422	637	734	804	896	955	993	1022	1063	1094	1120	1142
5200	426	640	734	809	900	957	995	1022	1063	1095	1120	1142
5300	430	644	735	814	903	959	996	1023	1064	1095	1120	1142
5400	434	648	736	818	906	961	997	1024	1064	1095	1121	1142
5500	438	651	737	822	909	963	998	1025	1065	1096	1121	1143
5600	442	655	738	826	912	964	999	1025	1065	1096	1121	1143
5700	446	658	739	830	915	966	1000	1026	1066	1096	1121	1143
5800	450	661	740	834	917	967	1001	1027	1066	1096	1122	1143
5900	453	664	741	838	919	969	1002	1027	1066	1097	1122	1143
6000	457	667	743	841	922	970	1003	1028	1067	1097	1122	1143

Figura 48.4.1. En ordenadas: temperaturas del acero θ_a , $0 \leq \theta_a \leq 1200$ °C. En abscisas: variable s , $0 \leq s \leq 6000$ W/(m³ °K). Cada curva corresponde al valor indicado de t , en minutos.

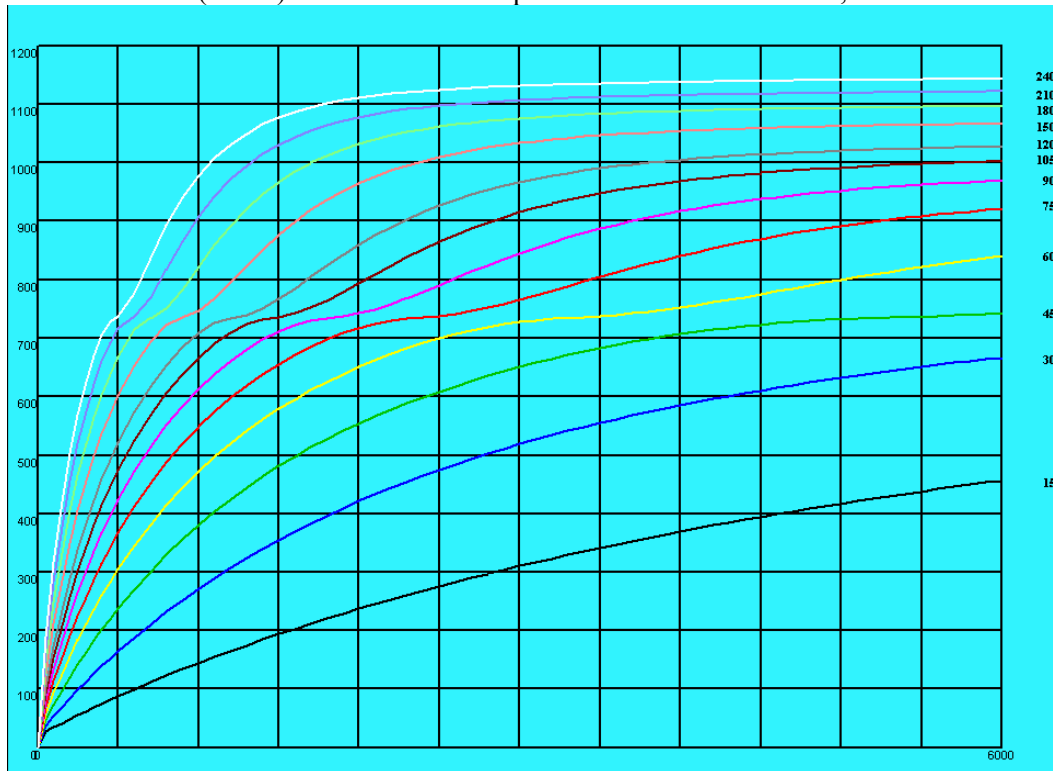


Figura 48.4.2. En ordenadas: temperaturas del acero θ_a , $0 \leq \theta_a \leq 1200$ °C. En abscisas: tiempo t , $0 \leq t \leq 240$ minutos. Cada curva corresponde al valor indicado de s , en W/(m³ °K)

CAPÍTULO XIII. PROYECTO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS FRENTE AL SISMO

Artículo 49.º Generalidades

En este capítulo se relacionan algunos aspectos particulares del proyecto y la ejecución de estructuras metálicas frente a acciones sísmicas que complementan las disposiciones de tipo general contenidas en la norma de construcción sismorresistente NCSE-02, aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, y las específicas aplicables a tipos particulares de construcciones (puentes, depósitos, tuberías,...).

El capítulo se dirige especialmente al proyecto y ejecución de aquellas partes de las estructuras que forman el sistema resistente ante las acciones sísmicas.

Las normas vigentes de Construcción Sismorresistente establecen espectros elásticos de respuesta que pueden ser modificados teniendo en cuenta la capacidad de la estructura de comportarse de forma dúctil, es decir, de forma estable en régimen plástico. Cuando en el proyecto de la estructura se define la sollicitación a partir del espectro elástico, sin reducción alguna por ductilidad, no es necesario el empleo de otras disposiciones que las de carácter general (aplicables a construcciones situadas en zonas de baja o nula sismicidad) contenidas en la presente Instrucción y las contenidas en el Artículo 50 siguiente. La utilización de espectros de cálculo reducidos obliga, en cambio, a la estricta observancia de las condiciones detalladas en el presente capítulo, condiciones más restrictivas que las generales.

Comentarios

Los aspectos de proyecto dependientes del tipo particular de construcción, como pueda ser la definición del espectro a aplicar en puentes, la modelización del efecto del contenido en estructuras de contención (estimación de las masas en depósitos), quedan en general fuera del alcance del capítulo. No obstante, se incluyen algunas prescripciones de proyecto relativas a un tipo particular de construcción, la de edificios, porque se refieren a aspectos (como el efecto de los cerramientos y particiones en la rigidez de la estructura) que afectan más directamente a las edificaciones con estructura metálica que a las que disponen de estructura de hormigón.

El segundo párrafo del artículo se refiere básicamente al caso particular de edificación, en la que es frecuente el empleo de configuraciones estructurales isostáticas (uniones simples entre vigas y pilares) rigidizadas por núcleos o pantallas de hormigón armado (Figura .a), núcleos o pantallas cuyo proyecto no queda recogido en el presente capítulo. Aunque, convencionalmente, la estructura del edificio se defina como metálica, la parte resistente ante acciones horizontales es

una estructura de hormigón y debe ser comprobada mediante la correspondiente Instrucción. La única comprobación requerida para la estructura metálica es, en estos casos, la relativa a la capacidad de deformación (que normalmente vendrá dada por la capacidad de giro de las uniones). Idéntica comprobación se requiere en los elementos no proyectados como resistentes ante acciones horizontales de las estructuras resueltas en su totalidad mediante elementos metálicos (Figura 49.1.b).

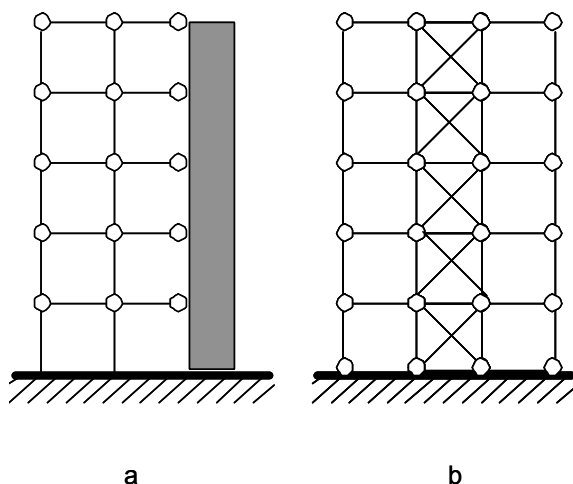


Figura 49.1

Los últimos párrafos del artículo hacen referencia al objeto directo del presente capítulo: la especificación de las reglas particulares que permiten el proyecto de estructuras en el rango anelástico. En el proyecto de estructuras en zonas sísmicas son posibles tres planteamientos diferentes:

Estructuras que disponen de sistemas de aislamiento:

No quedan cubiertas por la presente Instrucción

Estructuras proyectadas en el rango elástico:

En la determinación de esfuerzos y desplazamientos se supone el comportamiento elástico de la estructura. La sollicitación responde, por tanto, al espectro elástico, sin reducción alguna por ductilidad.

Es el tipo de cálculo utilizado normalmente en la comprobación de la estructura en servicio (según se define en el siguiente artículo), aunque también se puede emplear en las comprobaciones de seguridad.

Estructuras proyectadas en el rango anelástico:

En el proyecto se comprueba la estabilidad de la estructura en el rango plástico mediante la definición de una jerarquía de capacidades de forma que durante la actuación del sismo se producen rótulas a flexión, o alargamientos plásticos en axil en los lugares previstos, lugares a los que se designará como zonas de disipación de la energía. Como planteamiento práctico, se admite un cálculo elástico ante cargas inferiores a las que solicitarían la estructura si ésta realmente se mantuviese en el rango elástico.

En zonas de sismicidad moderada es normalmente adecuado el proyecto en régimen elástico tanto para las comprobaciones de seguridad como de servicio, sin reducción alguna del espectro. Si, en el sentido opuesto, la aceleración de cálculo es importante, en la comprobación de la seguridad resulta adecuado estudiar el equilibrio entre el ahorro que, en términos globales

representa la reducción de cargas por ductilidad y el coste, también en términos globales, que representa el asegurar la ductilidad requerida.

Artículo 50.º Bases de proyecto

Las bases de proyecto para las estructuras sometidas a acciones sísmicas son las que se establecen en el Título 1ª, Bases de proyecto, de esta Instrucción. En el artículo 13º, combinación de acciones, se define la expresión de la combinación en la que participa la acción sísmica.

En el caso de construcciones particulares (puentes, depósitos, tuberías,...) pudiera ocurrir que la correspondiente norma específica requiera la comprobación de la estructura frente ante combinaciones diferentes a la definida en esta Instrucción o, incluso, ante más de una combinación.

Como valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables se tomarán los indicados en el Capítulo 3 de la presente Instrucción o los definidos en las normas específicas aplicables a tipos particulares de construcciones.

Comentarios

En general las construcciones en zonas sísmicas han de satisfacer dos criterios:

Seguridad:

La estructura se mantendrá estable en caso de eventos importantes, de baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la construcción, manteniendo incluso alguna capacidad residual. No obstante, se admite la aparición de daños que puedan conllevar la necesidad de demoler la construcción.

Servicio:

Los daños producidos en la construcción por eventos de menor importancia, con una probabilidad relativamente elevada de producirse durante la vida útil de la construcción, serán limitados, de forma que la construcción pueda seguir prestando el servicio para el que fue proyectada.

En algunos tipos de construcciones, como las de edificación convencional, normalmente se admite como suficiente la comprobación frente a uno sólo de los criterios, el de seguridad, criterio que se supone más exigente que el de servicio. Es el planteamiento expuesto en el Título 1ª, Bases de proyecto, de esta Instrucción y en el correspondiente de la norma NCSE.

Para otro tipo de construcciones, como los puentes, se exige en cambio la comprobación frente a ambos criterios.

50.1. Estados límite

Se tomarán explícitamente en consideración como estados límite últimos los correspondientes a los efectos de los desplazamientos que pueden causar daños graves, como los producidos en el choque entre construcciones aledañas (o entre partes separadas de una misma construcción) o la pérdida de apoyo. Las comprobaciones correspondientes se basarán en la estimación del ancho de junta o la entrega necesarias para evitar estos efectos sin entrar en la evaluación de sus consecuencias.

En general, para la estimación del ancho de junta o la entrega necesarias, se seguirán las prescripciones de la norma NCSE-02 y de las Instrucciones de carácter específico aplicables.

En edificación, y en el caso particular de juntas entre distintos cuerpos de un mismo edificio (caso de las juntas de dilatación) que separen construcciones de características similares (con períodos fundamentales semejantes en la dirección del sismo considerado), el ancho de junta se puede estimar como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos de cada bloque.

En el caso de los puentes, se considerarán explícitamente los estados límite último correspondientes al choque entre el tablero y el estribo y el correspondiente a la pérdida de apoyo de aquél en pilas y estribos.

Comentarios

En el caso de sismo, y a diferencia de lo habitual al considerar otras solicitaciones, la evaluación de los desplazamientos no sólo responde a una exigencia de servicio sino que afecta de forma directa a la seguridad. Es por tanto necesaria una estimación conservadora de los desplazamientos que requerirá en muchos casos la formulación de un modelo de la estructura diferente al empleado en la evaluación de los esfuerzos. Igualmente, en los casos de estructuras sujetas a normas específicas que exijan la comprobación en servicio (puentes, por ejemplo) será necesaria la evaluación de los desplazamientos también ante el evento de servicio, definido por un espectro diferente.

La reducción del valor de la junta indicada en el articulado se aplica únicamente al caso de juntas, normalmente de dilatación, entre construcciones semejantes (Figura 50.1.a) y, naturalmente, no se debe considerar en el caso de las juntas sísmicas proyectadas para separar construcciones irregulares en planta (Figura 50.1.b) tal y como se definen en la Instrucción NCSE-02. En estos últimos casos el período de los distintos bloques será, en general, muy distinto y por tanto no es aplicable la reducción comentada.

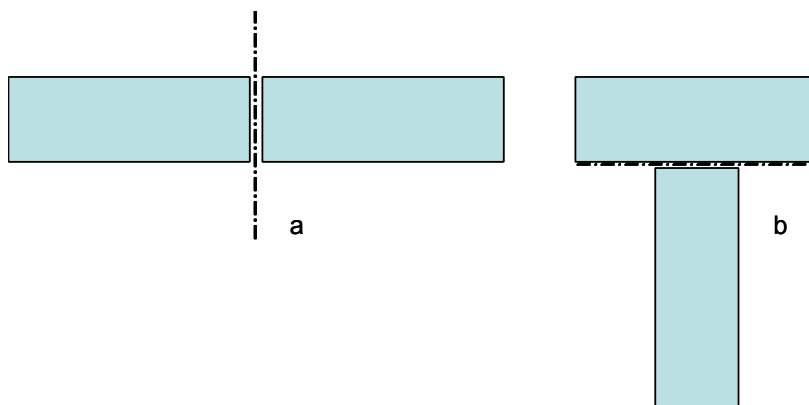


Figura 50.1

50.2. Acciones

Cuando la acción sísmica se especifique mediante un espectro de respuesta, éste deberá corresponder al de la vigente norma NCSE-02 o, en el caso particular de construcciones a las que por sus características especiales (Período fundamental fuera del rango habitual) no les sea adecuada la aplicación del citado espectro (puentes, depósitos,...), a las Instrucciones específicas aplicables. En algunos de estos casos será necesario el empleo de espectros diferentes en las comprobaciones de seguridad y de servicio.

Cuando la acción sísmica se especifique mediante registros temporales, generados numéricamente o correspondientes a terremotos reales, se demostrará su compatibilidad con los espectros correspondientes, y se seguirán las especificaciones de la Instrucción aplicable en lo relativo al número de registros y a la duración de los mismos.

En la presente Instrucción no se contemplan otras definiciones de la acción sísmica.

Como factores reductores del espectro elástico se utilizarán los prescritos por NCSE.

Cualquier valor conservador que se pueda demostrar (mediante, por ejemplo, cálculos plásticos elementales) de la relación entre los multiplicadores de carga “ α ” correspondientes a las situaciones de colapso y de primera plastificación (Figura 50.2), puede utilizarse para reducir el espectro elástico en el caso de pórticos de nudos rígidos o arriostrados de forma incompleta (los ejes de las barras no concurren en los nudos). Es decir, se admite el incrementar el valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad “ μ ” prescrito por la norma NCSE en la relación α_u/α_y .

Como limitación, no se aplicarán valores del citado cociente superiores a:

Tipo estructural	Valor máximo del cociente
	α_u/α_y
Pórticos de nudos rígidos y una altura	1,1
Pórticos de nudos rígidos y varias alturas	1,2
Pórticos de nudos rígidos, varias alturas y varias alineaciones de pilares	1,3
Estructuras arriostradas mediante triangulaciones incompletas	1,1

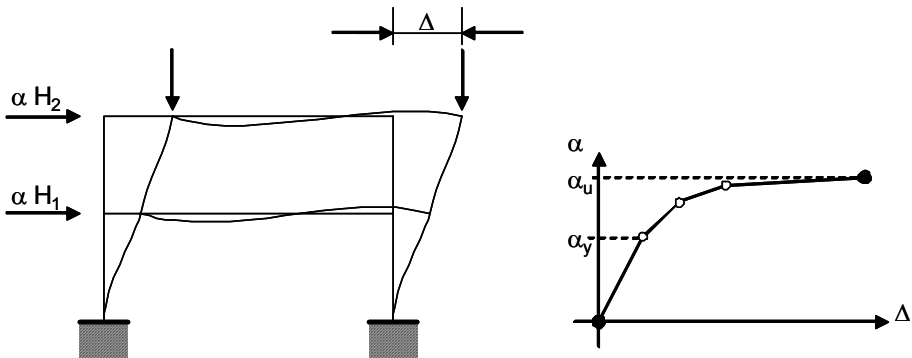


Figura 50.2

Comentarios

La propia norma NCSE-02 admite explícitamente el empleo de espectros diferentes en el caso de estructuras con periodo fundamental alto, caso frecuente en puentes, depósitos, antenas, etc. En estos casos será preferible utilizar espectros que contemplen una rama cuadrática de caída de la aceleración (desplazamiento constante) para periodos altos.

Los espectros correspondientes a los terremotos de seguridad y de servicio son, en general diferentes, tanto en escala como en forma. Esto es, la diferencia entre las solicitaciones respectivas no se limita, como en el caso de muchas otras acciones, a un simple cambio de escala.

La limitación de los valores del cociente α_u/α_y no se aplican al caso en que dicho cociente haya sido obtenido a partir de un cálculo incremental completo de tipo “empuje progresivo” (push-over).

Artículo 51.º Análisis estructural

La evaluación esfuerzos y desplazamientos se basará en la modelización realista del comportamiento de la construcción en su conjunto. Si existiesen, se considerará la colaboración a la rigidez de los elementos no estructurales (en el caso de los edificios, cerramientos, particiones, escaleras, etc).

Cuando no sea posible una evaluación precisa del efecto de dichos elementos en la rigidez de la construcción, bien porque su comportamiento no se conozca con suficiente precisión o bien porque puedan sufrir alteraciones a lo largo de la vida de la construcción, se adoptarán valores conservadores.

Lo anterior conducirá en general a la realización de más de un análisis. Los esfuerzos se evaluarán mediante modelos en los que la rigidez no sea inferior a la real. En la evaluación de los desplazamientos, en cambio, se utilizarán valores de rigidez no superiores a los reales.

Las masas a considerar en cada modelo serán coherentes con las cargas consideradas en las hipótesis correspondientes y, en el caso de depósitos, pilas sumergidas, etc. responderán a un modelo aceptable de interacción fluido-estructura (por ejemplo, masas impulsiva y convectiva en depósitos). En el caso de edificios, las masas correspondientes a las sobrecargas de uso podrán reducirse en un 10%.

En el caso de construcciones en las que los elementos no estructurales se distribuyan se forma asimétrica en planta (edificio con cierre de medianería en uno de sus lados y fachada ligera en el opuesto) o irregular en alzado (planta baja comercial), el modelo estructural habrá de considerar explícitamente el efecto adverso de tales circunstancias (modos de torsión y concentración de la exigencia de ductilidad respectivamente).

La estimación de la importancia de los efectos de segundo orden se efectuará conforme al criterio especificado en la norma NCSE-02:

$$\theta = \frac{P_k \cdot d_k}{V_k \cdot h_k} < 0,10$$

Con los significados allí relacionados.

Cuando no se verifique la condición anterior pero se cumpla que $\theta \leq 0,20$, entonces los efectos de la amplificación pueden estimarse multiplicando la respuesta estructural (en las variables consideradas, esfuerzos o desplazamientos) por el cociente $1/(1-\theta)$.

En ningún caso el coeficiente θ será mayor de 0,3.

Comentarios

En el caso de los edificios, la respuesta al terremoto depende en gran medida de los elementos no estructurales, por lo que un análisis basado únicamente en el modelo de la estructura puede conducir a estimaciones no conservadoras.

Como, por otra parte, la evaluación realista del efecto de estos elementos nunca es fácil, y en muchos casos imposible, es necesario recurrir a estimaciones conservadoras que complican el cálculo. Así, en la estimación de los esfuerzos es necesario asegurar que el período con el que se entra en el espectro no es superior al real, ya que entonces la aceleración espectral de cálculo no sería conservadora (la ordenada espectral es siempre decreciente con el período). En el lado opuesto, al evaluar los desplazamientos es necesario entrar en el espectro con períodos no inferiores al real, ya que el espectro de desplazamientos es siempre creciente.

Una estimación razonable del período fundamental a utilizar en la evaluación de los esfuerzos podría ser la proporcionada por las fórmulas indicadas en la norma NCSE-02 o en la bibliografía específica, expresiones de ajuste de los resultados obtenidos en la medida del período de edificios reales. Si en el cálculo se utilizan programas comerciales, se podrían modificar las características de los materiales al objeto de ajustar el período calculado por el programa (basado normalmente en el análisis modal de la estructura).

Si, con independencia de lo anterior, los elementos no estructurales se distribuyen de forma asimétrica será preciso considerar su localización al analizar la construcción. Si en el cálculo se utilizan programas comerciales, ya no bastaría con la modificación global de las características mecánicas de los materiales y probablemente sería preciso añadir barras equivalentes a la rigidez de la diagonal comprimida del paño, siguiendo las fórmulas de equivalencia habituales.

Para la estimación de los desplazamientos se podría utilizar el período obtenido a partir del análisis modal numérico de la estructura (procedimiento habitual de los programas comerciales).

Naturalmente, la citada duplicidad de los modelos no es necesaria cuando se puede demostrar que los elementos estructurales no participan en la respuesta de la estructura en agotamiento, bien porque se hayan tomado las medidas necesarias para aislarlos, bien porque su rigidez se degrade de forma controlada (sin llegar en ningún momento a introducir rigidizaciones espúreas que impliquen efectos de tipo de planta débil).

La reducción en el valor de las masas correspondientes a las sobrecargas de uso obedece a la participación reducida de muchas de estas masas en el movimiento del edificio (ya que, al no estar rígidamente unidas a éste, deslizan).

Artículo 52.º Materiales

Cuando en el proyecto no se considere reducción alguna del espectro no serán precisas otras condiciones sobre los materiales que las expuestas en el Título 3º de la presente Instrucción.

Si se considera alguna reducción por ductilidad, se requerirán en general condiciones más restrictivas sobre los materiales. En este caso:

- Para los aceros estructurales serán de aplicación las condiciones relacionadas en la norma NCSE-02. En concreto, los aceros cumplirán las prescripciones del artículo 27 de la presente Instrucción, en especial los relativos a la ductilidad y a la prevención del fallo por desgarro laminar.
- Para las secciones serán de aplicación las condiciones relacionadas en NCSE-02. En concreto, las relativas a la simetría y a la clase de la sección.
- Los tornillos serán, preferentemente, de calidades 8.8 ó 10.9.

Comentarios

Aunque las condiciones relacionadas en el articulado tan sólo son exigibles en las zonas de la estructura previstas como zonas de disipación de energía (aquellas en las que se concentran las deformaciones en el rango plástico), la inevitable incertidumbre respecto a la localización y la extensión de tales zonas, así como los problemas derivados del empleo de materiales distintos en una misma obra, hacen aconsejable el ampliar el uso de los materiales que cumplan las exigencias expuestas a las áreas o elementos en los que no resultan teóricamente necesarios.

Se insiste en la importancia, claramente expuesta en la norma NCSE, de no permitir ninguna modificación en las calidades de proyecto de los materiales, y ello, con independencia de que el cambio conlleve una mejora de calidad.

Artículo 53.º Elementos estructurales

53.1. Generalidades

En un esquema estructural convencional de barras unidas por sus extremos, las zonas disipativas se proyectarán situadas en las barras, toda vez que, en general, las uniones no admiten una deformación estable de valor suficiente como para disipar energía de forma significativa. Las uniones se situarán, en lo posible, alejadas de las zonas disipativas. Si ello no fuera posible, se proyectarán siguiendo planteamientos en capacidad, y con un factor adecuado de sobre-resistencia.

Se admite que los empalmes entre secciones idénticas, realizados mediante soldadura a tope de penetración total, presentan la suficiente sobre-resistencia sin necesidad de comprobación numérica.

Comentarios

Un ejemplo claro de lo expuesto en el articulado viene dado por la unión entre tramos sucesivos de pilares, que conviene situar en una altura intermedia entre plantas al objeto de alejarla de la zona de disipación que, normalmente, se situará en los extremos de las vigas.

Las uniones que forzosamente se sitúen aledañas a una zona disipativa, (unión viga-pilar en el ejemplo anterior) se comprobarán frente a los momentos plásticos de las secciones unidas multiplicados por el factor de sobre-resistencia especificado en la norma NCSE-02.

53.2. Vigas

Las secciones de los elementos flectados cumplirán las prescripciones de NCSE respecto a simetría y clase.

Se comprobará el arriostramiento lateral de las vigas en condiciones de agotamiento.

Se comprobará que la capacidad a flexión en las zonas disipativas no sufre merma significativa por efecto del axil o cortante concomitantes. Para ello se utilizarán las expresiones:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad \text{donde: } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

Siendo:

M_{Ed} , N_{Ed} y V_{Ed} los esfuerzos de cálculo.

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ las resistencias de las secciones

$V_{Ed,G}$ los esfuerzos cortantes debidos a las acciones no sísmicas

$V_{Ed,G}$ los esfuerzos cortantes debidos a las acciones no sísmicas

En general será:

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$$

Donde el subíndice A, B se refiere a cada extremo de la viga y L es su luz (entre rótulas).

53.3. Soportes

Los soportes se comprobarán a compresión ante la combinación más desfavorable de esfuerzos axiles y flectores.

En la estimación de los momentos actuantes se considerarán los coeficientes de sobre-resistencia pertinentes.

53.4. Pórticos

Cuando la estructura se organice en pórticos éstos cumplirán las prescripciones establecidas en el Capítulo V, Análisis estructural, de la presente Instrucción y en apartado 4.6.4 de la norma NCSE.

Los únicos tipos de pórticos admisibles en estructuras situadas en zonas sísmicas son rígidos y arriostrados. No se admite el proyecto de pórticos semi-rígidos, duales o mixtos, que combinen las rigideces de sistemas resistentes diferentes.

En el caso de los pórticos arriostrados se adoptarán las medidas constructivas necesarias para que los elementos de la triangulación no soporten las cargas permanentes.

Comentarios

En el contexto de la presente Instrucción se empleará la terminología indicada en la Figura 53.4.a y siguientes. Se define:

Pórtico rígido:

La rigidez ante acciones horizontales viene dada por la rigidez a flexión de vigas y pilares unidos mediante uniones de rigidez total. La disipación se produce por formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de los pilares

Pórtico arriostrado. Triangulación completa:

La rigidez ante acciones horizontales viene dada por la rigidez ante esfuerzos axiales de las barras que forman la celosía. Como tipos particulares cabe señalar:

Triangulaciones de diagonales traccionadas:

Las diagonales se proyectan con una rigidez a flexión limitada que permite suponer que pandean cuando se someten a compresión. La estructura permanece estable con la única colaboración de las diagonales que, para cada sentido de actuación de las acciones horizontales, permanecen traccionadas. Es el caso de las triangulaciones en Cruz de San Andrés con diagonales formadas por angulares, redondos de pequeño diámetro, etc. Aunque no se consideren en proyecto, es conveniente acotar la esbeltez de las diagonales.

Triangulaciones de diagonales traccionadas y comprimidas:

Las diagonales se proyectan con una rigidez a flexión suficiente como para soportar un esfuerzo axial de compresión de valor significativo. Cuando el pandeo de las barras comprimidas implica la pérdida de estabilidad de la estructura (caso de los arriostramientos en V) la estructura no se considerará disipativa. En caso contrario (caso de los arriostramientos en X), la estructura puede considerarse disipativa

Pórtico con sistemas duales:

La rigidez ante acciones horizontales viene dada por la yuxtaposición de los sistemas rígido y arriostrado (Figura 53.4.b).

Pórtico con sistemas mixtos:

La rigidez ante acciones horizontales viene dada tanto por la rigidez a flexión de las barras como por la rigidez de los paños de fábrica, hormigón adecuadamente conectados a la estructura (Figura 53.4.b).

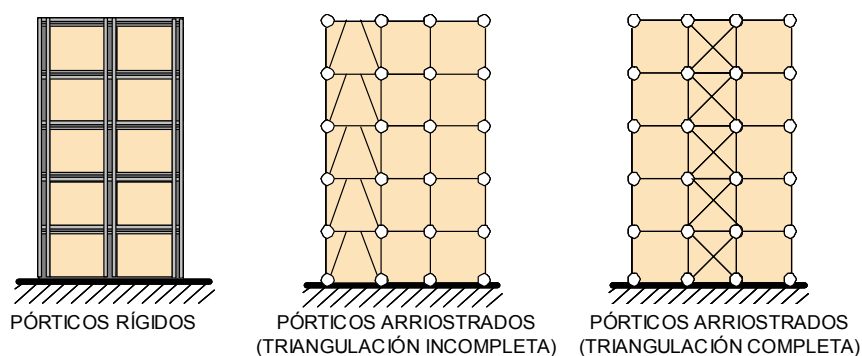


Figura 53.4.a

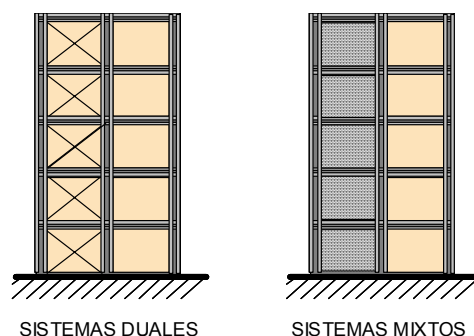


Figura 53.4.b

El no permitir el proyecto con pórticos semi-rígidos, mixtos o duales obedece a la dificultad de modelizar su comportamiento de forma segura. Así, en el caso de los pórticos duales es difícil asegurar la compatibilidad de ambos mecanismos resistentes, triangulación y resistencia a flexión. Normalmente, los recuadros triangulados son mucho más rígidos que los de nudos rígidos y no tienen la capacidad suficiente de deformación como para trabajar conjuntamente con ellos (las diagonales rompen sin haber alcanzado el alargamiento necesario para que el pórtico rígido entre en carga).

Naturalmente, lo anterior sólo es aplicable al caso de proyecto en régimen anelástico.

Artículo 54.º Uniones

En el proyecto de las uniones, y especialmente en el caso de aquellas que se sitúen o limiten una zona de disipación, se evitarán aquellos detalles que:

- Producen efectos de concentración de tensiones (entallas geométricas o metalúrgicas) cuidando especialmente el acuerdo adecuado entre ángulos entrantes, el tamaño suficiente de las groeras, limitando al mínimo el cruce de cordones, etc.
- Requieren la existencia de deformaciones plásticas de valor elevado (por ejemplo, por conformado de elementos de espesor importante).
- Introduzcan tensiones residuales de valor elevado (cordones de soldadura de tamaño innecesariamente grande, coacciones durante el soldeo,...)
- Favorecen la aparición de fallos por desgarro laminar.
- Dificultan en exceso la ejecución y el control.

El empleo de uniones de elementos de pequeño espesor mediante tornillos autorroscantes y similares se limitará al proyecto de estructuras no dúctiles o bien a las situadas en zonas no disipativas.

En general, no se admitirá el proyecto de uniones semi-rígidas entre elementos que formen parte del esquema resistente a sismo.

En las zonas disipativas no se permitirá la existencia de elementos que transmitan esfuerzos en dirección del espesor.

TÍTULO 5.º UNIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

CAPÍTULO XIV. UNIONES

Artículo 55.º Generalidades

55.1. Bases

Todas las uniones de una estructura deben proyectarse de forma que le permitan conseguir a la misma el proyectado nivel de seguridad, buen comportamiento en servicio y durabilidad, y deben ser capaces de resistir al menos los esfuerzos previstos para ellas en el análisis global de la estructura.

55.2. Fabricación y montaje.

Las uniones se proyectarán de forma que sean de fácil y segura ejecución. En particular se prestará la debida atención a disponer el espacio necesario para:

- Montar las piezas con seguridad.
- Apretar los tornillos.
- Permitir el acceso de los soldadores.
- Permitir el acceso del personal encargado de realizar los tratamientos de protección y mantenimiento, de los trabajos de inspección, y de sus equipos.

También deberá tenerse en cuenta los efectos a que puedan dar origen las tolerancias en longitud y en el ángulo entre caras de una misma pieza sobre el ajuste con las piezas contiguas.

55.3. Transmisión de esfuerzos.

La disposición de cada unión se estudiará para que, con el menor número posible de elementos, los esfuerzos existentes se transmitan en las condiciones más correctas que puedan lograrse y de forma que se reduzcan al mínimo los esfuerzos secundarios.

55.4. Nudos de estructuras trianguladas

En el caso de estructuras trianguladas, se facilita el cumplimiento de la condición anterior cuando los ejes de las barras a unir en un nudo coinciden en un punto y cuando el ángulo formado por barras contiguas está comprendido entre 30° y 150°.

Si se cumplen ambas condiciones se podrá suponer que las barras están articuladas en el nudo. No podrá admitirse esta suposición en el caso de no cumplirse la segunda de ellas, o cuando existan cargas aplicadas en puntos intermedios de la barra, distintas de su peso propio o de la acción directa del viento sobre la misma.

En caso de no cumplirse la primera de las condiciones, la excentricidad correspondiente se tendrá en cuenta en el cálculo, salvo lo dispuesto en el artículo 73 para ciertos casos de uniones entre perfiles tubulares.

En caso de barras formadas por angulares o perfiles en T, unidos a la cartela de nudo con al menos dos tornillos, se autoriza a considerar como eje de la barra la línea de gramil de los tornillos.

55.5. Empalmes.

Se denominan empalmes a las uniones en prolongación de barras o perfiles de la misma o de muy parecida sección. No se permitirán empalmes no previstos en los planos de proyecto o en los de taller debidamente aprobados por la Dirección de Obra.

55.6. Uniones en obra

Se procurará reducir al mínimo el número de uniones a realizar en obra. Con este fin es recomendable la colaboración entre el Proyectista y el Constructor para la resolución de los problemas de transporte y montaje que aquella reducción pudiera acarrear.

Se aconseja seguir la buena práctica constructiva de proyectar atornilladas las uniones a realizar en obra

55.7. Uniones híbridas.

Se denominan uniones híbridas a aquellas en que dos o más medios de unión distintos, soldadura, roblones o tornillos, colaboran para transmitir un determinado esfuerzo entre dos piezas distintas.

No se consideran como tales la transmisión de un cierto esfuerzo de una pieza a otra utilizando un determinado medio de unión, y de esta segunda pieza a una tercera utilizando un medio diferente.

Solo se autoriza el empleo de uniones híbridas en las que colaboren tornillos de alta resistencia pretensados trabajando a rozamiento o a tracción, y soldadura. En este caso, el apriete final de los tornillos se efectuará una vez ejecutadas las soldaduras.

Artículo 56.º Determinación de esfuerzos en las uniones y reparto entre los medios de unión

56.1. Esfuerzos en las uniones.

Los esfuerzos que recibe una unión se determinarán a partir del análisis global de la estructura, realizado de acuerdo con lo dispuesto en los Capítulos II, Bases de Proyecto, y V, Análisis Estructural, de la presente Instrucción.

En dicho análisis global se tendrán explícitamente en cuenta los efectos de segundo orden y los de las imperfecciones de la estructura, cuando sean relevantes; y la propia flexibilidad de las uniones en cualquier caso.

Las uniones se dimensionarán para resistir, al menos, los esfuerzos que reciben, calculados según se acaba de indicar. En ningún caso los esfuerzos a considerar, N_d , M_d ó V_d se tomarán como inferiores a:

- La mitad del esfuerzo axil plástico de la sección de la pieza, $N_d = 1/2 \times N_p = 0,5 \times A_x f_y$, en piezas sometidas predominantemente a esfuerzos axiales, tales como soportes, tirantes, piezas de celosías, etc.
- La mitad del momento elástico de la sección de la pieza, $M_d = 1/2 \times M_e = 0,5 \times W_{el} x f_y$ y una tercera parte del cortante plástico de la misma, $V_d = 1/3 \times V_p \approx 0,2 \times A_w x f_y$ en puntos interiores de piezas flectadas. Si la unión se encuentra a una distancia inferior a dos cantos del lugar donde se prevea la formación de una rótula plástica, se sustituirá la mitad del momento elástico M_e por el momento plástico completo, $M_d = M_p = 2 S_y x f_y$, salvo estudio detallado
- Una tercera parte del cortante plástico de la sección de la pieza $V_d = 1/3 \times V_p \approx 0,2 \times A_w x f_y$ en extremos articulados de piezas flectadas

Se recomienda que, salvo que dichos esfuerzos hayan sido determinados con precisión y no puedan ser aumentados por la introducción de elementos nuevos en la construcción o por la presencia de elementos no considerados, las uniones se dimensionen para los máximos esfuerzos que las piezas puedan transmitir, en función de la forma de trabajo prevista para las mismas.

Comentarios

No tiene sentido dimensionar una articulación para el esfuerzo axil plástico de la pieza. El cortante, salvo excepciones, suele ser bastante inferior al cortante plástico de la sección.

56.2. Reparto de esfuerzos.

Se admitirá en cualquier caso el reparto de esfuerzos entre los distintos elementos que componen una unión determinada basado en un análisis lineal elástico de la misma.

Alternativamente, en los casos autorizados expresamente en la presente Instrucción y basándose en el teorema de mínimo de la plasticidad, se admitirán repartos basados en análisis no lineales. Se admitirá como correcto cualquier reparto de esfuerzos entre los distintos elementos de la unión que cumpla las siguientes condiciones:

- La suma de fuerzas y momentos supuestos para cada uno de los distintos elementos de la unión están en equilibrio con los esfuerzos exteriores que la solicitan.
- Cada elemento de la unión es capaz de resistir los esfuerzos que se le han adjudicado en el reparto.

- Cada elemento de la unión tiene suficiente capacidad de deformación para que sea físicamente posible el reparto supuesto.
- El reparto de esfuerzos debe guardar proporción con las rigideces de los distintos elementos implicados, transmitiéndose a través de la unión preferentemente por las zonas de mayor rigidez.

Si se utiliza el método de las líneas de rotura para justificar un determinado reparto, será necesaria una verificación mediante ensayos del mismo. Se exceptúan los casos expresamente indicados en la presente Instrucción.

No se admite realizar el reparto de esfuerzos por métodos plásticos en los casos indicados en el artículo 57.10

Comentarios

Una determinación rigurosa del modo en que se reparten los esfuerzos exteriores en el interior de una unión sólo es posible en general recurriendo a métodos experimentales o a métodos numéricos que consideren la no-linealidad de los distintos materiales, acero estructural, metal de aportación en las soldaduras, tornillos, etc., que intervienen en la unión; el empleo de estos métodos sólo se justifica en el caso de uniones muy repetitivas o de excepcional importancia técnica o económica.

Artículo 57.º Clasificación de las uniones sometidas a momento flector

57.1. Generalidades

En el presente apartado se estudian aquellas uniones entre dos piezas, tales como uniones viga-soporte o empalme de vigas, que estén destinadas fundamentalmente a transmitir momentos flectores.

57.2. Diagramas momento-rotación.

Una unión destinada a transmitir momentos, queda definida cuando se conoce la relación existente entre el momento aplicado a la misma y el giro relativo que permite entre las piezas a unir. La representación gráfica de esta relación se conoce con el nombre de diagrama momento-rotación.

En general, figura 57.2.a, dicho diagrama presenta una rama lineal, una zona de comienzo de las plastificaciones y una rama de grandes deformaciones.

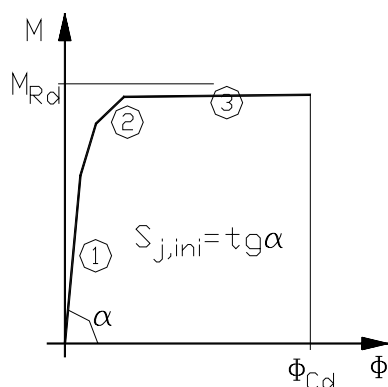


Figura 57.2.a. Diagrama momento-rotación

Estos diagramas pueden obtenerse mediante ensayos o mediante métodos numéricos que consideren la no-linealidad de los distintos materiales, acero estructural, metal de aportación en las soldaduras, tornillos, etc., que intervienen en la unión. A efectos de cálculo pueden sustituirse por diagramas simplificados, bilineales o trilineales, obtenidos a partir del real con la única condición de que todos sus puntos queden por debajo de éste, figura 57.b.

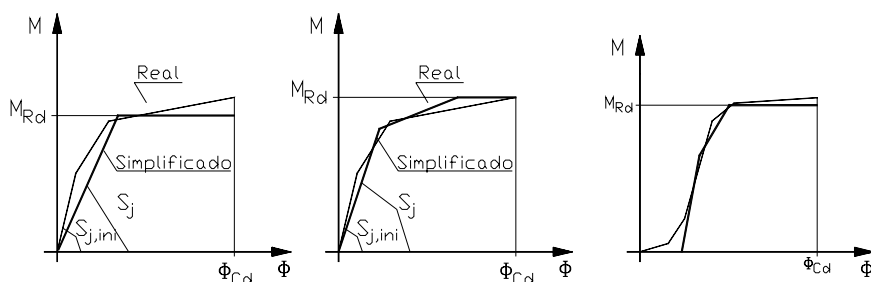


Figura 57.2.b. Diagramas momento-rotación simplificados

Un diagrama, real o simplificado queda definido por tres parámetros, figura 57.2.c:

Momento último M_{Rd} , definido por la mayor ordenada del diagrama.

Capacidad de rotación, ϕ_{Cd} , definida por la mayor abscisa del diagrama.

Rigidez de la unión, $S_{j,ini}$ pendiente de la rama lineal que pasa por el origen.

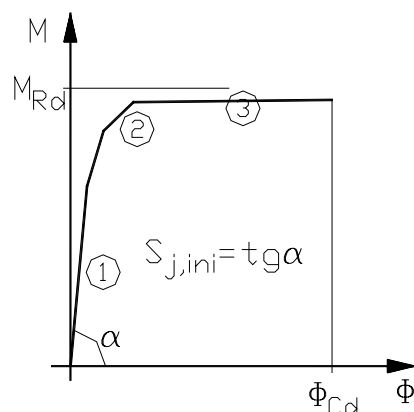


Fig. 57.2.c. Parámetros

57.3. Clasificación de las uniones en función de su resistencia.

En función de su resistencia relativa con respecto a las de las piezas a unir, las uniones se clasifican en:

Articulaciones, que son aquellas uniones que no son capaces de transmitir momentos apreciables (superiores al 25% del momento plástico de las piezas a unir) que puedan afectar negativamente al comportamiento de alguna pieza de la estructura.

Uniones de resistencia completa, cuyo momento último es igual o mayor que el de la más fuerte de las piezas a unir, $M_{Rd} \geq M_{pl.Rd}$.

Uniones de resistencia parcial, que son aquellas con momento último inferior al de alguna de las piezas a unir, $M_{Rd} < M_{pl.Rd}$, pero no menor que el determinado en el cálculo, $M_{Rd} \geq M_{Sd}$

En cualquier caso, la capacidad de rotación de la unión será suficiente para no limitar la formación de las rótulas plásticas que se hayan previsto en el cálculo.

La capacidad de rotación de una unión debe demostrarse experimentalmente o mediante métodos numéricos que consideren la no-linealidad del comportamiento de los materiales y elementos implicados, a no ser que en la presente Instrucción se indiquen métodos simplificados para calcularla, tales como los indicados en el artículo 61.

En particular, cuando el momento último de una unión de resistencia completa sea superior en al menos un 20% al momento plástico de la mayor pieza a unir, $M_{Rd} \geq 1,2 \times M_{pl.Rd}$ no será preciso comprobar su capacidad de rotación, admitiéndose que ésta es suficiente.

57.4. Clasificación de las uniones en función de su rigidez.

En función de su rigidez relativa con respecto a las de las piezas a unir, las uniones se clasifican en:

Articulaciones, que son aquellas uniones que no son capaces de transmitir momentos apreciables, $M_{Rd} < 0,1 \times M_{pl.Rd}$ que puedan afectar negativamente al comportamiento de alguna pieza de la estructura, y cuya rigidez cumple la condición:

$$S_j \leq \frac{EI_b}{2L_b}$$

Uniones rígidas o empotramientos, que son aquellas uniones en las que su deformación no tiene influencia apreciable en las leyes de esfuerzos globales de la estructura ni en la deformabilidad general de la misma. Se clasificarán como tales aquellas uniones en las que la rigidez inicial $S_{j,ini}$ de su diagrama momento-rotación cumpla la condición:

$$S_{j,ini} \geq k \frac{E \times I}{L}$$

en donde k se tomará igual a 8 si la viga pertenece a un pórtico intraslacional o a 25 si pertenece a un pórtico traslacional.

Uniones semirrígidas, que son aquellas que no pueden ser clasificadas como articulaciones ni como uniones rígidas. Se considerarán también como semirrígidas todas las uniones que no sean articulaciones y que pertenezcan a pisos de pórticos en los que se cumpla que:

$$\frac{K_b}{K_c} < 0,1$$

siendo K_b el valor medio de I_b/L_b para todas las vigas de la parte alta del piso y K_c el valor medio de I_c/L_c de las columnas o pilares de dicho piso.

Artículo 58.º Uniones atornilladas

58.1. Tipos de tornillos.

Los tornillos a emplear en uniones de estructuras de acero serán preferentemente de alguno de los grados 4.6, 5.6, 6.8, 8.8 ó 10.9, amparados por alguno de los siguientes grupos de Normas:

- Tornillos según EN 24014, EN 24016, EN24017 o EN 24018, con tuercas según EN 24032, EN 24034 ó ISO 7413 y arandelas según ISO 7089, ISO 7090 ó ISO 7091.
- Tornillos según ISO 7411, con tuercas según ISO 4775 y arandelas según ISO 7415 ó ISO 7416
- Tornillos según ISO 7412, con tuercas según ISO 7414 y arandelas según ISO 7415 ó ISO 7416
- Para tornillos que hayan de ser pretensados después de su colocación, tornillos según ISO 7411, con tuercas según ISO 4775 y arandelas según ISO 7415 ó ISO 7416

No se utilizarán tornillos de grado inferior al 4.6 ni de grado superior al 10.9 sin demostración experimental de que son adecuados para la unión en la que se prevé su uso.

Los valores nominales del límite elástico f_{yb} y de la tensión de rotura f_{ub} para los tornillos de grados admitidos se indica en la tabla 58.1.

Tabla 58.1. Valores nominales del límite elástico f_{yb} y de la resistencia a tracción f_{ub} de los tornillos

GRADO DEL TORNILLO	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} , N/mm ²	240	300	480	640	900
f_{ub} , N/mm ²	400	500	600	800	1000

Los tornillos de grados 8.8 y 10.9 se denominan de alta resistencia. Pueden pretensarse si están de acuerdo con las Normas indicadas anteriormente. Se admite el empleo de otros tornillos de alta resistencia siempre que estén amparados por Normas de reconocido prestigio y el Director de Obra autorice su uso.

Comentarios

En la presente Instrucción se ha decidido la supresión de toda referencia al empleo de roblones, debido a que cayeron en desuso hace decenas de años. Caso de tener que estudiar alguna unión en la que se utilicen, se recomienda el empleo de Normas o Recomendaciones antiguas que traten este tipo de uniones, tales como MV 103, EA 95 ó EM 62.

58.2. Agujeros para tornillos.

Los agujeros para tornillos se efectuarán preferentemente mediante taladro. Se autoriza su ejecución mediante punzonado cuando el agujero sea de diámetro superior al

espesor de la pieza, dicho espesor no sea superior a 15 mm y siempre que las piezas a unir no estén sometidas a sollicitaciones de fatiga.

El diámetro estándar de los agujeros será igual al del vástago del tornillo más:

- 1 mm para tornillos de 12 y 14 mm de diámetro;
- 1 ó 2 mm para tornillos de 16 a 24 mm;
- 2 ó 3 mm para tornillos de 27 mm o mayores.

En uniones atornilladas resistentes por rozamiento pueden emplearse agujeros a sobremedida o agujeros rasgados, cortos o largos, para facilitar el montaje de las piezas. Para agujeros a sobremedida, el diámetro del taladro será igual al del vástago de los tornillos más:

- 3 mm para tornillos de 12 mm;
- 4 mm para tornillos de 12 a 22 mm;
- 6 mm para tornillos de 24 mm;
- 8 mm para tornillos de 27 mm o mayores.

Para los pernos de anclaje en placas de base pueden emplearse agujeros a sobremedida con las holguras que indique el Proyectista, siempre que dichos taladros se tapen con cubrejuntas de dimensiones y espesor adecuados. Los agujeros en los cubrejuntas serán de diámetro estándar. En caso de que los pernos de anclaje hayan de resistir esfuerzos perpendiculares a su eje, los cubrejuntas deberán soldarse a la placa de base con una soldadura de resistencia suficiente para transmitir dichos esfuerzos.

La anchura de los agujeros rasgados cortos o largos en dirección normal al esfuerzo será igual al diámetro de los agujeros estándar correspondientes. En la dirección del esfuerzo, la distancia e , figura 58.2, para agujeros rasgados cortos será igual a:

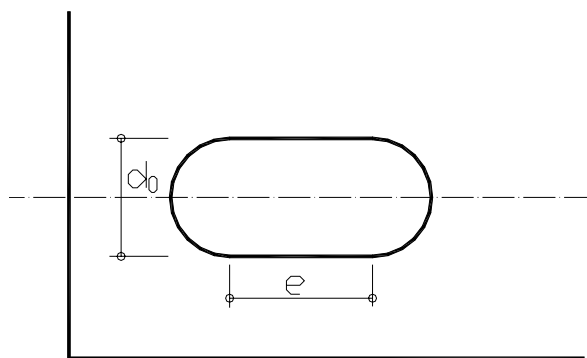


Figura 58.2. Agujeros rasgados

- ($d + 4$) mm para tornillos de 12 ó 14 mm;
- ($d + 6$) mm para tornillos de 16 a 22 mm;
- ($d + 8$) mm para tornillos de 24 mm;
- ($d + 10$) mm para tornillos de 27 mm y mayores.

Para agujeros rasgados largos será en todos los casos:

$$e = 2,5 \times d \text{ mm}$$

siendo d el diámetro del vástago del tornillo correspondiente

Se autoriza el empleo de agujeros rasgados largos para permitir el movimiento relativo entre las piezas a unir. En este caso, la longitud del taladro será fijada por el Proyectista.

En cualquier caso, para evitar problemas de durabilidad, los agujeros rasgados largos en las caras exteriores de las piezas deben cubrirse con cubrejuntas de dimensiones y espesor apropiados y con agujeros no mayores que los estándares

58.3. Disposiciones constructivas.

Los agujeros para tornillos deben disponerse de forma que se dificulte la corrosión de las piezas a unir, se eviten los problemas de pandeo local o abolladura de las mismas, permitan la colocación de los tornillos o bulones de manera fácil y no disminuyan innecesariamente la resistencia a aplastamiento de las piezas a unir.

La distancia mínima e_1 , figura 58.3.a, desde el centro de un agujero a un borde contiguo, medida en dirección del esfuerzo a transmitir, no será en ningún caso inferior a $1,2 \times d_0$, siendo d_0 el diámetro del agujero, aunque se recomienda que dicha distancia no sea inferior a $2 \times d_0$

La distancia mínima e_2 desde el centro de un agujero a un borde contiguo, medida en dirección perpendicular al esfuerzo a transmitir, no será en ningún caso inferior a $1,2 \times d_0$, aunque se recomienda que dicha distancia no sea inferior a $1,5 \times d_0$

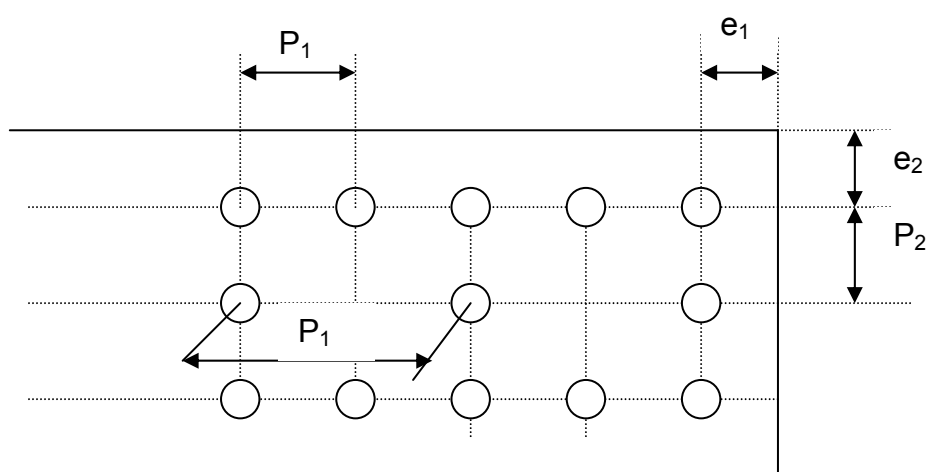


Figura 58.3.a. Distancias.

Las distancias e_1 y e_2 no superarán en ningún caso el mayor de los valores de 150 mm ó $12 \times t$, siendo t el espesor de la pieza más delgada a unir. Si las piezas a unir se encuentran a la intemperie o están sometidas a algún tipo de ambiente corrosivo, dichas distancias no superarán el valor $40 \text{ mm} + 4 \times t$

La distancia mínima p_1 entre centros de agujeros contiguos, medida en dirección del esfuerzo a transmitir, no será en ningún caso inferior a $2,2 \times d_0$, aunque se recomienda que dicha distancia no sea inferior a $3 \times d_0$

La distancia mínima p_2 entre filas contiguas de tornillos o roblones, medida en dirección perpendicular al esfuerzo a transmitir, no será en ningún caso inferior a $2,4 \times d_0$,

aunque se recomienda que dicha distancia no sea inferior a $3 \times d_0$. En filas contiguas, los agujeros pueden estar dispuestos al tresbolillo, figura 58.3.b.

En piezas comprimidas, las distancias p_1 y p_2 no superarán el menor de los valores $14 \times t$ ó 200 mm. En piezas traccionadas, la distancia p_1 entre centros de taladros en las filas interiores, puede alcanzar un valor doble del indicado.

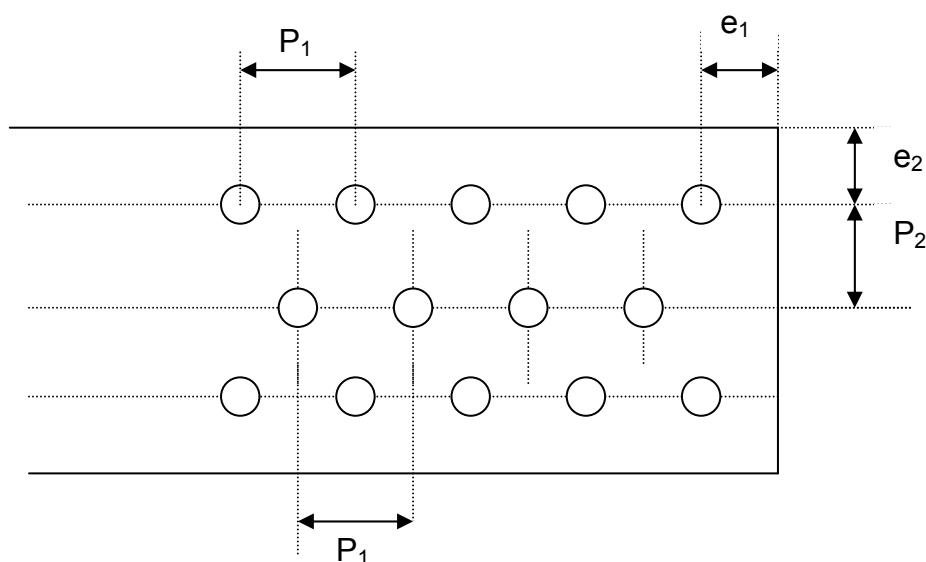


Figura 58.3.b. Agujeros al tresbolillo

En el caso de agujeros rasgados, las distancias e_1 , e_2 , p_1 y p_2 se medirán desde los centros de los semicírculos extremos.

Para que los tornillos puedan apretarse sin dificultad, se recomienda que la distancia m del eje del taladro a cualquier superficie paralela a dicho eje, figura 58.3.c no sea inferior a $2 \times d$, siendo d el diámetro del tornillo.

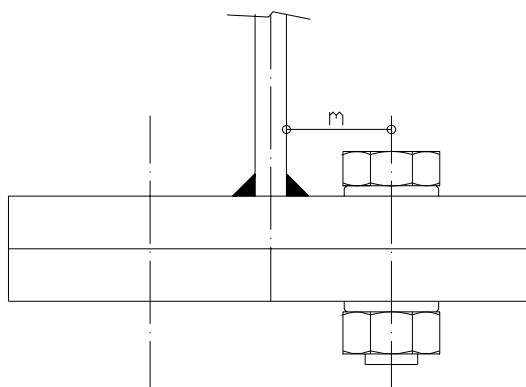


Figura 58.3.c. Distancia e_3

58.4. Resistencia de elementos con agujeros.

La disminución de resistencia a tracción, compresión o flexión que los agujeros destinados a alojar medios de unión suponen para las piezas a unir, se tendrá en cuenta de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 34º de la presente Instrucción.

58.4.1. Resistencia a desgarro

En los extremos de vigas unidos a otras vigas o a soportes mediante uniones que obliguen a desmembrar una o ambas de las alas, figura 58.4.1.a, o en los extremos de piezas traccionadas unidas mediante tornillos o soldadura a cartelas, figura 58.4.1.b, es preciso comprobar la resistencia de las piezas y cartelas a desgarro.

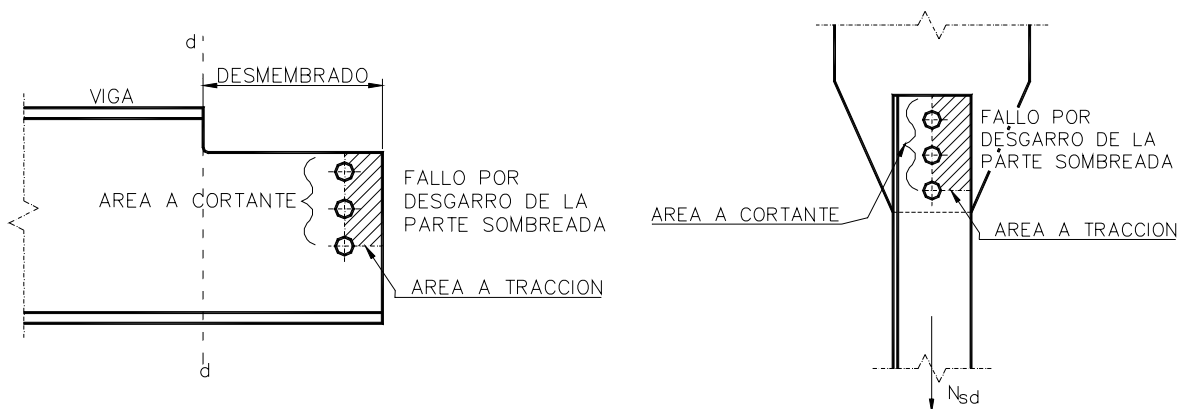


Figura 58.4.1.a. Desgarro en extremo de piezas

En el caso de unión de una viga a otra viga o a un soporte mediante doble casquillo de angular, artículo 70.3, si la unión se realiza como es habitual mediante una única columna de n tornillos, sólo será preciso efectuar esta comprobación cuando se desmembre el ala de la viga hacia la que se dirige la reacción, figura 58.4.1.b; en este caso también será preciso comprobar a flexión la sección d-d de comienzo del desmembrado.

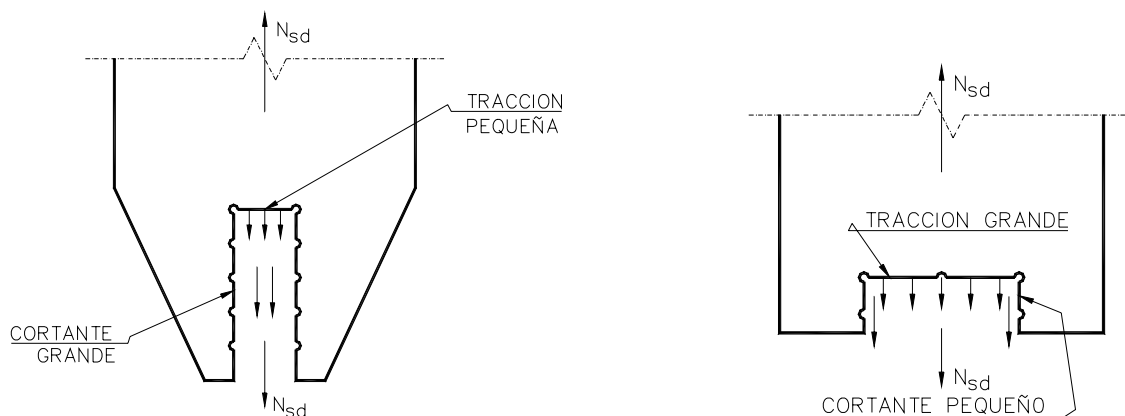


Figura 58.4.1.b. Desgarro en cartelas.

El extremo de la pieza solicitada por un esfuerzo axial centrado con su eje o la cartela correspondiente serán seguros si se cumple que:

$$N_{Sd} \leq N_{ef.Rd}$$

en donde N_{Sd} es el esfuerzo de cálculo y $N_{ef.Rd}$ es la resistencia al desgarro, que se calculará admitiendo que en una de las direcciones se produce plastificación en el área bruta y en la perpendicular rotura por cortante en el área neta correspondiente.

En lo que sigue se emplea la siguiente notación:

A_t es el área bruta de la zona sometida a tracción;

A_{nt} es el área neta de la zona sometida a tracción;

A_v es el área bruta de la zona sometida a cortadura;

A_{nv} es el área neta de la zona sometida a cortadura;

Cuando sea

$$A_{nt} \geq \frac{0,9 \times A_{nv}}{\sqrt{3}}$$

se tomará:

$$N_{ef.Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + \frac{0,9 \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{M2}} \leq \frac{A_{nv} \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}} + \frac{0,9 \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{nt} < \frac{0,9 \times A_{nv}}{\sqrt{3}}$$

Cuando sea se tomará:

$$N_{ef.Rd} = \frac{A_t \times f_y}{\gamma_{M0}} + \frac{0,9 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{M2}} \leq \frac{A_{nv} \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}} + \frac{0,9 \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Cuando la unión sea soldada se tomará $A_{nt} = A_t$ y $A_{nv} = A_v$. En uniones en las que el esfuerzo actúe excéntricamente, tales como las uniones con doble casquillo de angular de extremo de vigas, se tomará para A_t y A_{nt} en las expresiones de este apartado la mitad de su valor real

58.4.2. Angulares de refuerzo

Cuando sea preciso colocar angulares de refuerzo entre una pieza de sección angular y una cartela, figura 58.4.2, la unión del angular de refuerzo a la pieza se dimensionará para resistir un esfuerzo un 20% superior al que realmente debe transmitir, y su unión a la cartela para resistir un esfuerzo superior en un 40% a que realmente transmite la pieza al angular de refuerzo.

Si la pieza tiene sección en U, unida por su alma a una cartela con ayuda de dos angulares de refuerzo, la unión de cada uno de éstos a las alas de la pieza en U se dimensionará para resistir un esfuerzo un 10% superior al que realmente debe transmitir, y su unión a la cartela para resistir un esfuerzo superior en un 20% a que realmente transmite la pieza al angular de refuerzo correspondiente.

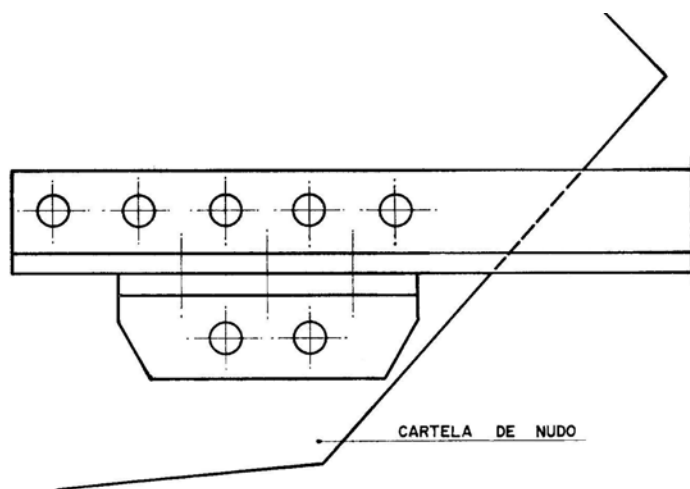


Figura 58.4.2. Angulares de refuerzo

58.5. Resistencias de un tornillo a cortadura y aplastamiento.

Cuando un tornillo, colocado en agujero estándar, está solicitado en dirección normal a su eje en los estados límites últimos, el esfuerzo que lo solicita, $F_{v.Sd}$ no será mayor que el menor de los dos valores siguientes:

- La resistencia a cortadura del tornillo, $F_{v.Rd}$
- La resistencia a aplastamiento de la pieza en la zona contigua al tornillo, $F_{b.Rd}$

Si todos los planos de corte pasan por la zona sin rosca del vástago del tornillo, la resistencia a cortadura $F_{v.Rd}$ viene dada por la expresión:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A \times n}{\gamma_{M2}}$$

Si alguno de los planos de corte pasan por la zona roscada del vástago del tornillo, la resistencia a cortadura $F_{v.Rd}$ viene dada por la expresión:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s \times n}{\gamma_{M2}}$$

Si alguno de los planos de corte pasa por la zona roscada del vástago y los tornillos son de alguno de los grados 6.8 ó 10.9, la resistencia a cortadura $F_{v.Rd}$ viene dada por la expresión:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s \times n}{\gamma_{M2}}$$

En las expresiones anteriores, A es el área del vástago del tornillo; A_s es su área resistente y f_{ub} la resistencia a tracción del tornillo.

La resistencia a aplastamiento de una pieza de espesor t contra el vástago de un tornillo de diámetro d colocado en un agujero estándar viene dada por la expresión:

$$F_{b.Rd} = \frac{\alpha \times \beta \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

en donde f_u es la tensión de rotura del material de la pieza, α un coeficiente igual al menor de los valores:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \quad \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \quad \frac{f_{ub}}{f_u} \quad \text{ó} \quad 1,0$$

y β otro coeficiente igual al menor de los valores:

$$\frac{2,8 \times e_2}{d_0} - 1,7; \quad \frac{1,4 \times p_2}{d_0} - 1,7 \quad \text{ó} \quad 2,5$$

Si el tornillo está colocado en agujero a sobremedida, el valor de $F_{b.Rd}$ dado por las expresiones anteriores se multiplicará por el factor 0,8. Si el agujero es rasgado, con la dirección de rasgado normal al esfuerzo a transmitir, el valor de $F_{b.Rd}$ dado por las expresiones anteriores se multiplicará por el factor 0,6. No se permite la transmisión de esfuerzos por cortadura y aplastamiento en agujeros rasgados en la dirección del esfuerzo.

Para uniones entre elementos secundarios en los que se utilice un solo tornillo, deberán colocarse obligatoriamente arandelas bajo la cabeza y bajo la tuerca del tornillo y la resistencia a aplastamiento $F_{b.Rd}$, calculada según las expresiones anteriores, se limitará como máximo al valor:

$$F_{b.Rd} = 1,2 \times f_u \times d \times t$$

Para tornillos de cabeza avellanada, se tomará como espesor t el de la pieza en la que se aloja la cabeza menos la mitad de la altura de ésta.

En la Tabla 58.5.a se indica la resistencia a simple cortadura en kN de los tornillos de diámetros y grados más usuales cuando los planos de corte no pasan por la zona roscada del vástago.

Tabla 58.5.a Resistencia a simple cortadura en kN de los tornillos más usuales.

GRADO	DIAMETRO DEL TORNILLO, mm						
	12	14	16	20	22	24	27
4.6	21,71	29,55	38,60	60,32	72,98	86,86	109,93
5.6	27,14	36,95	48,25	75,40	91,23	108,57	137,41
6.8	32,57	44,33	57,90	90,48	109,48	130,28	164,89
8.8	43,43	59,11	77,21	120,64	145,97	173,72	219,86
10.9	54,28	73,89	96,50	150,80	182,46	217,14	274,82

En la Tabla 58.5.b se indica la resistencia a aplastamiento de una pieza de 10 mm de espesor contra tornillos de los diámetros más usuales, tomando para las distancias a bordes y entre tornillos los valores que se indican en la misma.

Tabla 58.5.b Resistencia a aplastamiento en kN para chapas de 10 mm de espesor.

DIÁMETRO- TROS	DISTANCIAS MÍNIMAS, mm					RESISTENCIA PARA ACEROS		
	d0	e1	e2	p1	p2	S 235	S 275	S 355
12	13	25	20	40	40	55,38	66,15	78,46
14	15	30	25	45	45	67,20	80,27	95,20
16	17	35	25	50	50	79,06	94,43	112,0
20	21	40	30	65	65	91,43	109,21	129,52
22	23	50	35	75	75	114,78	137,10	162,61
24	26	50	40	80	80	120,0	143,33	170,0
27	29	60	45	90	90	134,07	160,14	189,93

Cuando sea necesario disponer forros de espesor t_f superior a una tercera parte del diámetro de los tornillos que se utilicen para poder garantizar un buen ajuste entre las piezas a unir, la resistencia a cortadura $F_{v,Rd}$ debe multiplicarse por un coeficiente de reducción β_f dado por:

$$\beta_f = \frac{9 \times d}{8 \times d + 3 \times t_f} \leq 1$$

Para uniones trabajando a doble cortadura con forros en las dos caras de la unión, t_f debe tomarse igual al espesor del forro más grueso de los dos. Cualquier tornillo adicional que sea preciso colocar a causa de la aplicación del factor β_f puede, a voluntad del Proyectista, colocarse en una prolongación de los forros dispuesta al efecto.

58.6. Resistencia a tracción.

Cuando un tornillo está solicitado en la dirección de su eje en los estados límites últimos por un esfuerzo de tracción, $F_{t,Sd}$, en el que deben incluirse las posibles fuerzas de palanca, éste no será mayor que el menor de los dos valores siguientes:

La resistencia a tracción del tornillo, $F_{t,Sd}$

La resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o bajo la cabeza del tornillo, $B_{p,Rd}$

En las uniones con chapa frontal y con tornillos de alta resistencia pretensados, la resistencia a tracción del conjunto chapa-tornillo, $F_{ch,Rd}$, que se determinará de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 61.2.

La resistencia a tracción $F_{t,Rd}$ de un tornillo viene dada por la expresión:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M2}$$

La resistencia a tracción indicada sólo es válida para tornillos fabricados de acuerdo con alguna de las Normas indicadas en el artículo 58.1. La resistencia a tracción de elementos, tales como pernos de anclaje, en los que la rosca se fabrique mediante procedimientos que impliquen arranque de viruta, será igual a la dada por la expresión anterior multiplicada por 0,85. En la tabla 58.6 se indica la resistencia a tracción de los tornillos con cabeza normal de diámetros y grados más usuales.

Tabla 58.6. Resistencia a tracción en kN.

DIÁMETRO, mm	AR, mm ²	GRADO			
		4.6	5.6	8.8	10.9
12	58	16,7	28,88	33,41	41,76
16	157	45,22	56,52	90,43	113,04
20	245	70,56	88,20	141,12	176,4
22	303	87,26	109,08	174,53	218,16
24	353	101,66	127,08	203,33	254,16
27	456	131,33	164,16	262,66	328,30

Para tornillos de cabeza avellanada, la resistencia a tracción será igual al 70% de la dada por las expresiones anteriores.

La resistencia a punzonamiento de una chapa de espesor t , $B_{p,Rd}$, sobre la que actúa un tornillo sometido a tracción, viene dada por la expresión:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t \times f_u / \gamma_{M2}$$

siendo d_m el menor diámetro medio entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o a la cabeza y f_u la resistencia a tracción del acero de la chapa.

No será preciso comprobar el valor de $B_{p,Rd}$ cuando el espesor de la chapa cumpla la condición:

$$t_{min} \geq \frac{d}{6} \times \frac{f_{ub}}{f_u}$$

58.6.1. Interacción cortadura-tracción

Los tornillos sujetos simultáneamente a esfuerzos de tracción y a esfuerzos normales a su eje, deberán cumplir además la condición:

$$\left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

No será preciso comprobar el cumplimiento de la condición anterior en uniones con tornillos de alta resistencia pretensados trabajando a rozamiento, de categorías B ó B+E según lo indicado en el artículo 67.9.

Comentarios

La no necesidad de verificar las uniones con tornillos pretensados se deriva de aplicar la fórmula experimental a este tipo de uniones. Con ella es fácil comprobar que en ningún caso puede llegarse a una situación insegura causada por la interacción cortadura-tracción en los tornillos.

58.7. Resistencia a deslizamiento.

Los tornillos de alta resistencia, grados 8.8 y 10.9, que deban ser pretensados, deberán apretarse de acuerdo con alguno de los métodos expuestos en el apartado 76.7 hasta conseguir una tracción en el vástago igual al 70% de su resistencia a tracción. En consecuencia, el esfuerzo de pretensado de cálculo del tornillo vendrá dado por:

$$N_0 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Cuando se utilicen tipos de tornillos no amparados por las normas citadas en el apartado 58.1, u otros elementos que puedan pretensarse, tales como barras roscadas, el esfuerzo de pretensado de cálculo N_0 y la manera de conseguirlo deberán ser acordados entre el Proyectista, el Fabricante del elemento y el Director de obra.

La resistencia a deslizamiento de una unión realizada mediante tornillos de alta resistencia pretensados se tomará igual al valor:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times \sum(N_0)$$

En la expresión anterior se tiene:

k_s , factor que depende del tipo de agujeros que se utilicen. Se tomará igual a 1,0 si éstos son estándar, igual a 0,85 para taladros a sobremedida o rasgados cortos en dirección normal al esfuerzo, e igual a 0,7 en caso de emplear agujeros rasgados largos en dirección normal al esfuerzo. Si el rasgado de los agujeros está en la dirección del esfuerzo, k_s se tomará igual a 0,76 para taladros rasgados cortos e igual a 0,63 para taladros rasgados largos.

n , número de posibles planos de deslizamiento; en general será $n = 1$ ó $n = 2$.

μ , coeficiente de rozamiento, que depende del estado de las superficies de contacto en los posibles planos de deslizamiento. Su valor se tomará igual a:

- 0,5 para superficies tratadas al chorro de arena o granalla hasta el grado SA 2 1/2 de la Norma ISO 8501-1, exentas de picaduras, bien sin ningún tratamiento posterior si la unión se realiza inmediatamente después del chorreado de forma que no dé tiempo a la formación de óxido en las superficies de contacto, o bien con proyección térmica posterior con aluminio o con otro tratamiento que garantice a juicio del Director de Obra dicho coeficiente.
- 0,4 para superficies tratadas al chorro de arena o granalla hasta el grado SA 2 1/2 de la Norma ISO 8501-1, exentas de picaduras y pintadas con un silicato alcalino de cinc con espesor comprendido entre 50 y 80 μm
- 0,3 para superficies limpiadas mediante cepillado con cepillo de alambre o mediante flameado
- 0,2 para superficies sin tratar o galvanizadas.

$\sum(N_0)$, la suma de los esfuerzos de pretensado de los tornillos existentes en la unión.

γ_{Ms} es un coeficiente de minoración de resistencia que se tomará igual a:

- 1,1 en general
- 1,25 en uniones híbridas o en uniones sometidas a efectos de fatiga.

Por tanto, la unión no deslizará mientras se cumpla que:

$$F_{s.Sd} \leq F_{s.Rd}$$

en donde $F_{s.Sd}$ es el esfuerzo exterior de cálculo en los correspondientes estados límites, dirigido en dirección normal al eje de los tornillos.

Si la unión está sometida además a un esfuerzo axial de tracción exterior $F_{t.Sd}$, se tomará para el cálculo de $F_{s.Rd}$ el valor:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{M3}} \times \sum (N_0 - 0,8 \times F_{t.Sd})$$

58.8. Uniones con bulones

Lo dispuesto en el presente artículo es aplicable a uniones en las que es preciso que los bulones permitan libremente el giro relativo entre las piezas que unen. En el caso que no sea preciso permitir dicho giro, la unión se calculará como una unión atornillada con un solo tornillo.

Para que una pieza de espesor t , fabricada con un acero de límite elástico f_y , resistencia a tracción f_u , y unida a otras mediante un bulón de diámetro d alojado en un taladro de diámetro d_0 sea capaz de transmitir el esfuerzo F_{Sd} , su geometría, figura 58.8, deberá cumplir las siguientes condiciones:

Distancia del borde del agujero a un borde perpendicular al esfuerzo a transmitir,

$$a \geq \frac{F_{Sd} \times \gamma_{M0}}{2 \times t \times f_y} + \frac{2 \times d_0}{3}$$

Distancia del borde del agujero a un borde paralelo al esfuerzo a transmitir,

$$c \geq \frac{F_{Sd} \times \gamma_{M0}}{2 \times t \times f_y} + \frac{d_0}{3}$$

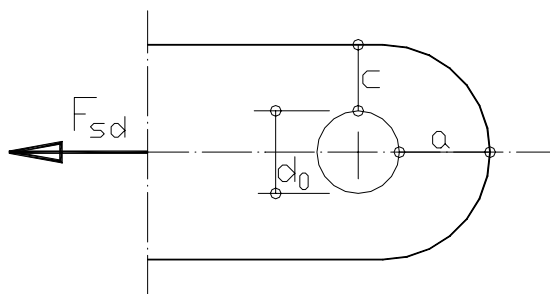


Figura 58.8.a

Si la pieza cumple las condiciones geométricas que se indican en la figura 58.8.b, podrá resistir el esfuerzo de cálculo F_{Sd} siempre que sea:

$$d_0 \leq 2,5 \times t; \quad t \geq 0,7 \sqrt{\frac{F_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}}$$

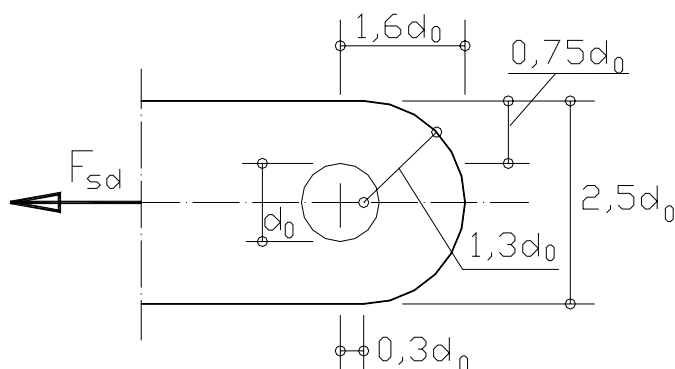


Figura 58.8.b

Las chapas de refuerzo dispuestas para aumentar el área neta de las piezas o su resistencia a aplastamiento deben disponerse sin excentricidad y tener el tamaño suficiente para poder transmitir a la pieza el esfuerzo que le corresponda; la unión entre ambas debe dimensionarse para resistir este esfuerzo.

Se recomienda que la tolerancia entre el diámetro del bulón y el de su agujero sea H11/h11; se recomienda también que se disponga un casquillo de material resistente a la corrosión, tal como bronce o bronce sinterizado con PTFE, entre el bulón y las piezas a unir cuando sea necesario garantizar el giro de la unión.

La resistencia a simple cortadura de un bulón de diámetro d , sección transversal A y fabricado con un acero de resistencia a tracción f_{up} , viene dada por:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times A \times f_{up} / \gamma_{M2}$$

El momento flector M_{Sd} en un bulón que une una pieza central de espesor b sometida a un esfuerzo F_{Sd} , normal al eje del bulón, con otras dos piezas laterales de espesor a , separadas una distancia c de la central, figura 58.8.c, se tomará igual a:

$$M_{Sd} = F_{Sd}(b + 4c + 2a)/8$$

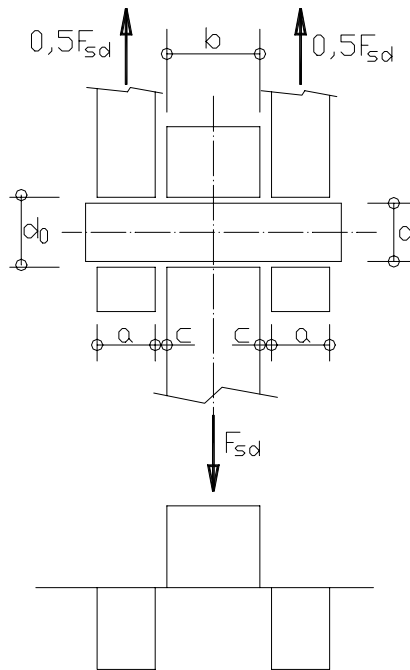


Figura 58.8.c

Para un bulón de diámetro d , módulo resistente W_{el} y fabricado con un acero de límite elástico f_{yp} , se cumplirá:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = 1,5 \times W_{el} \times f_{yp} / \gamma_{M0}$$

Si el bulón ha de ser desmontable, el momento flector que lo solicita en estado límite de servicio, $M_{Sd,ser}$ debe cumplir la condición:

$$M_{Sd,ser} \leq 0,8 \times W_{el} \times f_{yp}$$

La resistencia combinada a cortadura y flexión será suficiente mientras se cumpla que:

$$\left[\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

en donde M_{Sd} y $F_{v,Sd}$ son los esfuerzos que solicitan el bulón en estado límite último.

La resistencia a aplastamiento de una pieza de espesor t , supuesto fabricada con un acero de límite elástico $f_y \leq f_{yp}$ contra un bulón de diámetro d y fabricado con un acero de límite elástico f_{yp} , viene dada por:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \times t \times d \times f_y / \gamma_{M0}$$

por lo que deberá cumplirse que :

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd} = 1,5 \times t \times d \times f_y / \gamma_{M0}$$

Si el bulón ha de ser desmontable, la resistencia a aplastamiento en estado límite de servicio, $F_{b,Rd,ser}$, viene dada por:

$$F_{b,Rd,ser} = 0,6 \times t \times d \times f_y$$

por lo que deberá cumplirse que :

$$F_{b,Ed,ser} \leq F_{b,Rd,ser} = 0,6 \times t \times d \times f_y$$

En caso de que fuese $f_y > f_{yp}$, se sustituirá f_y por f_{yp} en las expresiones anteriores.

En cualquier caso, la presión local de contacto entre bulón y pieza en estado límite de servicio debe cumplir la condición:

$$\sigma_{H,ser} = 0,591 \sqrt{\frac{E \times F_{sd,ser} (d_0 - d)}{d^2 \times t}} \leq 2,5 \times f_y$$

58.9. Categorías de uniones atornilladas.

Las uniones atornilladas se clasifican, en función de la manera de trabajar de los tornillos, en cinco categorías. Tres de ellas corresponden a uniones en las que los tornillos están solicitados en dirección normal a su eje, categorías A, B y C; y otras dos, categorías D y E, a uniones en las que los tornillos están solicitados en dirección de su eje, esto es, a tracción.

Categoría A: Son uniones en las que los tornillos, ordinarios o de alta resistencia, trabajan a cortadura y aplastamiento. Si los tornillos son de alta resistencia, calidades 8.8 ó 10.9, no es preciso que estén pretensados, ni que las superficies en contacto estén preparadas de manera especial. Su cálculo se efectuará de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 58.5. Por evidentes razones de economía, se emplearán habitualmente uniones de esta categoría cuando los tornillos vayan a estar solicitados en dirección normal a su eje. Cuando la pieza esté sometida a fatiga, a impactos o a esfuerzos alternativos, se recomienda que se empleen tornillos de alta resistencia pretensados hasta el valor N_0 indicado en el apartado 58.7, aunque los tornillos pueden seguir calculándose a cortadura y aplastamiento.

Categoría B: Son uniones realizadas con tornillos de alta resistencia pretensados, con superficies en contacto preparadas, que se desea que no deslicen en el estado límite de servicio. Se admite que, en estado límite último, la unión deslice y los tornillos trabajen a cortadura y aplastamiento. El esfuerzo $F_{s,Sd}$ a transmitir, calculado en estado límite de servicio, deberá cumplir:

$$F_{s,Sd} \leq F_{s,Rd}$$

siendo $F_{s,Rd}$ el valor dado en el apartado 58.7. En estado límite último la unión se comprobará de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 58.5. Se utilizará esta categoría de uniones cuando se desee garantizar la ausencia de movimiento en las mismas en estado límite de servicio.

Categoría C: Son uniones realizadas con tornillos de alta resistencia pretensados, con superficies en contacto preparadas, que se desea que no deslicen en el estado límite último. El esfuerzo $F_{s,Sd}$ a transmitir, calculado en estado límite último, deberá cumplir:

$$F_{s,Sd} \leq F_{s,Rd}$$

siendo $F_{s,Rd}$ el valor dado en el artículo 58.7.

Se comprobará además que en estado límite último:

- La unión resiste a cortadura y aplastamiento de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 58.5. Esta condición podrá considerarse satisfecha si el espesor t_{min} de la pieza más delgada a unir es superior al valor $d/2,4$ si las piezas son de acero S 235 ó S 275 o al valor $d/3,1$ si las piezas son de acero S 355;
- El esfuerzo a transmitir, $F_{s,Sd}$, es inferior a la resistencia plástica del área neta de la pieza,

$$F_{s,Sd} \leq A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Esta categoría de uniones se empleará cuando, para simplificar el montaje, se utilicen taladros a sobremedida o rasgados en la dirección del esfuerzo a transmitir, o cuando se estime que cualquier deslizamiento de la unión pueda deteriorar sensiblemente la resistencia o la rigidez de la estructura, o cuando los tornillos trabajen conjuntamente con cordones de soldadura en uniones híbridas.

Categoría D: Son uniones realizadas con tornillos ordinarios o de alta resistencia trabajando a tracción. Si se emplean tornillos de alta resistencia, no es preciso que estén pretensados ni que las superficies en contacto estén preparadas. No se recomienda el uso de uniones de esta categoría cuando hayan de estar sometidas a variaciones frecuentes del esfuerzo de tracción a transmitir, aunque se admite su uso si dichos esfuerzos de tracción son debidos únicamente a cargas de viento.

Categoría E: Son uniones realizadas con tornillos de alta resistencia pretensados trabajando a tracción. El pretensado mejora la rigidez de la unión en estado límite de servicio y la resistencia a fatiga, aunque esta última dependerá en gran medida de los detalles constructivos y de las tolerancias del ajuste entre piezas. Sólo es preciso preparar las superficies si la unión está sometida a esfuerzos normales al eje de los tornillos, además de a tracción (Uniones de categorías E+B ó E+C).

58.10. Reparto de esfuerzos entre tornillos.

El reparto de esfuerzos entre los distintos tornillos de una unión en el estado límite último se efectuará mediante métodos lineales en los siguientes casos:

- En uniones de categoría C
- En uniones de categorías A ó B cuando la resistencia a cortadura $F_{v,Rd}$ del tornillo sea inferior a la resistencia a aplastamiento $F_{b,Rd}$ de la pieza contigua.

En otros casos el reparto puede efectuarse por métodos elásticos o plásticos, siempre que se respeten las condiciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones y plasticidad.

En cualquier caso se considerará que una unión atornillada es segura si se cumple que el esfuerzo F_{Sd} en el tornillo más solicitado es igual o inferior a la resistencia de dicho tornillo F_{Rd} a cortadura, aplastamiento o deslizamiento, según sea aplicable, esto es si se cumple que:

$$F_{Sd} \leq F_{Rd}$$

Artículo 59.º Uniones soldadas

59.1. Generalidades.

Las uniones soldadas amparadas por la presente Instrucción deberán ejecutarse de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 77º.

Los aceros a unir mediante soldadura y los materiales de aportación estarán de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 29.4.

En todos los casos, el material de aportación habrá de tener características mecánicas, límite elástico y tensión de rotura, no inferiores a las del metal de base.

Las soldaduras amparadas por la presente Instrucción deberán efectuarse sobre piezas de al menos 3 mm de espesor.

59.1.1. Homologaciones.

No se considerará que una unión soldada esté realizada de acuerdo con esta Norma si no ha sido realizada según un procedimiento de soldeo documentado de acuerdo con UNE EN 287 y por personal homologado de acuerdo con UNE EN 288

59.1.2. Métodos de soldadura autorizados.

Se autoriza el empleo de los siguientes métodos de soldadura en las estructuras de acero objeto de esta Norma:

- Soldadura manual con electrodo recubierto, con recubrimientos de tipo rutilo o básico.
- Soldadura semiautomática bajo protección gaseosa, con hilo macizo o tubular relleno de flux, con transferencia en lluvia.
- Soldadura semiautomática con hilo tubular relleno de flux, sin protección gaseosa, con transferencia en lluvia.
- Soldadura automática por arco sumergido.

Para el empleo de otros procedimientos, o de electrodos con otros recubrimientos, se requerirá autorización del Director de Obra.

En cualquier caso, las características mecánicas del metal de aportación serán iguales o superiores a las del acero de las piezas a soldar.

Comentarios: Se emplea “Método de soldadura” para distinguirlo de “Procedimiento de soldeo” (WPS+PQR)

Lo indicado en este artículo no significa que otros métodos de soldadura no sean adecuados, sino que no suelen emplearse para las estructuras más habituales, aunque sí lo sean para recipientes a presión, tanques de almacenamiento etc.

59.2. Tipos de uniones y de cordones.

Por la posición relativa de las piezas a unir, las uniones soldadas pueden ser a tope, en T o a solape, figura 59.2.

Los cordones de soldadura a depositar entre las piezas a unir para formar una unión soldada se dividen en cordones en ángulo y cordones a penetración.

Los cordones en ángulo se denominan laterales cuando son paralelos a la dirección del esfuerzo que transmiten, frontales cuando son normales a dicho esfuerzo y oblicuos en casos intermedios. En cualquier caso pueden ser continuos o discontinuos.

Los cordones a tope pueden ser de penetración completa o de penetración parcial.

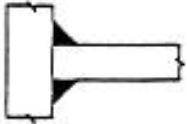
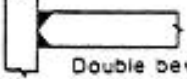
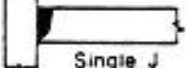
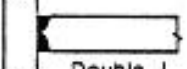
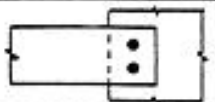
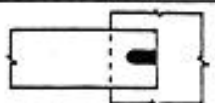
Type of weld	Type of joint		
	Butt joint	Tee-butt joint	Lap joint
Fillet weld			
Full penetration butt weld	 Single V	 Single bevel	
	 Double V	 Double bevel	
	 Single U	 Single J	
	 Double U	 Double J	
Partial penetration butt weld	 Double V	 Double bevel	
	 Double U		
Plug weld			
Slot weld			

Figura 59.2

59.3. Disposiciones constructivas para cordones en ángulo.

59.3.1. Generalidades.

Los cordones en ángulo pueden usarse para unir piezas cuyas caras a fundir formen ángulos comprendidos entre 60° y 120°.

Si el ángulo está comprendido entre 45° y 60°, el cordón se considerará como de penetración parcial.

Si el ángulo es superior a 120° o inferior a 45°, el cordón se considerará que es de simple atado y sin capacidad para resistir esfuerzos.

59.3.2. *Espesor de garganta.*

El espesor de garganta a de un cordón en ángulo, artículo 59.7, no debe ser inferior a 3 mm cuando se deposite en chapas de hasta 10 mm de espesor, ni inferior a 4,5 mm cuando se deposite sobre piezas de hasta 20 mm de espesor, ni inferior a 5,6 mm cuando se deposite sobre piezas de más de 20 mm de espesor.

Salvo lo dispuesto para uniones entre piezas de sección tubular, el espesor de garganta a de un cordón en ángulo no será superior a $0,7 \times t_{\min}$, siendo $t_{\min}$ el espesor de la pieza más delgada a unir.

Para evitar posibles problemas de fisuración en frío, cuando el espesor de una de las piezas a unir sea superior al doble del de la otra pieza, se recomienda preparar un proceso de soldeo adecuado que considere el carbono equivalente C_{eq} del material de base, la aportación de calor del proceso de soldeo y la posibilidad de tener que precalentar el metal de base.

59.3.3. *Terminación.*

Los cordones en ángulo no deben terminar en las esquinas de las piezas o de elementos de las mismas, sino que deben prolongarse alrededor de la esquina, siempre que la prolongación pueda hacerse en el mismo plano que el cordón, en una longitud al menos igual a tres veces la garganta a del cordón. Dicha prolongación debe figurar en los planos.

59.3.4. *Cordones discontinuos.*

En estructuras solicitadas por cargas predominantemente estáticas, en ambiente con grado de corrosividad C1 o C2, podrán utilizarse cordones en ángulo discontinuos cuando el espesor de garganta requerido por los cálculos de comprobación resulte inferior al mínimo recomendable según el apartado 59.8. Se prohíbe el uso de cordones discontinuos en ambientes con grado de corrosividad superior al C2.

En los cordones discontinuos, figura 59.3.4 la distancia L_1 libre entre extremos de cordones parciales, de la misma o de distinta cara, no debe ser superior al menor de los siguientes valores:

- 200 mm
- 12 veces el espesor de la pieza más delgada a unir, si ésta está comprimida.
- 16 veces el espesor de la pieza más delgada a unir, si ésta está traccionada.
- Una cuarta parte de la distancia entre rigidizadores, cuando la soldadura se usa para conectarlos a una chapa o a una parte de una pieza sometida a compresión o a cortadura.

La longitud L_0 de cada cordón parcial no será menor que la mayor de los siguientes valores:

- 5 veces la garganta del cordón.
- 40 mm.

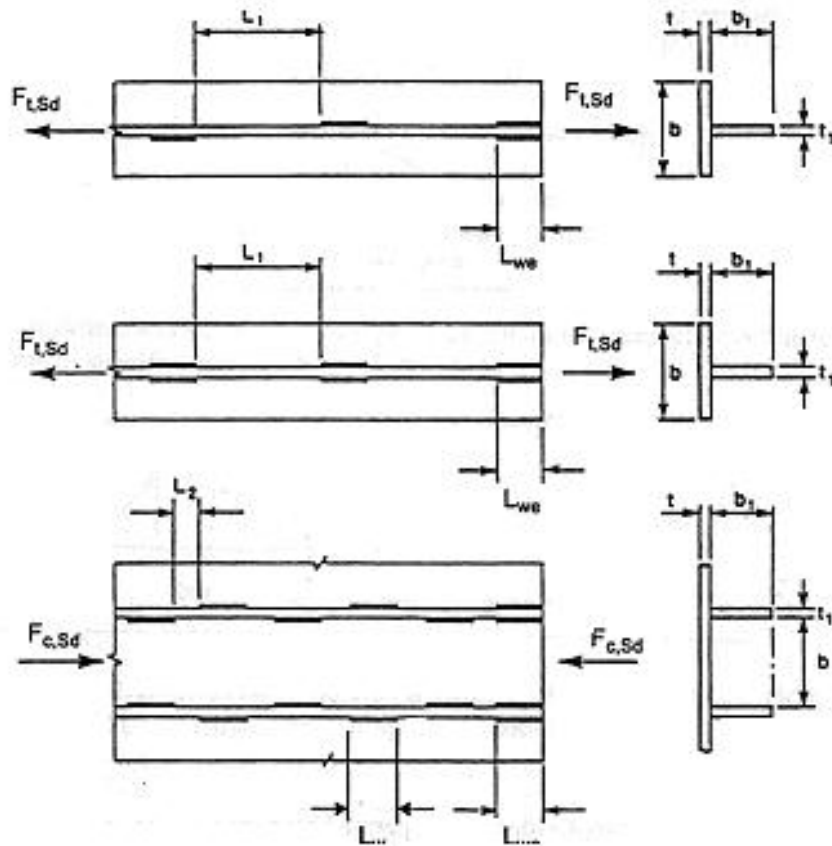


Figura 59.3.4

En cordones en ángulo discontinuos siempre se dispondrán cordones parciales en los extremos de las piezas a unir. Estos cordones extremos deben tener una longitud no menor que tres cuartas partes de la anchura de la pieza más estrecha de entre las dos unidas por el cordón, y cumplir las demás condiciones del presente artículo.

59.3.5. Excentricidades.

Los cordones en ángulo se dispondrán de forma que se evite la aparición de momentos flectores que tengan por eje el del propio cordón, figura 59.3.5.

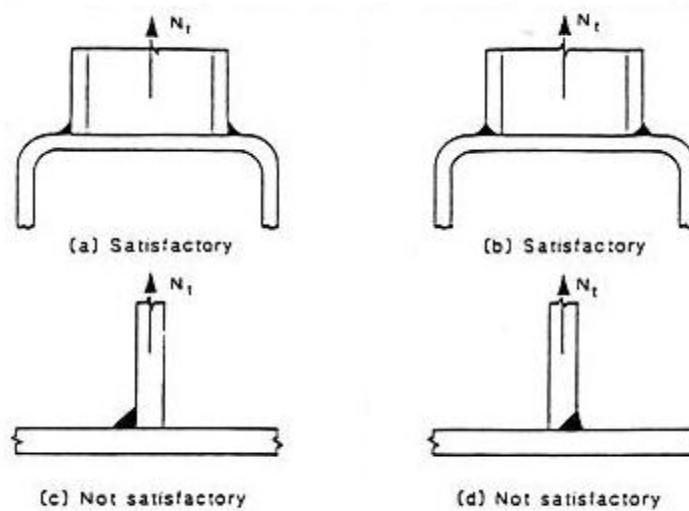


Figura 59.3.5

59.3.6. Longitud mínima para cordones laterales.

Los cordones en ángulo laterales que transmitan esfuerzos axiales de barras, tendrán una longitud no inferior a quince veces su espesor de garganta ni inferior al ancho de la pieza a unir, figura 59.3.6

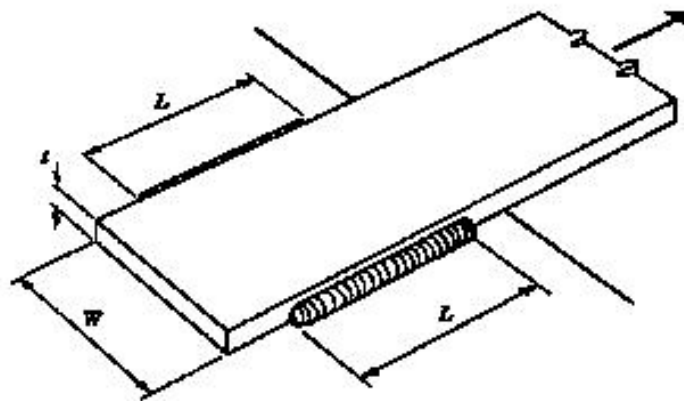


Figura 59.3.6

59.3.7. Solapes.

En juntas a solape, el solape mínimo no será inferior a $5xt_{\min}$, en donde $t_{\min}$ es el menor espesor de las piezas a unir, ni a 25 mm. Si la unión debe transmitir esfuerzos axiales, deben disponerse cordones en ángulo frontales en ambos extremos de las piezas solapadas, figura 59.3.7

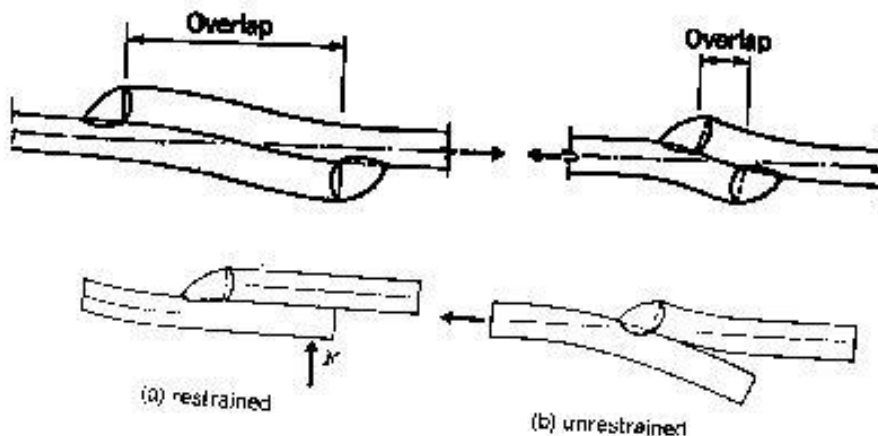


Figura 59.3.7

59.4. Disposiciones constructivas para cordones a tope.

Los cordones a tope pueden darse entre piezas dispuestas en prolongación o en T, figura 68.a. Se dice que son de penetración completa cuando el metal de aportación ocupa sin defectos todo el espesor de las piezas a unir.

Se dice que son de penetración parcial cuando el espesor ocupado por el metal de aportación es inferior al de las piezas unidas.

Los cordones a tope de penetración parcial se dispondrán de forma que se evite la aparición de momentos flectores parásitos que tengan por eje el del propio cordón, figura 68.c.

Se prohíben los cordones a tope discontinuos.

59.5. Soldaduras de botón y soldaduras en ranura.

Las soldaduras de botón, que rellenan agujeros circulares o alargados ejecutados en una pieza que solapa a otra, se deben usar sólo cuando no exista otro medio para transmitir esfuerzos cortantes o impedir el pandeo o la separación de partes solapadas.

Deberán tomarse las disposiciones oportunas según el apartado 77.4.10 para evitar su posible fisuración y deberán ser inspeccionadas de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 91.3.

Cumplirán las siguientes limitaciones:

- El diámetro de los agujeros circulares o la anchura de los alargados no será inferior al espesor de la pieza que lo contiene más 8 mm, ni superior a 2,25 veces dicho espesor del metal de aportación.
- Los extremos de los agujeros alargados serán semicirculares o tendrán los ángulos redondeados con un radio no menor que el espesor de la pieza, excepto cuando el agujero llegue hasta el borde de la misma.
- El espesor del metal de aportación en una soldadura de botón efectuada en piezas de hasta 16 mm de espesor será igual al espesor de la pieza. Si éste es superior a

16 mm, el espesor del metal de aportación debe ser al menos igual a la mitad del espesor de la pieza y no inferior a 16 mm.

- La distancia mínima entre centros de botones en dirección normal al esfuerzo a transmitir no será inferior a 4 veces la anchura del botón; la distancia entre extremos de botones no debe ser inferior a dos veces la longitud de los mismos.
- La distancia máxima entre botones no debe ser superior al valor necesario para impedir el pandeo local o abolladura de la pieza.

Se prohíbe terminantemente el rellenar con soldadura los agujeros practicados en la estructura para colocar tornillos provisionales de montaje. Se dispondrán, por consiguiente, dichos agujeros en forma que no afecten a la resistencia de la estructura.

Las soldaduras en ranura, figura 59.5, formadas por cordones en ángulo dados en el interior de agujeros circulares o alargados, se deben usar sólo para transmitir esfuerzos cortantes o impedir el pandeo o la separación de partes solapadas.

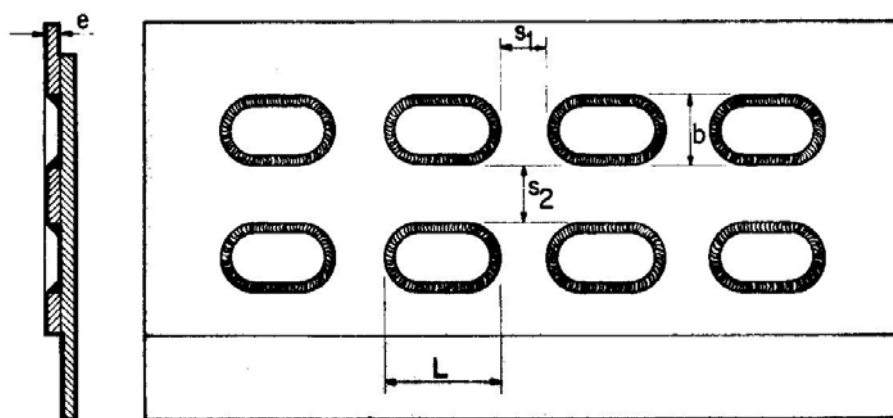


Figura 59.5

Las dimensiones de la ranura cumplirán las siguientes limitaciones:

- La anchura b de la ranura cumplirá $b \geq 4xt$
- La separación s_2 entre filas de ranuras cumplirá $2b \leq s_2 \leq 30xt$
- La separación entre ranuras, s_1 cumplirá $2b \leq s_1 \leq 30xt$
- La longitud total L de una ranura cumplirá $L \leq 10xt$
- Los extremos de las ranuras serán semicirculares, excepto cuando se extiendan hasta el extremo de la pieza.

Comentarios :

Las soldaduras en botón están permitidas por algunas normas voluntarias como la EN 1993-1 y la AISC, pero no en el caso de otras como EM 62. Suelen presentar problemas de fisuración.

59.6. Desgarro laminar

Se evitarán en la medida de lo posible las tensiones residuales dirigidas según el espesor de las piezas a unir, que pueden dar origen a desgarro laminar en las piezas a unir.

En especial, cuando existan tensiones de tracción, bien sean residuales de soldeo o debidas a fuerzas exteriores, dirigidas en la dirección del espesor en piezas planas de más de 15 mm de espesor, deberá estudiarse el procedimiento de soldeo, las

propiedades del metal de base en la dirección del espesor y los detalles de la unión, figura 59.6, para evitar dicho peligro.

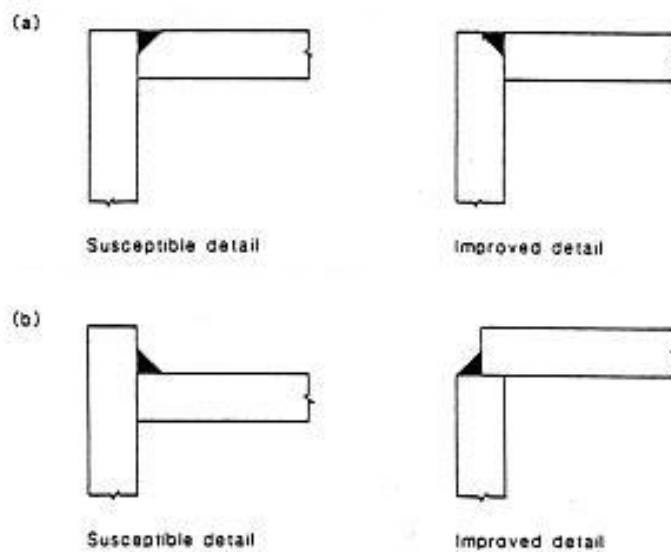


Figura 59.6.

59.7. Espesor de garganta.

El espesor de garganta a debe tomarse igual a la altura del mayor triángulo que pueda inscribirse en la sección del metal de aportación, medida normalmente al lado exterior de dicho triángulo, figura 59.7.a

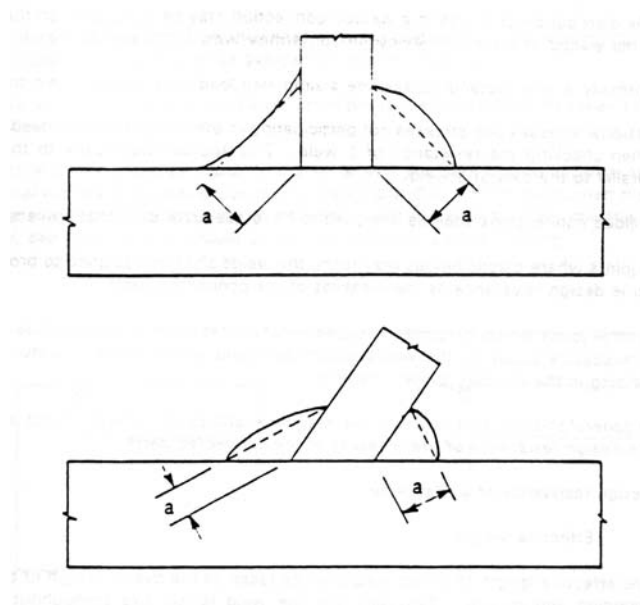


Figura. 59.7.a

Cuando el método de soldadura empleado permita conseguir una penetración apreciable, puede incluirse esta penetración en el valor del espesor de garganta, figura

59.7.b, siempre que se demuestre mediante pruebas que esta penetración puede conseguirse de una forma constante.

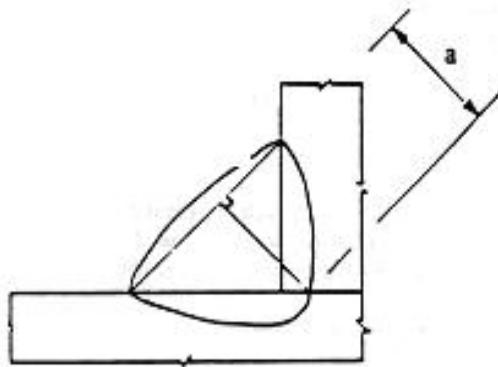


Figura. 59.7.b

Cuando el cordón se ejecute por el método de arco sumergido, el espesor de garganta se puede aumentar en 2 mm si $a > 10$ mm o en $0,2xa$ si $a \leq 10$ mm sin necesidad de realizar pruebas.

Cuando sea preciso depositar un cordón de soldadura entre dos superficies curvas, tales como las de redondos o zonas de esquinas de perfiles tubulares, o entre una superficie curva y otra plana, figura 59.7.c, el espesor de garganta deberá determinarse a partir de soldaduras de prueba ejecutada sobre probetas de la misma sección que vaya a ser usada en producción.

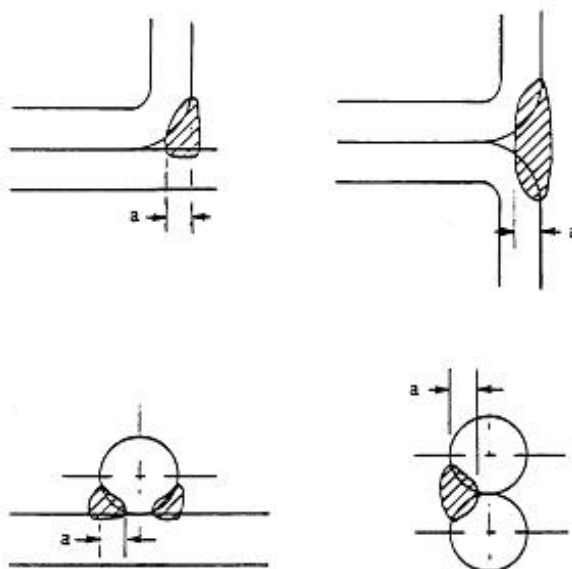


Figura 59.7.c.

Las probetas se seccionarán y se medirá el espesor de garganta, repitiéndose el proceso hasta conseguir una técnica de soldeo que garantice el conseguir en producción el espesor de garganta deseado.

Se denomina plano de garganta al definido por la garganta y por el eje del cordón, intersección de los dos planos a unir mediante el cordón de soldadura figura 59.8.

59.8. Resistencia de cordones en ángulo.

En lo que sigue se estudia un tramo de cordón de soldadura en ángulo de longitud lo suficientemente pequeña para poder suponer que en él las tensiones son uniformes.

Se supondrá que las fuerzas transmitidas por dicho tramo de cordón, dan origen a las tensiones normales $\sigma_{//}$, que actúa sobre un plano normal al eje del cordón y que no afecta a la resistencia del cordón, y $\sigma_{\perp}$, que actúa sobre el plano de garganta; y a las tensiones tangenciales $\tau_{//}$ y $\tau_{\perp}$, que actúan sobre el plano de garganta en dirección paralela y perpendicular al eje del cordón, respectivamente, figura 59.8.

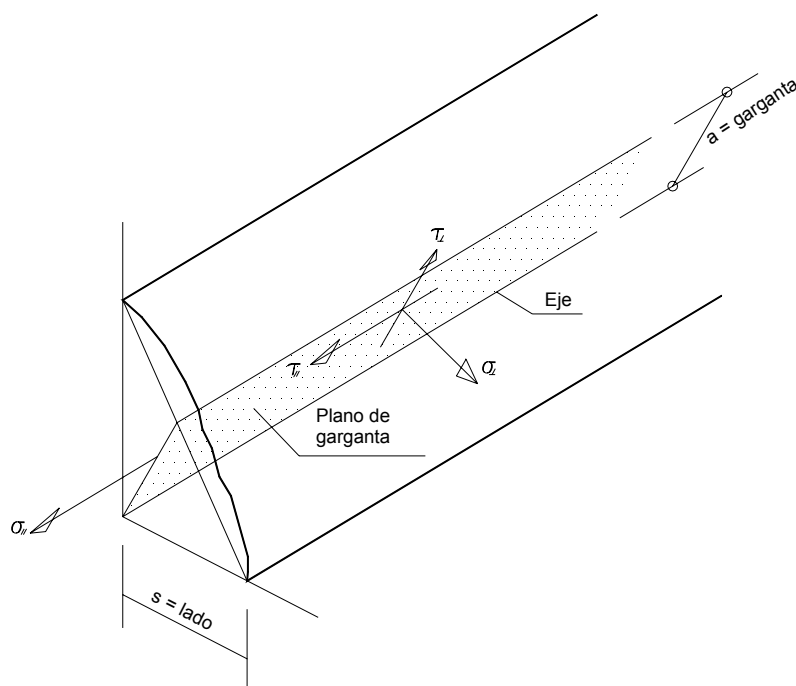


Figura 59.8.

59.8.1. Longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo es igual a su longitud total, incluyendo las prolongaciones de esquina y sin descontar los cráteres finales.

No se considerarán efectivos para transmitir esfuerzos aquellos cordones con longitudes inferiores a 40 mm o a 6 veces el espesor de garganta.

La longitud efectiva de los cordones de soldadura en las uniones viga-soporte se calculará de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 62.1.1.

En uniones a solape en las que sea $L_w \geq 150x_a$, en donde L_w es la longitud del cordón, la longitud efectiva $L_{w,ef}$ se tomará igual a $L_{w,ef} = \beta_1 \times L_w$, viniendo dado β_1 por:

$$\beta_1 = 1,2 - \frac{0,2 \times L_w}{150a} \leq 1$$

No se aplicará esta reducción cuando la distribución de tensiones a lo largo de la soldadura sea igual a la distribución de tensiones en el metal de base contiguo, como, por ejemplo, en el caso de la soldadura de unión ala-alma en vigas armadas de chapa.

Para cordones en ángulo de más de 1700 mm de longitud que unan rigidizadores a elementos de chapa se tomará $L_{w,ef} = \beta_2 \times L_w$ siendo:

$$0,6 \leq \beta_1 = 1,1 - \frac{L_w}{17000} \leq 1$$

y estando dado L_w en mm.

59.8.2. Resistencia.

La resistencia del cordón es suficiente si se cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

en donde f_u es la resistencia a tracción del acero de las piezas a soldar, β_w el factor de correlación, que depende del tipo de acero de las piezas a soldar y γ_{Mw} el coeficiente de minoración de resistencia, $\gamma_{Mw} = 1,25$.

En la Tabla 59.8.2 se indican los valores de β_w y los valores de f_u para los aceros más usuales para espesores del material no superiores a 40 mm:

Tabla 59.8.2. Coeficientes de correlación.

TIPO DE ACERO	NORMA	RESISTENCIA A TRACCIÓN, f_u , N/mm ²	COEFICIENTE DE CORRELACIÓN, β_w
S 235	UNE EN 10025	360	0,80
S 275	UNE EN 10025	430	0,85
S 355	UNE EN 10025	520	0,90
S 355 W	UNE EN 10155	520	0,90
S 275	UNE EN 10113	390	0,80
S 355	UNE EN 10113	490	0,90
S 420 M	UNE EN 10113	500	1,00
S 420 N	UNE EN 10113	520	1,00
S 460 M	UNE EN 10113	530	1,00
S 460 N	UNE EN 10113	550	1,00

Para valores intermedios de f_u , los valores de β_w pueden obtenerse por interpolación lineal.

Si un cordón de espesor de garganta a y longitud ℓ tiene que transmitir una fuerza F que forma un ángulo α con el eje del cordón, las condiciones anteriores se satisfacen cuando la tensión tangencial media en el cordón cumple la condición:

$$\tau_w = \frac{F}{a \times \ell} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{2 + \cos^2 \alpha}}$$

Se está del lado de la seguridad si se toma, para cualquier valor de α :

$$\tau_w = \frac{F}{a \times \ell} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

En uniones ala-alma de vigas armadas que solo transmitan tensiones tangenciales, realizadas con dos cordones continuos de espesor de garganta a sobre un alma de espesor t_w , las condiciones anteriores se cumplen cuando $a \geq 0,40x t_w$ para los aceros amparados por la norma EN 10025 partes 2 y 5 y para los aceros S 275 y S 355 de la EN 10025, partes 3 y 4, o cuando $a \geq 0,55x t_w$ para los aceros S 420 y S 460 de la EN 10025, partes 3 y 4.

Cuando una pieza plana de espesor t_f , sometida a esfuerzo axil, se una a otra normal a ella mediante dos cordones en ángulo frontales de la misma longitud que la pieza y de garganta a , se considerarán cumplidas las condiciones anteriores cuando sea $a \geq 0,55x t_w$ para los aceros amparados por la norma EN 10025 partes 2 y 5 y para los aceros S 275 y S 355 de la EN 10025, partes 3 y 4.

Comentarios

Para los aceros S 420 y S 460 se necesita $a \geq 0,75x t_w$ lo que hace pensar que para estos aceros hay que reconsiderar el valor de β_w o las fórmulas en función de f_u .

59.9. Resistencia de cordones a tope.

59.9.1. Resistencia de cordones de penetración completa.

Cumplidas las condiciones impuestas en el apartado 59.1 de la presente Instrucción, la resistencia de un cordón de soldadura de penetración completa, sin defectos, es igual o superior a la del metal de base contiguo más débil, por lo que no precisa ser calculado.

59.9.2. Resistencia de cordones de penetración parcial.

La resistencia de un cordón de soldadura a tope de penetración parcial, sin defectos, es igual a la de un cordón en ángulo del mismo espesor de garganta y se comprobará por tanto según se indicó en el artículo 59.8 anterior.

El espesor de garganta a considerar será igual a la penetración que pueda conseguirse permanentemente, lo que debe verificarse mediante las oportunas pruebas.

Cuando la preparación de bordes es en V, U o J, puede tomarse sin necesidad de realizar pruebas como valor del espesor de garganta, figura 59.9.2.a, el de la

profundidad de la preparación de bordes menos 2 mm. Puede tomarse un valor superior si así se demuestra mediante las oportunas pruebas.

En uniones en T, figura 59.9.2.b, en las que existan dos cordones a tope de penetración parcial reforzados con dos cordones de ángulo, puede suponerse que la unión equivale a una unión a tope de penetración completa si la suma de los espesores nominales de garganta es igual o mayor que el espesor de la pieza a unir y si el espesor sin soldar no es superior a 3 mm si el espesor t de la pieza es igual o superior a 15 mm, o a $t/5$ si $t < 15$ mm.

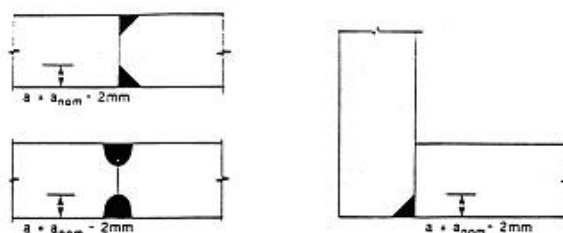


Figura 59.9.2.a

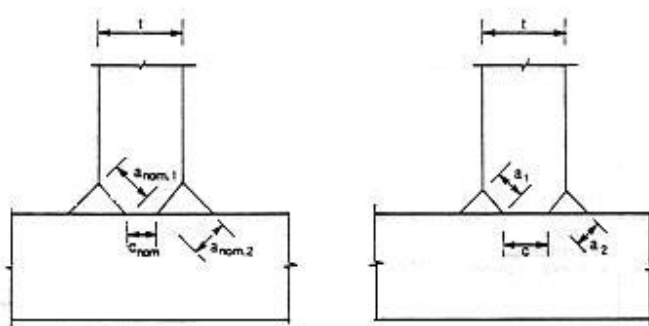


Figura 59.9.2.b

Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el espesor de garganta se determinará de acuerdo con lo indicado en el artículo 59.7.

No se emplearán este tipo de cordones en uniones solicitadas a fatiga, ni cuando hayan de transmitir esfuerzos de tracción normales a su eje.

Comentarios:

La ductilidad de este tipo de cordones es bastante escasa y rompen con poca deformación, similar a la de los cordones frontales.

59.10. Resistencia de soldaduras de botón o en ranura

La resistencia de una soldadura en botón o en ranura se considerará aceptable si se cumple la condición:

$$\tau_w = \frac{F_{wSd}}{A_w} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

en donde τ_w es la tensión tangencial media en la soldadura, F_{wSd} el esfuerzo de cálculo a transmitir y A_w es igual al área del agujero si la soldadura es en botón o al

producto ax^ℓ si la soldadura es en ranura; en este caso, a es el espesor de garganta y ℓ la longitud del cordón, medida a una distancia igual a $a/2$ del borde interior de la ranura.

Los demás símbolos tienen el mismo significado que en el apartado 59.8

59.11. Reparto de esfuerzos entre los cordones de una unión.

Los esfuerzos que actúan sobre la unión se determinarán de acuerdo con lo dispuesto en los capítulos 2, Bases de Cálculo y 4, Análisis Estructural, y en el apartado 56.2 de la presente Instrucción..

La distribución de dichos esfuerzos entre los distintos cordones de la unión puede efectuarse suponiendo un comportamiento elástico de la unión o un comportamiento plástico de la misma. En general, es aceptable considerar una distribución de fuerzas simplificada dentro de la unión, siempre que se cumplan las condiciones impuestas en el artículo citado.

Si el reparto de esfuerzos se realiza suponiendo un comportamiento plástico de la unión, se supondrá para los cordones de soldadura el diagrama tensión-deformación de cálculo indicado en la figura 59.11.a. En dicho diagrama, la deformación se toma igual al

cociente $\varepsilon_w = \frac{v}{a}$, figura 59.11.b.

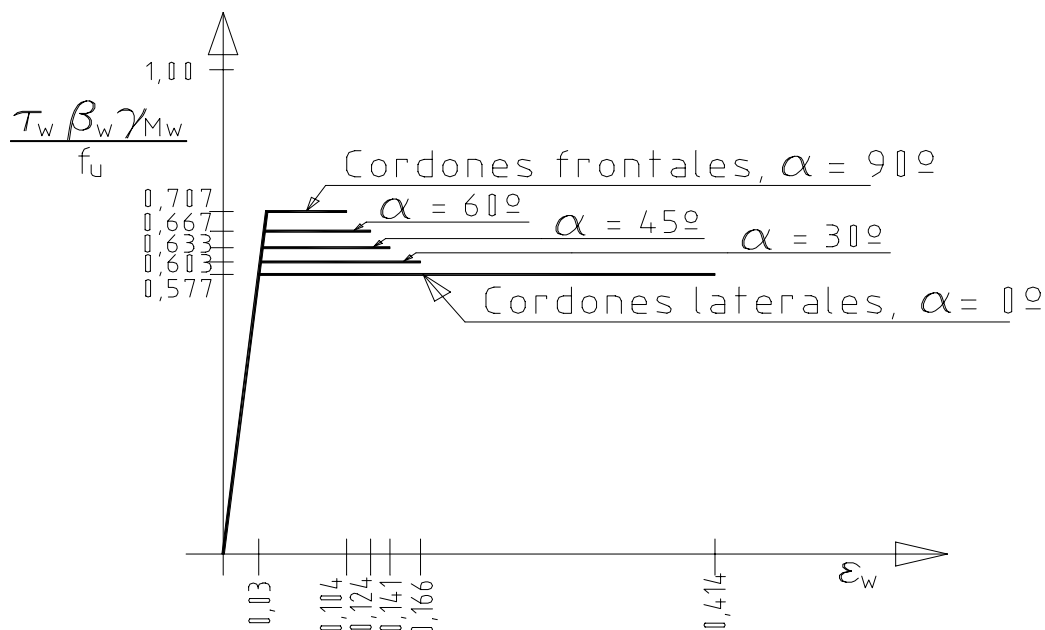


Figura 59.11.a

No es preciso tener en cuenta las tensiones residuales u otras tensiones que no intervengan en la transmisión de esfuerzos entre las distintas piezas, tales como la tensión $\sigma_{\perp}$ sobre planos normales al eje del cordón.

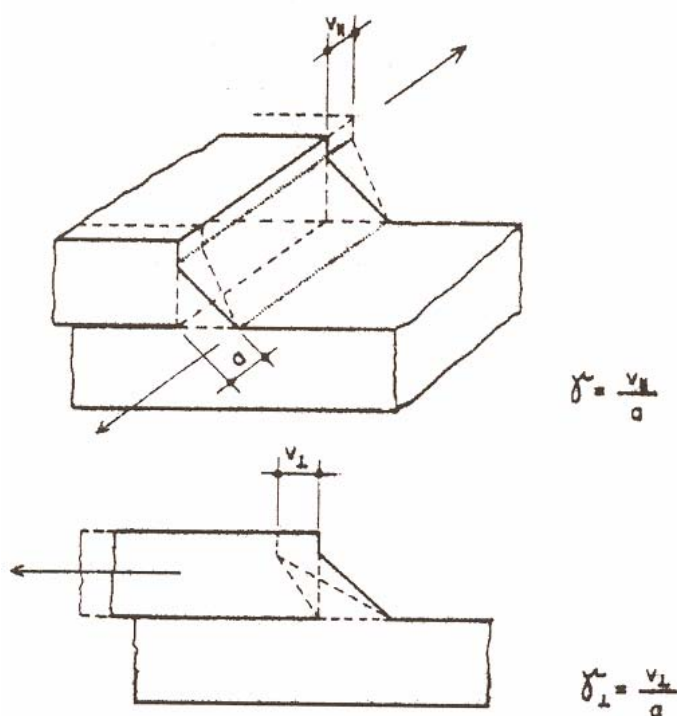


Figura 59.11.b

Artículo 60.º Uniones entre elementos sometidos a esfuerzo axial.

60.1. Uniones planas centradas.

Se entiende por unión plana centrada la realizada con ayuda de una serie de cordones de soldadura coplanarios o de un conjunto de tornillos que unen piezas sensiblemente coplanarias, destinadas a transmitir entre las piezas a unir una fuerza F_{wSd} contenida en el plano de los cordones de las piezas, y que pasa por el centro de gravedad de los cordones o tornillos.

60.1.1. Uniones planas centradas soldadas.

El método de cálculo que se indica a continuación puede hacerse extensivo a uniones en las que los cordones no estén en un mismo plano y, a uniones en las que estando todos los cordones en el mismo plano, la fuerza F_{wSd} no esté contenida en el mismo, siempre que pase por el centro de gravedad de los cordones, figura 60.1.1.

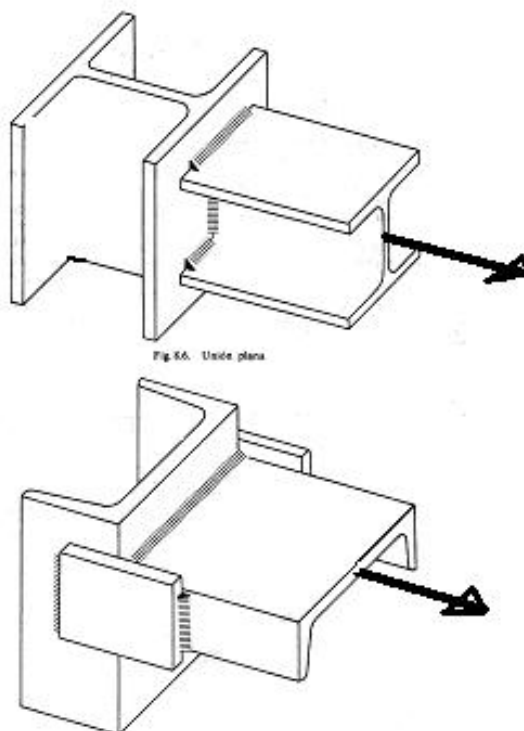


Figura 60.1.1.

Si no se desea efectuar un análisis más exacto teniendo en cuenta la resistencia de cada cordón en función de su orientación respecto a la fuerza F_{wSd} , puede suponerse un reparto de esfuerzos proporcional a las áreas de garganta de los distintos cordones, por lo que la unión será segura si se cumple que:

$$\frac{F_{wSd}}{\sum a_i \times \ell_i} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

en donde a_i y ℓ_i son los espesores de garganta y las longitudes de los distintos cordones que forman la unión. En la determinación de cada valor de ℓ_i se tendrá en cuenta lo dispuesto en el apartado 59.8.1.

60.1.2. Uniones planas centradas atornilladas.

Son aquellas uniones en las que la fuerza a transmitir pasa por el centro de gravedad del grupo de tornillos encargados de transmitirla.

Se podrá suponer reparto uniforme entre todos los tornillos de la unión siempre que la longitud L_j de ésta, medida en la dirección de la fuerza a transmitir entre centros de tornillos extremos, no sea superior a $15 \times d_0$. En este caso, la resistencia de cálculo de la unión será:

$$N_{Rsd} = n \times F_{Rsd}$$

siendo n el número de tornillos y F_{Rsd} la resistencia de uno de ellos, determinada, en función de la categoría de la unión, según lo dispuesto en el artículo 58º.

Cuando la longitud de la unión sea superior a $15 \times d$, su resistencia viene dada por

$$N_{Rsd} = \beta \times n \times F_{Rsd}$$

en donde β es un coeficiente corrector que viene dado, figura 60.1.2, por

$$\beta = 1 - \frac{L_j - 15d}{200 \times d}$$

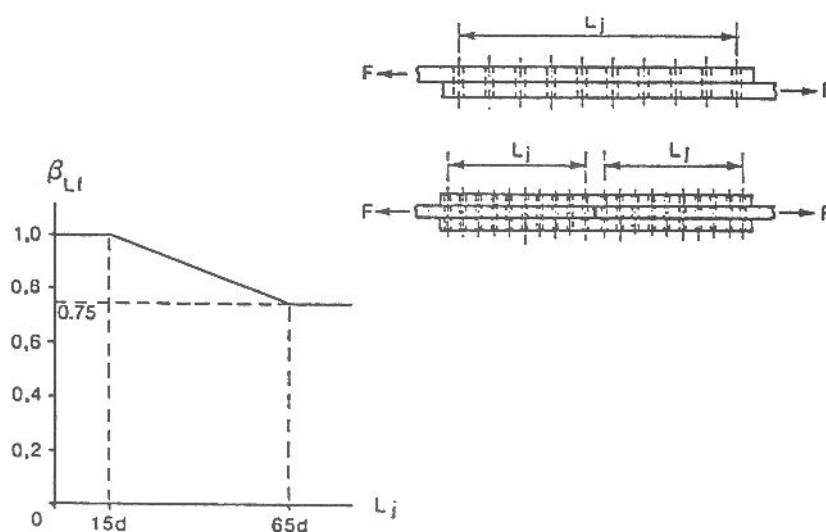


Figura 60.1.2.

No se aplicará esta reducción cuando la distribución de tensiones a lo largo de la unión sea igual a la distribución de tensiones en las piezas contiguas, como, por ejemplo, en el caso de uniones largas con doble casquillo de angular, artículo 70.3.

60.2. Uniones planas excéntricas.

Son uniones planas, soldadas o atornilladas, en las que la fuerza a transmitir F_{wSd} pasa a una cierta distancia d del centro de gravedad del grupo de cordones de soldadura o de los tornillos.

Si el estudio de la unión se realiza por métodos plásticos, se supondrá que una de las piezas a unir se mueve con respecto a la otra girando alrededor de un cierto centro instantáneo de rotación, figura 60.2, a determinar.

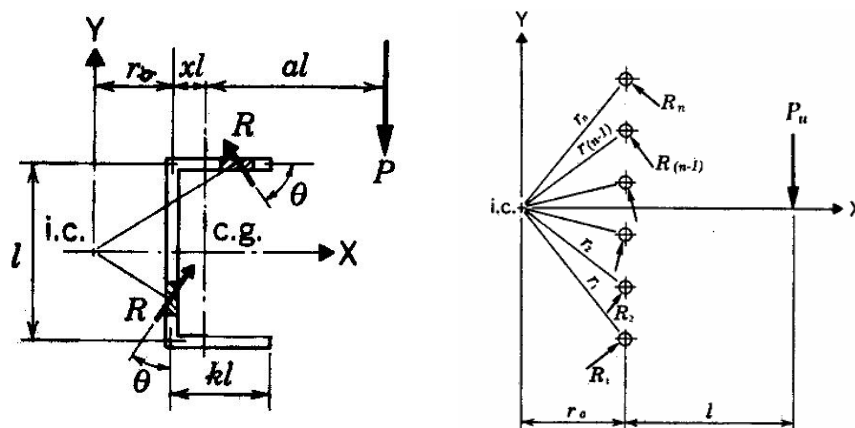


Figura 60.2.

La deformación en cada punto de los cordones de soldadura o en cada tornillo se supondrá proporcional a la longitud del radio vector que une el punto con el centro instantáneo de rotación y normal a él. La tensión media en cada punto τ_w se determinará a partir de los diagramas tensión-deformación dados en la figura 59.11.a para uniones soldadas, o recurriendo a la bibliografía especializada para uniones atornillada. La posición del centro instantáneo de rotación se determinará imponiendo las condiciones de equilibrio.

Comentarios

Pueden utilizarse las tablas XVIII a XXV para uniones soldadas o las X a XVII para uniones atornilladas de la parte "Connections" del Manual del AISC.

Si el estudio se realiza en régimen elástico, se supondrá que la fuerza F_{Sd} actuando excéntricamente equivale a la misma fuerza pasando por el centro de gravedad de los cordones o tornillos y a un momento M_{Sd} de valor $M_{Sd} = dx F_{Sd}$ y de eje normal al plano de los cordones.

El efecto de la fuerza F_{Sd} pasando por el centro de gravedad de los cordones se determinará de acuerdo con lo indicado en el apartado 60.1.

Para determinar el efecto del momento M_{Sd} , se supondrá que, a causa del mismo, una de las piezas a unir gira respecto a la otra alrededor del centro de gravedad de los cordones o tornillos, que es ahora el centro instantáneo de rotación. En los dos apartados siguientes se estudian sus efectos en uniones soldadas o atornilladas.

60.2.1. Uniones planas excéntricas soldadas.

A causa de dicho giro, la tensión tangencial media τ_w en un punto cualquiera de los cordones de soldadura es proporcional a la longitud del radio vector que une el punto con el centro instantáneo de rotación y normal a él.

Siendo I_p el momento de inercia polar del área de los cordones respecto a su centro de gravedad,

$$I_p = \int_A (y^2 + z^2) dA$$

las componentes τ_{wz} y τ_{wy} vienen dadas por:

$$\tau_{wz} = \frac{M_{Sd} \times y}{I_p}; \quad \tau_{wy} = \frac{M_{Sd} \times z}{I_p}$$

Estas componentes deberán sumarse vectorialmente a las originadas por F_{wSd} supuesta actuando en el centro de gravedad de los cordones. La unión será segura si en el punto más desfavorable, que frecuentemente es el más alejado del centro de gravedad de los cordones, se cumple la condición:

$$|\tau_{wMAX}| \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

60.2.2. Uniones planas excéntricas atornilladas.

De la misma forma, el giro relativo entre las piezas a unir origina un esfuerzo en cada tornillo $F_{i,Sd}$, proporcional a la longitud del radio vector que une el punto con el centro instantáneo de rotación y normal a él.

Sea

$$I'_p = \sum_{i=1}^n (y_i^2 + z_i^2)$$

la suma de los cuadrados de las longitudes de los n radios vectores. Las componentes $F_{iy,Sd}$ y $F_{iz,Sd}$ del esfuerzo $F_{i,Sd}$ en cada tornillo ocasionado por el momento M_{Sd} , vienen dadas por:

$$F_{iy,Sd} = \frac{M_{Sd} \times z_i}{I'_p}; \quad F_{iz,Sd} = \frac{M_{Sd} \times y_i}{I'_p}$$

en donde z_i e y_i son las coordenadas del eje del tornillo correspondiente.

Estas componentes deberán sumarse vectorialmente a las originadas por F_{Sd} supuesta actuando en el centro de gravedad de los tornillos. La unión será segura si en el tornillo más desfavorable, que frecuentemente es el más alejado del centro de gravedad del conjunto de todos ellos, se cumple la condición:

$$F_{Sd} \leq F_{Rd}$$

en donde F_{Rd} es a resistencia del tornillo, calculada de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 58°

60.3. Uniones con cartelas

Las cartelas son piezas de chapa que se utilizan para facilitar la unión de los montantes y diagonales a los cordones en los nudos de estructuras trianguladas. No es habitual usarlas cuando las barras de la estructura son perfiles tubulares.

La unión de las diagonales o montantes a la cartela o cartelas puede realizarse mediante tornillos o soldadura. Se procurará que el eje de cada barra coincida con el eje de los elementos resistentes de la unión de dicha barra, tornillos o soldadura, a la cartela o cartelas. En caso contrario se tendrá en cuenta la excentricidad existente para la comprobación de la unión y de la propia barra.

La unión de la cartela a los cordones se realiza en la mayoría de los casos mediante soldadura

Cuando el cordón de estructura triangulada de tipo Warren es un perfil doble T o H con el alma en el plano de la estructura, figura 60.3.a, la unión de la cartela a dicho cordón está sometida en general a una fuerza H igual a la diferencia entre los esfuerzos axiales a un lado y a otro del nudo, $H = N_1 - N_2$ y a un momento $M = Hxe$, siendo e la distancia de la soldadura de unión cartela-perfil al centro de gravedad de éste.

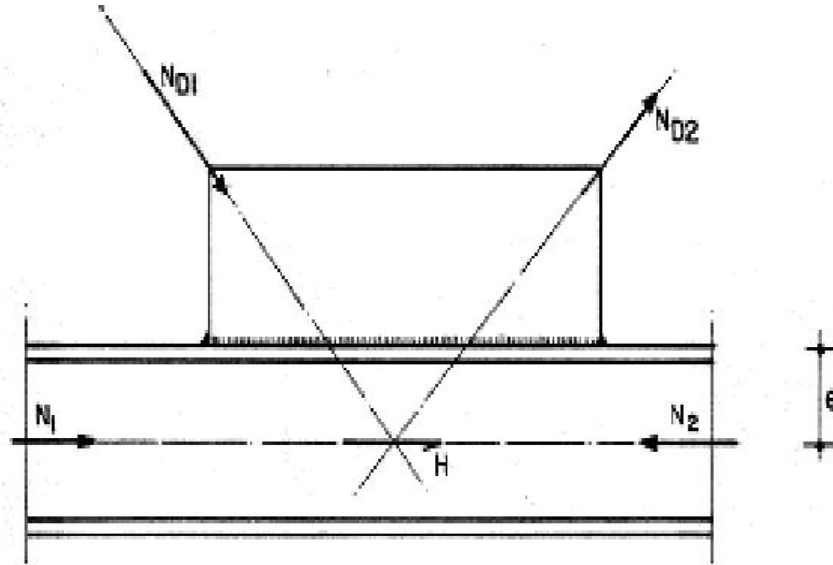


Figura 60.3.a

En nudos de celosía tipo Pratt, figura 60.3.b, puede suponerse que la fuerza en la diagonal se equilibra con fuerzas horizontales y verticales en los lados de las cartelas unidas al montante y al cordón, elegidas de manera que se cumplan las condiciones de equilibrio y tales que los cordones de soldadura existentes entre cartela y piezas sean capaces de transmitirlos.

Se obtienen resultados razonables suponiendo que dichas fuerzas pasan por los puntos B y D teóricos de intersección de los bordes de la cartela, supuestos prolongados, con los ejes del montante y del cordón; por el centro A del lado más largo de la cartela y que se cortan sobre el eje de la diagonal, punto C.

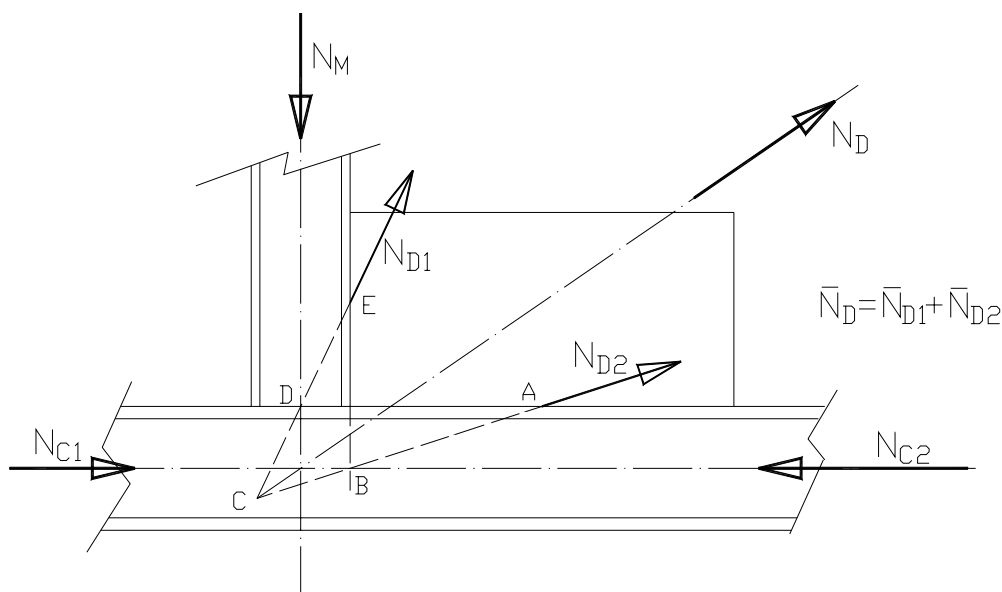


Figura 60.3.b.

Cuando, a causa de la forma de la sección de las diagonales y montantes, I, U o H, sea preciso emplear una cartela doble y no se dé continuidad al alma de la diagonal o montante, se tendrá en cuenta este hecho tomando como sección de cálculo de la diagonal o montante para las comprobaciones locales en el nudo el valor, figura 60.3.c

$$A_{ef} = A \left(1 - \frac{x}{\ell} \right)$$

Esta reducción de área no se tendrá en cuenta para la comprobación general de la pieza frente a la inestabilidad.

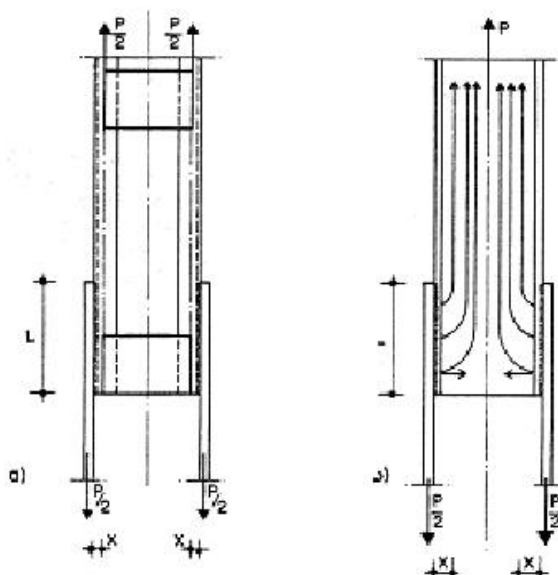


Figura 60.3.c.

La misma expresión puede utilizarse para tener en cuenta la excentricidad que se produce si la diagonal o montante están formados por dos perfiles apareados. En este caso será obligatorio colocar una presilla en el extremo de la pieza situado entre las cartelas.

El espesor de la cartela t será tal que se cumpla, figura 60.3.d.:

$$\frac{F_{cSd}}{t \times (b + \ell)} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

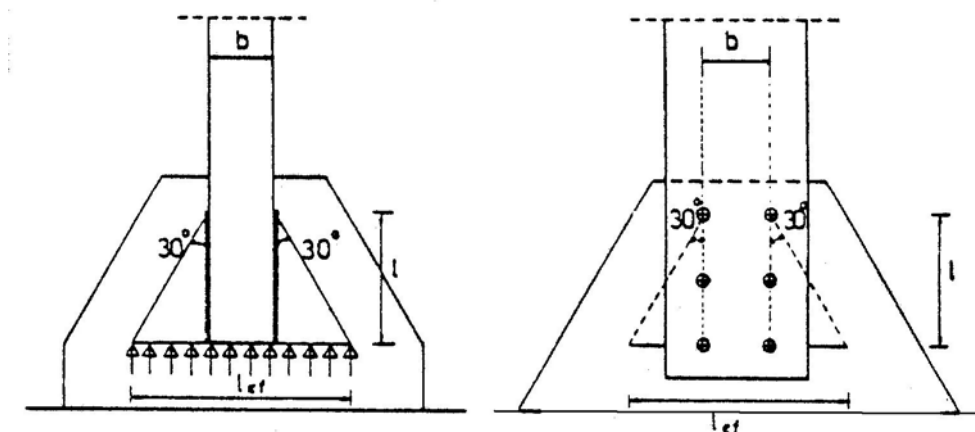


Figura 60.3.d.

En la expresión anterior es F_{cSd} el esfuerzo transmitido a la cartela, b la anchura de la pieza en dirección normal al esfuerzo F_{cSd} , ℓ la longitud de los cordones de soldadura o la distancia entre tornillos extremos, medida en la dirección del esfuerzo F_{cSd} , f_y el límite elástico del acero de la cartela y γ_{M0} el coeficiente de minoración de resistencias.

Comentarios

Se ha seguido el método Thorton para la determinación de fuerzas en cartelas de celosías tipo Pratt. Para la determinación del espesor de cartelas se ha seguido el método de Withmore.

Artículo 61.º Uniones entre elementos sometidos a flexión.

61.1. Empalmes con cubrejuntas

Los empalmes con cubrejuntas se realizan casi exclusivamente con uniones atornilladas. Su uso en uniones soldadas se autoriza exclusivamente para trabajos de reparación o de refuerzo.

Son uniones entre piezas de perfiles iguales o similares, con los ejes en prolongación o formando un ángulo lo suficientemente pequeño para que las fuerzas de desvío sean despreciables, realizados con ayuda de piezas rectangulares de chapa, a las que se denomina cubrejuntas, atornilladas a las dos piezas a unir.

En consecuencia, un empalme con cubrejuntas consta de dos grupos de uniones, el formado por las uniones de una de las piezas a los cubrejuntas y el formado por las uniones de éstos a la otra pieza.

Las uniones de los cubrejuntas a las piezas pueden ser de cualquiera de las categorías A, B o C, aunque lo habitual es que se proyecten como de categoría A.

Cada parte, ala o alma, de las piezas a unir dispondrá de sus propios cubrejuntas; los de las alas podrán ser simples, dispuestos por una sola cara, o dobles, dispuestos en ambas caras de la misma; los del alma serán dobles, salvo justificación especial. Las partes que, excepcionalmente, no dispongan de cubrejuntas, no se considerarán en la comprobación de la resistencia de la pieza en las proximidades del empalme.

El centro de gravedad de la sección de los cubrejuntas que sirven a una pieza deberá coincidir con el de la sección de la misma, y, salvo estudio detallado que lo justifique, su área y sus momentos de inercia deberán ser iguales o ligeramente superiores.

Se admitirá, cualquiera que sea la categoría de las uniones a emplear, que la unión es rígida, esto es, que en la sección de empalme existen los mismos esfuerzos que habría si las dos piezas a unir formasen una pieza única.

Estos esfuerzos se repartirán entre las distintas partes de la pieza, y se transmitirán a través de las uniones atornilladas con los cubrejuntas correspondientes, de acuerdo con los siguientes criterios:

- El esfuerzo axial N_d a transmitir entre las piezas a unir se repartirá entre las uniones de cada uno de los grupos proporcionalmente a la sección de la parte de la pieza correspondiente.
- El momento flector M_d a transmitir entre las piezas a unir se repartirá entre las uniones de cada uno de los grupos proporcionalmente al momento de inercia de la parte de la pieza correspondiente respecto al eje oportuno de la pieza total. Como alternativa, puede suponerse transmitido totalmente por las uniones de alas, siempre que estas alas sean capaces de transmitir el momento sin colaboración del alma.
- El esfuerzo cortante V_d a transmitir entre las piezas a unir se repartirá entre las uniones de cada uno de los grupos en función de la distribución de tensiones tangenciales que dicho esfuerzo cortante ocasiona en la pieza. En secciones en I, H o en U, se admitirá que es resistido exclusivamente por las uniones del alma.
- Se tendrá en cuenta el momento flector que el cortante, que actúa en la sección de empalme, ocasiona en el centro de gravedad de las uniones sobre las que actúa, situado a cierta distancia de dicha sección de empalme.

Como consecuencia de los esfuerzos repartidos, cada una de las uniones de alas debe ser capaz de resistir un esfuerzo axial N_{df} , que se admitirá que se reparte uniformemente entre todos los tornillos de la unión. El valor de N_{df} viene dado por:

$$N_{df} = N_d \frac{A_f}{A} + M_d \frac{I_f}{I} \times \frac{1}{h}$$

en donde N_d y M_d son los esfuerzos en la sección de empalme, A_f el área de un ala, I_f el momento de inercia del conjunto de ambas alas respecto al eje de inercia de la pieza, A e I el área y el momento de inercia de la pieza y h el brazo de palanca del momento. Si las uniones de ala se realizan con doble cubrejunta, h será igual al canto de la pieza menos el espesor del ala; si la unión se realiza con cubrejuntas a un solo lado de las alas, se tomará para h la distancia entre planos de unión de cubrejuntas con alas, figura 61.1.

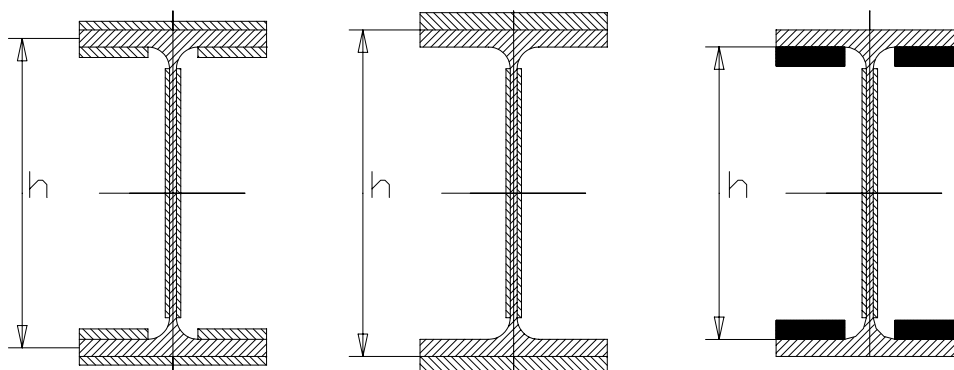


Figura 61.1

- Las uniones de las almas a los cubrejuntas estarán sometidas a:
- Un esfuerzo axial N_{dw} , dirigido según la directriz de la pieza, que se supondrá repartido uniformemente entre todos los tornillos de la unión; el valor de N_{dw} es:

$$N_{dw} = N_d \frac{A_w}{A}$$

- en donde N_d es el esfuerzo axial en la sección de empalme, A_w el área del alma y A el área de la pieza.
- Un esfuerzo cortante V_d , dirigido en dirección normal a la directriz de la pieza, que se reparte uniformemente entre todos los tornillos o roblones de la unión.
- Un momento M_w , ocasionado por el flector en la sección de empalme y por la excentricidad del cortante, de valor:

$$M_w = M_d \frac{I_w}{I} + V_d \times d$$

en donde M_d y V_d son el momento flector y el esfuerzo cortante en la sección de empalme, I_w el momento de inercia del alma y d la distancia entre la sección de empalme y el centro de gravedad del área de los tornillos de la unión de los cubrejuntas a una de las piezas.

Para la determinación del esfuerzo que este momento M_w ocasiona en cada tornillo pueden emplearse métodos elásticos o plásticos, siempre que se cumplan las condiciones impuestas en el apartado 58.10.

En el caso de que se emplee el método elástico, se aplicará lo indispuesto en el apartado 60.2.

61.2. Empalmes con chapa frontal

El empalme de vigas mediante chapa frontal, figura 61.2.a, debe ser de categoría E

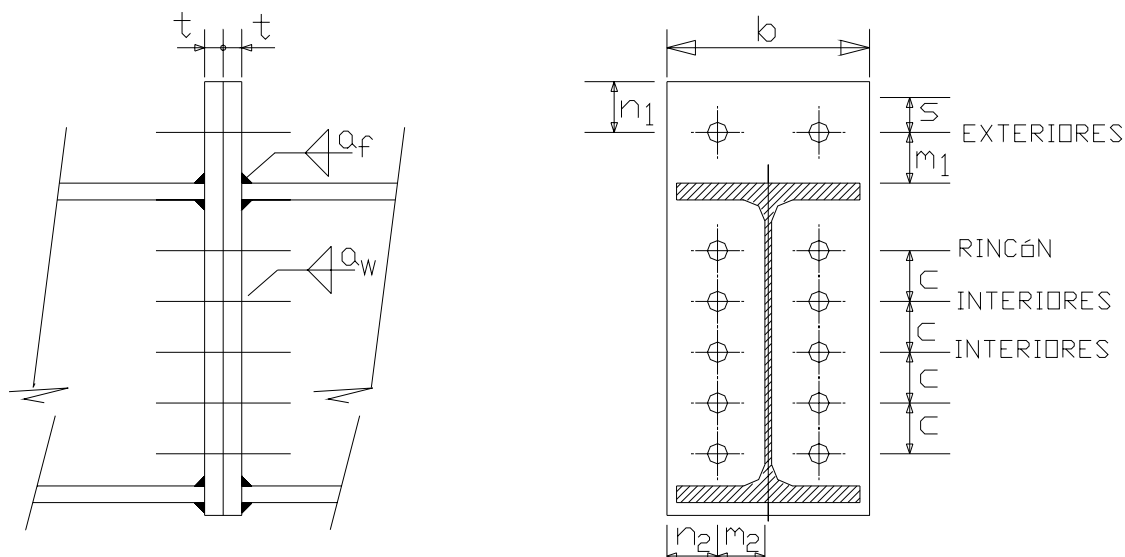


Figura 61.2.a

según el apartado 58.9 y se considerará como unión rígida; por tanto, en la sección de empalme se supondrá que existen los mismos esfuerzos que habría si las dos piezas a unir fuesen una pieza única.

Se recomienda que el espesor de la chapa frontal sea igual o superior al diámetro de los tornillos.

Se recomienda que las distancias de los tornillos al perfil sean lo más pequeñas posible, siempre que permitan la correcta colocación y apriete de los tornillos ($m_1 \approx m_2 \approx 2 \times d$, siendo d el diámetro de los tornillos)

A efectos de resistir esfuerzos axiales o momentos flectores, sólo se considerarán eficaces dos columnas de tornillos, una a cada lado del alma del perfil y precisamente las más próximas a ella, salvo que se empleen chapas frontales de fuertes espesores o convenientemente rigidizadas y se realice un estudio detallado de la unión.

Si no se toman las precauciones indicadas, las demás columnas que se dispongan sólo se considerarán eficaces a efectos de resistir esfuerzos cortantes.

La unión soldada de las vigas a las chapas frontales se realizará de forma que sea tan resistente como la propia viga; para ello basta con tener en cuenta lo dispuesto en el apartado 68.8. Se tendrá en cuenta la compatibilidad de estas gargantas con el espesor de la chapa frontal.

No se recomienda, salvo estudio detallado, el empleo de este tipo de uniones en piezas en las que sean determinantes las sollicitaciones de fatiga.

Existen tres mecanismos de agotamiento o modos de fallo para cada tornillo trabajando a tracción y para la zona de chapa frontal contigua al mismo. Para cada uno de estos tres modos de fallo se determinará una resistencia a tracción de cálculo, F_{Rdi} , con $i = 1, 2$ ó 3 y de acuerdo con las expresiones siguientes:

- Para el modo de fallo 1, formación de un mecanismo plástico completo en la chapa frontal,

$$F_{Rd1} = \frac{2 \times b_{ef1} \times m_p}{m - a\sqrt{2}}$$

- Para el modo de fallo 2, formación de un mecanismo plástico parcial en la chapa frontal y rotura simultánea del tornillo a tracción,

$$F_{Rd2} = \frac{b_{ef2} \times m_p + s \times N_0}{m - a\sqrt{2} + s}$$

- Para el modo de fallo 3, rotura a tracción del tornillo,

$$F_{Rd3} = N_0$$

La resistencia a tracción de cálculo del tornillo y de la zona contigua de chapa frontal será el más pequeño de estos tres valores,

$$F_{Rd} = \text{mínimo}(F_{Rd1}, F_{Rd2}, F_{Rd3}).$$

En las expresiones anteriores se tomará:

$$m_p = \frac{t^2 \times f_y}{4 \times \gamma_{M0}},$$

en donde t es el espesor de la chapa frontal y f_y su límite elástico.

- Para los tornillos exteriores, $b_{ef1} = b_{ef2} = b/2 \leq 2\pi m$; $m = m_1$; $a = a_f$; $s = n_1 \leq 2xt$
- Para los tornillos de rincón,

$$b_{ef1} = 2,525 \times m + 0,5 \times (n + c) \leq 2\pi m;$$

$$b_{ef2} = 4 \times m + 2,9 \times n + 0,5 \times c \leq 2\pi m;$$

$$m = m_2 - a_w \sqrt{2}; \quad a = a_w$$

- Para los tornillos interiores, $b_{ef1} = b_{ef2} = c \leq 2\pi m$; $m = m_2$; $a = a_w$
- Si la sección de empalme está sometida en general a un esfuerzo axial N_d , positivo si es de tracción, un cortante V_d y un momento flector M_d , la comprobación de la unión se realizará según se indica a continuación, figura 61.2.b.
- Se determinará el valor de F_{Rd} para cada uno de los tornillos de acuerdo con lo indicado en el presente artículo.
- Para uniones en las que $N_d \geq -A_w \times f_y / \gamma_{M0}$, se calculará la altura y de la zona comprimida de la placa frontal mediante la expresión:

$$y = \frac{\sum F_{Rd} - N_d}{b \times f_{yd}}$$

en donde b es la anchura de la placa frontal. En el sumatorio se incluirán las parejas de tornillos necesarias para que se cumpla que $0 \leq y \leq 2k$, debiendo ser:

$$k - t_f/2 - a_f \sqrt{2} \leq 0,55xt \quad (a)$$

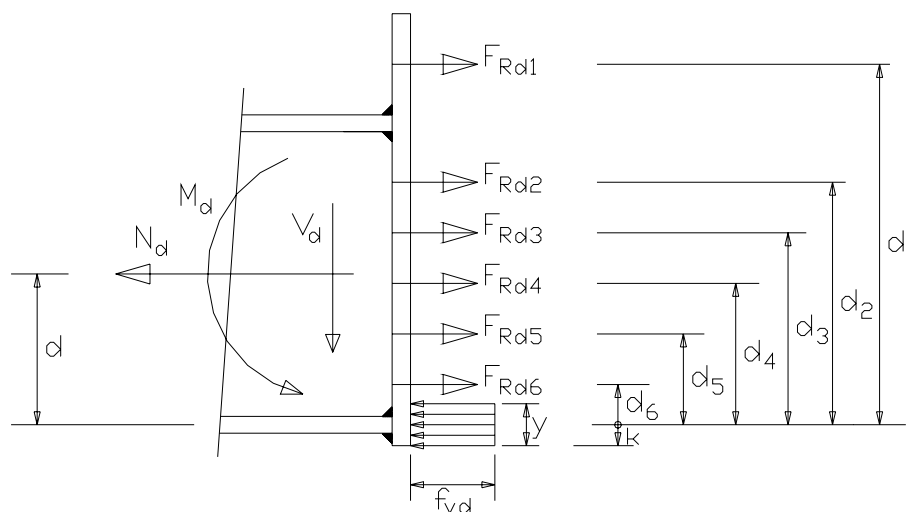


Figura 61.2.b

- En uniones en las que sea $N_d < -A_w x f_{yd}$, la tensión de contacto f_{yd} se repartirá en la altura necesaria para establecer el equilibrio de fuerzas; la anchura de reparto cumplirá en cada caso la condición (a) anterior o la equivalente para el alma.
- El momento M_{Rd} que puede resistir la unión viene dado por:

$$M_{Rd} = \sum (F_{Rdi} \times d_i) - N_d \times d$$

- en donde el sumatorio debe extenderse a las mismas parejas de tornillos que se hayan utilizado en el cálculo de la altura y.
- Para que la unión sea segura, deberá cumplirse que $M_d \leq M_{Rd}$.

El esfuerzo cortante V_d que actúa sobre la unión se supondrá repartido uniformemente entre todos los tornillos y resistido por ellos trabajando como pertenecientes a una unión de categorías A, B o C. No es preciso considerar interacción alguna con el momento M_d a resistir, pero si la unión es de categoría B o C frente al cortante, se tomará a estos efectos como esfuerzo de pretensado del tornillo

$$N_{0ef} = N_0 - N_d/n_t,$$

siendo n_t el número total de tornillos en la unión y debiendo introducirse N_d con su signo.

61.3. Uniones mediante doble casquillo de angular

La unión con doble casquillo de angular, figura 61.3.a, puede suponerse que es una articulación, tanto si se destina a unir una viga a un soporte como si se destina a unir una viga a una jácena o carrera perpendicular a ella. En general su uso es recomendable siempre que se quiera disponer de una unión articulada en el extremo de una viga.

El único esfuerzo a considerar es la reacción V_d de apoyo de la viga en el soporte o carrera, que se supondrá actuando en la cara de contacto de los casquillos con el soporte o carrera.

Tanto la unión de la viga a los casquillos de angular como la de éstos al soporte o a la carrera, pueden ser atornillada, de cualesquiera de las categorías A, B o C, o soldada.

En caso de realizar la unión con tornillos, éstos se dispondrán en la línea de gramil de los angulares. Si en la unión de los casquillos al alma de la viga se disponen n tornillos trabajando a doble cortadura y en la unión de los casquillos al soporte o carrera se disponen $2 \times n$ tornillos idénticos a los anteriores trabajando a simple cortadura, sólo es preciso comprobar la primera de dichas uniones, ya que la segunda trabaja en condiciones más favorables.

Para no disminuir la flexibilidad de la unión, si la unión de los casquillos al soporte o carrera se realiza mediante soldadura, sólo deberá soldarse sobre el lado vertical de los casquillos, salvo las prolongaciones de los cordones realizadas de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 59.3.3. En cambio, la soldadura de los casquillos al alma de la viga se realizará con tres cordones en cada casquillo, uno vertical y dos horizontales.

En régimen elástico, el esfuerzo F_{sd} en el tornillo más solicitado viene dado por:

$$F_{sd} = \frac{V_d}{n} \sqrt{1 + \left(\frac{6w}{b(n+1)} \right)^2}$$

en donde, figura 61-e, w es el gramil del angular y b la distancia entre tornillos.

En caso de que la unión de los casquillos al soporte o carrera se realice mediante soldadura, bastará comprobar que:

$$\frac{V_d}{2 \times h \times a} \leq \frac{f_u}{\beta \times \sqrt{3} \times \gamma_{M2}}$$

La unión soldada de los casquillos al alma de la viga se comprobará de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 69.2.1.

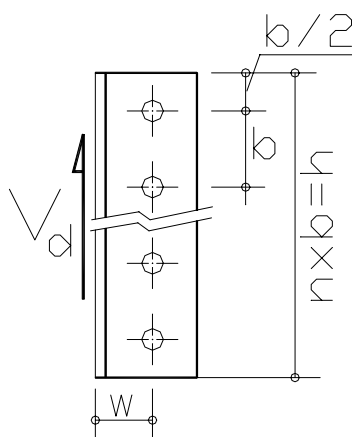


Figura 61.4

61.4. Uniones mediante soldadura.

Se incluyen en el presente apartado otros tipos de uniones articuladas de vigas a soportes o carreras, realizadas mediante soldadura.

61.4.1. Uniones de vigas mediante soldadura directa del alma.

La unión de una viga a otra viga o a un soporte, figura 61.4.1, utilizando únicamente cordones de soldadura dados en el alma de la viga, puede considerarse, a efectos de cálculo, como una articulación que sólo transmite un esfuerzo cortante V_d .

Se recomienda emplear para los dos cordones de esta unión el máximo espesor de garganta a compatible con el espesor de alma t_w , $a = 0,7t_w$, para que la longitud ℓ de los mismos sea la menor posible,

$$\ell = \frac{V_d}{2 \times 0,7 \times t_w \times \beta_w \times \gamma_{Mw} \sqrt{3} f_u} = \frac{V_d}{3 \times t_w \times \beta_w \times f_u}$$

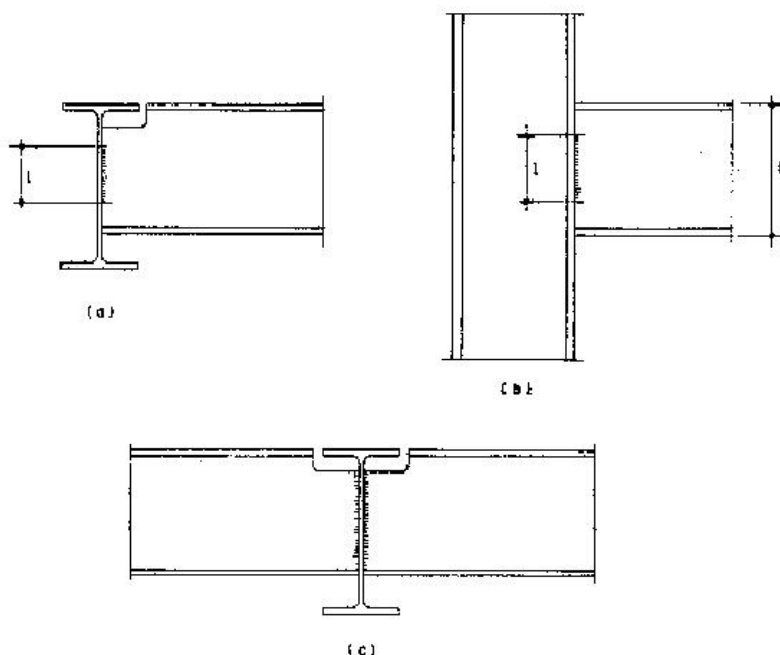


Figura 61.4.1

Para evitar sobrepasar la deformación de rotura en los extremos de los cordones de soldadura, se prohíbe el uso de este tipo de unión cuando resulte ser necesaria una longitud $\ell > 14 \times t_w$

La prohibición anterior no es aplicable cuando la rigidez de la viga que recibe la unión sea lo suficientemente débil para permitir, sin coacción apreciable, el giro del extremo de la viga apoyada, tal como en el caso (a) de la figura 61.4.1

61.5. Apoyo sobre casquillo no rigidizado.

Este tipo de unión, figura 61.5, se recomienda como articulación en extremo de vigas o viguetas en su unión a soportes o carreras cuando la reacción a transmitir, V_d , no es muy grande.

El casquillo de angular tiene una longitud b medido en dirección normal a la directriz de la viga, y está soldado al soporte o carreta con un cordón de garganta a y longitud b dado sobre la zona del vértice del angular. El cordón que se aplique sobre el borde inferior del ala no se considerará a efectos resistentes.

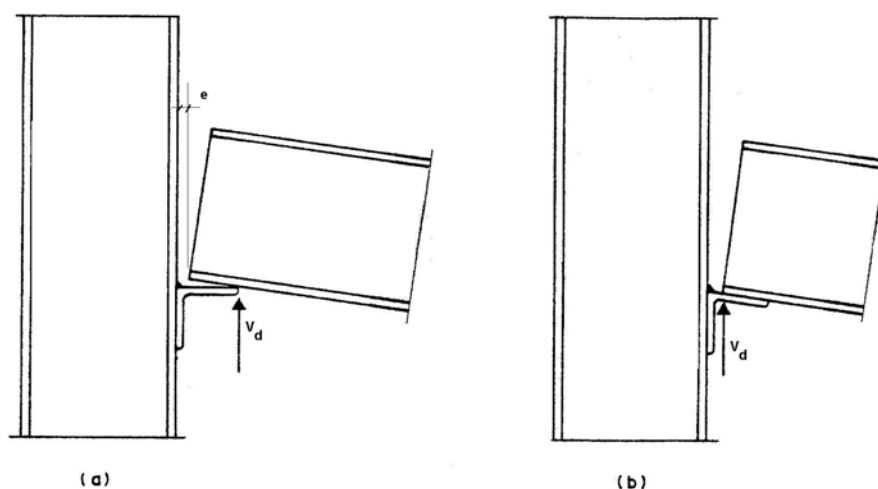


Figura 61.5

La distancia e libre entre el extremo de la viga y la cara del soporte o carrera debe ser inferior a la suma del espesor del angular más el 50% del valor del radio de acuerdo de éste.

En este tipo de uniones la reacción pasa por el extremo de la viga debido a la débil rigidez a flexión del ala del casquillo, salvo que se empleen casquillos de grande dimensiones.

Para que la unión sea segura, la reacción a transmitir V_d debe ser menor o igual al valor mínimo de entre los tres siguientes:

— Resistencia del alma de la viga a aplastamiento local,

$$V_{Rd1} = 2,5 \times (t_f + r) \times t_w \times f_y,$$

en donde t_f , t_w y r son los espesores de ala y alma de la viga y el radio de acuerdo ala-alma de la misma, y f_y su límite elástico.

— Resistencia del cordón de soldadura,

$$V_{Rd2} = b \times a \times \frac{f_u}{\beta \times \sqrt{2} \times \gamma_{M2}}$$

— Resistencia a cortadura del ala del angular,

$$V_{Rd3} = b \times t \times \frac{f_y}{\sqrt{3}},$$

en donde t es el espesor del ala del angular y f_y su límite elástico.

61.5.1. Apoyo sobre casquillo rigidizado.

Cuando la reacción a transmitir tiene valores elevados, o cuando la viga y el soporte no están en el mismo plano, se puede recurrir al empleo de casquillos rigidizados, figura 61.5.1.a.

Sea V_d la reacción a transmitir y d la distancia de la misma a la cara del soporte. Si la viga y el soporte son coplanarios, se supondrá que pasa por el extremo del casquillo.

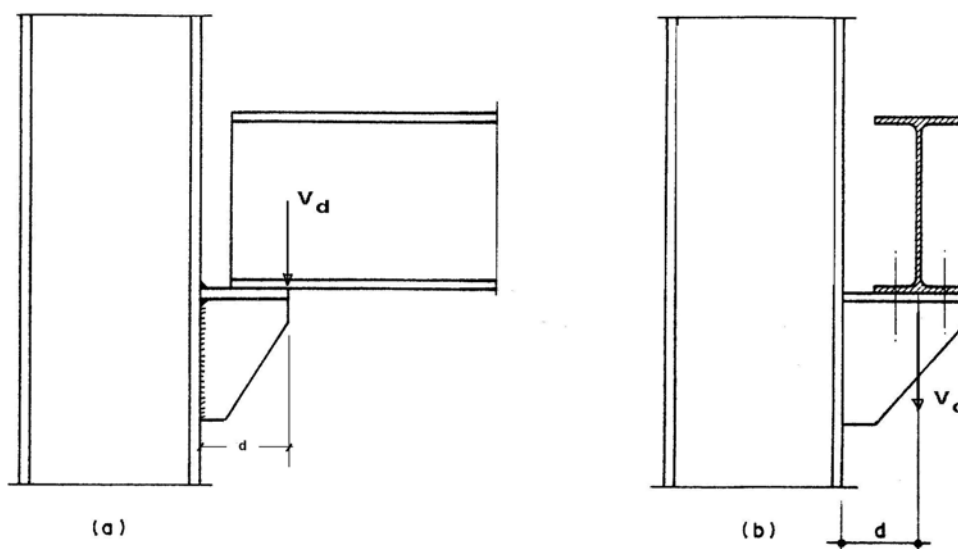


Figura 61.5.1.a.

Para que la unión sea segura, la reacción a transmitir V_d debe ser menor o igual al valor mínimo de entre los siguientes:

— Resistencia del alma de la viga a aplastamiento local,

$$V_{Rd1} = 5 \times (t_f + r) \times t_w \times f_y,$$

en donde t_f , t_w y r son los espesores de ala y alma de la viga y el radio de acuerdo ala-alma de la misma, y f_y su límite elástico. Si la distancia del punto de paso de la reacción al extremo de la viga es inferior a $2,5 \times (t_f + r)$, se tomará en la expresión anterior el doble de dicho valor en vez de $5 \times (t_f + r)$.

— Resistencia del rigidizador a abolladura,

$$V_{Rd2} = C_E \times \frac{M_{plRd}}{d},$$

en donde, con la notación indicada en la figura 61.5.1.b, es

$$M_{plRd} = \frac{t \times c^2 \times f_y}{4}$$

momento plástico de la sección del rigidizador, de espesor t , canto útil c , medido normalmente a su borde libre, y límite elástico f_y ;

$$C_E = 0,14 \times \bar{\lambda}^2 - 1,07 \times \bar{\lambda} + 2,3$$

coeficiente de escuadra;

$$\bar{\lambda} = 0,805 \frac{c}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}},$$

esbeltez adimensional del rigidizador;

— Resistencia de las soldaduras del rigidizador al ala,

$$V_{Rd,w1} = \frac{2 \times a_1 \times L \times \sin \theta \times f_u}{\beta_w \times \sqrt{(2 + 3 \times \tan^2 \theta)} \times \gamma_{M2}}$$

— Resistencia de las soldaduras del rigidizador al alma del soporte,

$$V_{Rd,w2} = \frac{2 \times a_2 \times L \times \cos \theta \times f_u}{\beta_w \times \sqrt{(3 + 2 \times \tan^2 \theta)} \times \gamma_{M2}}$$

— Resistencia de las soldaduras del ala del casquillo a la del soporte,

$$V_{Rd,w3} = \frac{\sqrt{2} \times b \times a_3 \times f_u}{\beta_w \times \tan \theta \times \gamma_{M2}}$$

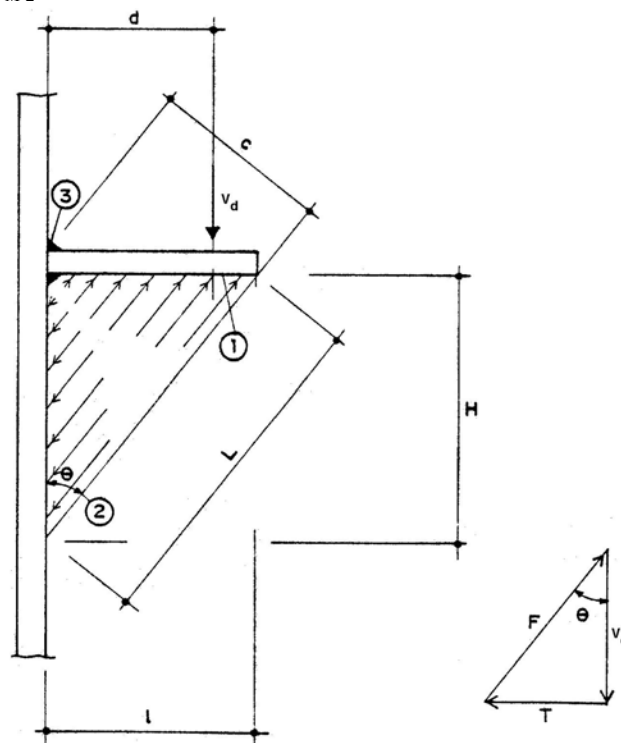


Figura 61.1.5.b

Artículo 62.º Uniones viga-soporte.

Las uniones entre vigas de perfil en doble t, laminadas o armadas y soportes de sección en doble T o H pueden realizarse soldando directamente las alas de la viga a las del pilar, o mediante chapas frontales, soldadas a la viga y atornilladas a las alas del pilar.

No se cubren expresamente en el presente apartado aquellas uniones en las que las vigas ataquen al alma del soporte o con soportes de secciones diferentes a las indicadas, que deberán resolverse aplicando los principios generales expuestos en los artículos anteriores y en el artículo 73º en el caso de que el soporte sea de sección tubular.

62.1. Uniones viga-soporte soldadas.

62.1.1. Soldadura.

Cuando la viga se suelde a un soporte que no disponga de rigidizadores en prolongación de las alas de la viga, figura 62.1.1, se considerará que la anchura eficaz b_{ef} del ala de la viga y la longitud eficaz de los cordones de soldadura que unen el ala traccionada de la viga al ala del soporte, se tomará igual al menor de los tres valores b_b , b_c ó

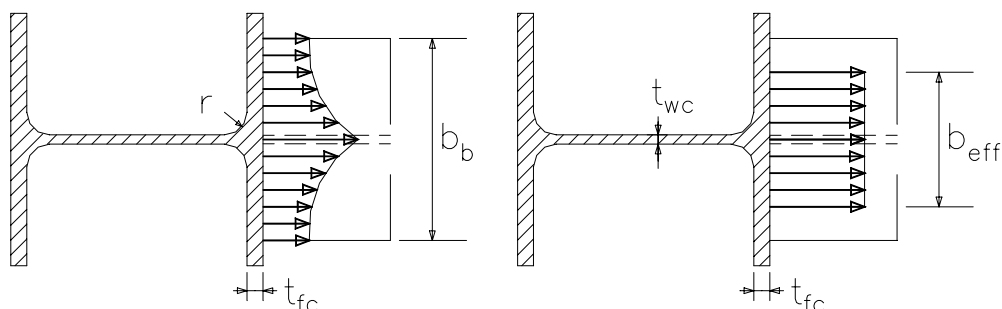


Figura 62.1.1

$$t_{wc} + 2 \times r_c + 7 \frac{f_{yc}}{f_{yb}} \times \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \leq t_{wc} + 2 \times r_c + 7 \times t_{fc}$$

En las expresiones anteriores, b_b y b_c son el ancho de las alas de la viga y del soporte, r_c el radio de acuerdo ala-ala del soporte, supuesto que éste sea laminado, t_{fc} y t_{fb} los espesores del ala del soporte y del ala de la viga, y f_{yc} y f_{yb} los límites elásticos de los aceros del ala del soporte y del ala de la viga, respectivamente.

Si el soporte es armado de chapa, se sustituirá en las expresiones anteriores r_c por $\sqrt{2}x_a$, siendo a_c el espesor de garganta de los cordones de unión ala-ala del soporte.

Cuando resulte

$$b_{ef} \leq b_b \times \frac{f_{yb}}{f_{ub}}$$

deberá colocarse una pareja de rigidizadores en el soporte, en prolongación del ala de la viga y con una sección conjunta igual o superior a la de dicho ala.

Las soldaduras de unión de las alas de la viga a la del soporte se diseñarán para que sean capaces de resistir los esfuerzos que se hayan determinado de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 56.1, aunque se recomienda que sean capaces de resistir tanto como el ala de la viga, $f_{yb} \times t_{fb} \times b_b / \gamma_{M0}$, para lo que basta elegir a_b de acuerdo con lo indicado en el artículo 59.8.

En la comprobación de la resistencia de la unión del ala traccionada de la viga al ala del soporte, si éste no se ha rigidizado, se tomará como longitud de los cordones la anchura eficaz del ala, b_{ef} , en vez de la anchura real, que puede ser mayor.

Las soldaduras de unión del alma de la viga al ala del soporte se dimensionarán para resistir todo el esfuerzo cortante V_{sd} y la parte del momento flector M_{sd} que no haya sido resistido por las alas.

62.1.2. Resistencia del soporte. Zonas traccionada y comprimida no rigidizadas.

Si no se disponen rigidizadores en prolongación de las alas de la viga, el máximo esfuerzo de tracción que puede resistir el alma del soporte, figura 62.1.2, viene dado por:

$$F_{tRd} = \frac{\omega \times f_{yc} \times t_{wc} \times h_{ef}}{\gamma_{M0}}$$

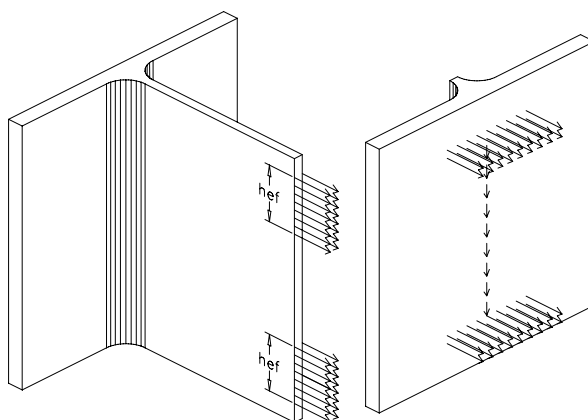


Figura 62.1.2

en donde f_{yc} es el límite elástico del acero del alma del soporte y t_{wc} su espesor; γ_{M0} es el coeficiente de minoración de resistencia y h_{ef} la altura eficaz del alma, que viene dada por:

$$h_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \times a_b + 5(t_{fc} + r_c)$$

para soportes laminados y por:

$$h_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \times a_b + 5(t_{fc} + \sqrt{2} \times a_c)$$

para soportes armados. En las expresiones anteriores, a_b y a_c son los espesores de garganta de los cordones de soldadura de unión del ala de la viga al ala del soporte y de unión ala-alma del soporte respectivamente. El significado de los restantes símbolos se detalla a continuación.

El máximo esfuerzo de compresión que puede resistir el alma del soporte si no está rigidizada viene dado por:

$$F_{cRd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times f_{yc} \times t_{wc} \times h_{ef}}{\gamma_{M0}}$$

En las expresiones anteriores ω es un factor que tiene en cuenta la interacción con el cortante. Su valor depende del valor de la relación M_{izq}/M_{der} entre los momentos a un lado y al otro del soporte. Si existen momentos iguales en valor y signo a ambos lados, se tomará $\omega = 1,0$. Si existen momentos del mismo signo pero de valores diferentes, o uno de los dos es de valor nulo, se tomará:

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{h_{ef}}{h_c}\right)^2}}$$

en donde h_c es el canto del soporte. Si los momentos a ambos lados del soporte son de signos contrarios, se tomará:

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \times \left(\frac{h_{ef}}{h_c} \right)^2}}$$

El factor k_{wc} tiene en cuenta la influencia de la máxima tensión de compresión σ_{nEd} existente en el alma del soporte, originada por el esfuerzo axial y el momento flector de cálculo a que esté sometido el soporte en su unión a la viga. Su valor viene dado por

$$k_{wc} = 1,25 - \frac{\sigma_{nEd} \times \gamma_{M0}}{2 \times f_{yc}}$$

Si $\sigma_{nEd} \leq 0,7 \times f_{yc}$, se tomará $k_{wc} = 1,0$.

El factor ρ tiene en cuenta la posible abolladura del alma del soporte. Siendo

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{h_{ef} \times h_1 \times f_{ywc}}{E \times t_{wc}^2}}$$

la esbeltez adimensional del alma del soporte, h_1 la altura de su parte recta y f_{ywc} su límite elástico, ρ vale 1,0 si

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72$$

y

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2}$$

para

$$\bar{\lambda}_p > 0,72$$

Los demás símbolos tienen el mismo significado que anteriormente.

Para que el ala sea segura deberá ser $F_{Rd} \geq F_{Sd}$, siendo $F_{Rd} = F_{tRd}$ si se estudia la zona de tracción, y $F_{Rd} = F_{cRd}$ si se estudia la de compresión.

Si la unión se ha estudiado en régimen elástico el valor de F_{Sd} será:

$$F_{Sd} = \frac{M_d}{W} \times A_f$$

en donde M_d es el momento flector en el plano del ala del soporte, W el módulo resistente de la viga y A_f el área del ala de la viga.

Si la unión se ha estudiado en régimen plástico se tomará

$$F_{sd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times A_f$$

siendo f_y el límite elástico del ala de la viga.

Comentario:

Se ha seguido, simplificando la notación, lo dispuesto en pr EN 1993-1-8 20xx. Hay que aclarar por qué el k_{wc} está en la zona comprimida y no en la traccionada.

62.1.3. Resistencia del soporte. Zonas traccionada y comprimida rigidizadas.

La resistencia de las zonas traccionada y comprimida de un soporte cuando se han reforzado con rigidizadores se tomará igual a la resistencia del ala de la viga si los rigidizadores cumplen las siguientes condiciones:

- El área del par de rigidizadores de una zona, en la que se puede incluir la porción de alma del soporte comprendida entre los dos rigidizadores del par, A_r , no debe ser menor que la del ala de la viga A_{fb} , $A_r \geq A_{fb}$,
- Si el acero con el que se fabrican los rigidizadores es de menor límite elástico que el de la viga, será preciso comprobar su capacidad para resistir las fuerzas aplicadas.
- Las soldaduras entre el rigidizador y el ala del soporte deben dimensionarse para resistir las fuerzas transmitidas por el ala de la viga.
- Las soldaduras entre el rigidizador y el alma del soporte deben dimensionarse para resistir las fuerzas que sea preciso transmitir a dicha alma, que serán iguales a $F_{Sd} - F_{Rd}$, cuyos valores se han definido en el apartado anterior. En ningún caso el espesor de garganta de los cordones será inferior al menor de los valores $0,4x_{t_{wc}}$ o $0,4x_{t_r}$, siendo t_r el espesor de los rigidizadores.

62.1.4. Resistencia del soporte. Zona a cortante.

La resistencia a cortante de la zona del alma del soporte comprendida entre las alas traccionada y comprimida de la viga es suficiente y no se necesita reforzarla si se cumple que, siendo M_{S1} y M_{S2} los momentos flectores en los extremos de las vigas a uno y a otro lado del nudo, y siendo $M_{des} = M_{S1} - M_{S2}$, se cumple que:

$$\tau_{sd} = \frac{M_{des}}{V_{nudo}} \leq \frac{f_{yw}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \leq \tau_{ba}$$

En la expresión anterior, $V_{nudo} = (h_c - 2x_{t_{fc}})(h_b - 2x_{t_{fb}})x_{t_{wc}}$; h_c y h_b son los cantos del soporte y de la viga respectivamente. τ_{ba} es la resistencia del alma a abolladura por cortante, determinada según se indica en el apartado 35.5.

Si no se cumple la condición anterior, deberá reforzarse el alma del soporte, bien mediante una pareja de rigidizadores oblicuos, figura 62.1.4.a o bien mediante una chapa de refuerzo de alma, figura 62.1.4.b.

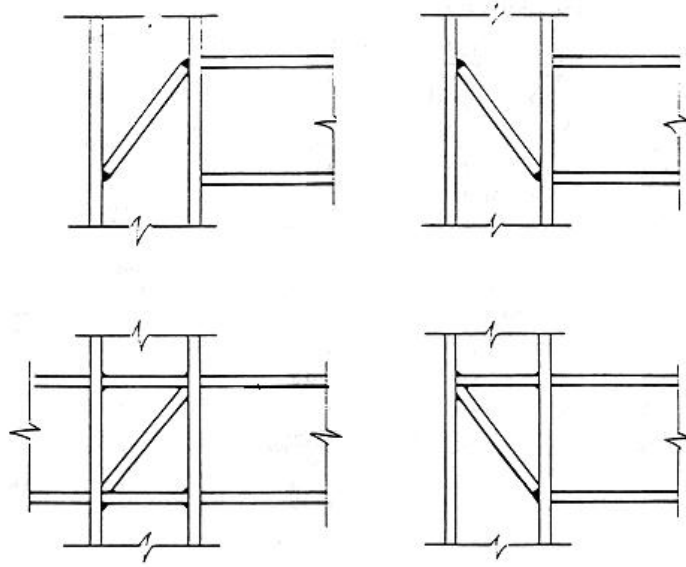


Figura 62.1.4.a

Si se refuerza con una pareja de rigidizadores en diagonal de longitud d , figura 62.1.4.a, el área de la pareja de rigidizadores, $A_d = 2 \times b_d \times t_d$ debe cumplirla relación:

$$A_d = \frac{d}{\sqrt{3}} \left(\frac{\sqrt{3} \times \gamma_{M0} \times M_{des}}{f_y \times (h_c - 2t_{fc}) \times (h_b - 2t_{fb})} - t_{wc} \right)$$

Comentarios

La chapa de refuerzo de alma puede usarse para aumentar la resistencia de las tres zonas del alma, tracción compresión o cortante. Debe cumplir las siguientes condiciones, figura 62.1.4.b:

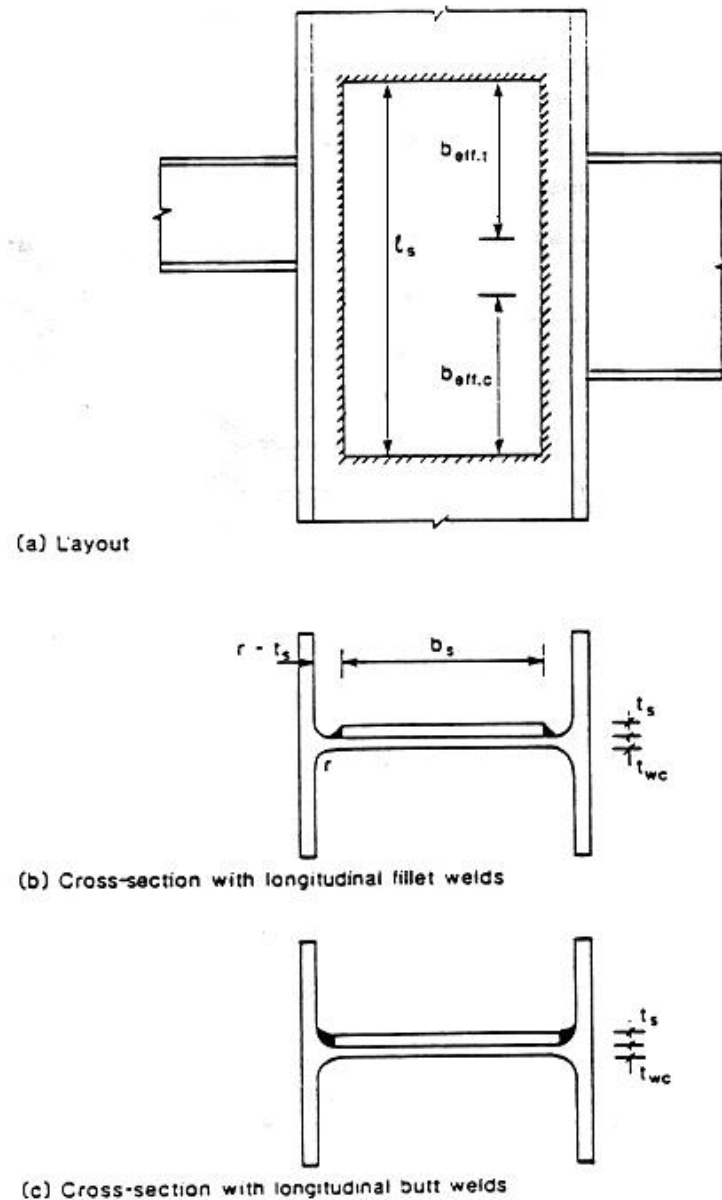


Figura 62.1.4.b

- El acero de la chapa o chapas de refuerzo debe tener un límite elástico no menor que el del alma del soporte.
- La anchura b_s de los refuerzos debe ser tal que llegue hasta los pies del radio de acuerdo al alma del soporte.
- Si esta anchura es superior a $40 \times e \times t_s$, es necesario colocar una o varias columnas de soldaduras en botón o, preferiblemente, de tornillos, figura 62.1.4.c, en las que las distancias de los centros de taladros a los bordes de las chapas o a otro centro de taladro no sean superiores a $40 \times e \times t_s$. El diámetro de los taladros para las soldaduras o para los tornillos no será inferior al espesor t_s de los refuerzos.

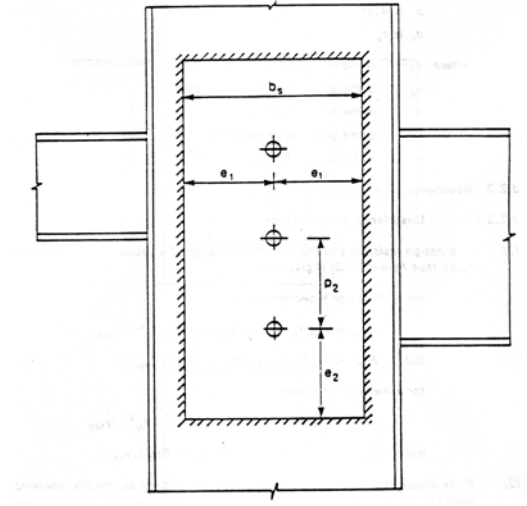


Figura 62.1.4.c.

- d) La longitud ℓ_s debe ser tal que las chapas de refuerzo cubran las alturas eficaces h_{ef} de las zonas traccionada y comprimida.
- e) El espesor t_s debe ser mayor o igual que el del alma del soporte, $t_s \geq t_{wc}$
- f) La chapa o chapas de refuerzo deben soldarse en todo su contorno. El espesor de garganta de estos cordones debe cumplir

$$a \geq \frac{t_s}{\sqrt{2}}$$

Si las soldaduras verticales se efectúan con cordones a penetración, ésta debe ser completa.

Si se cumplen todas las condiciones anteriores, en la determinación de las resistencias de las zonas traccionada, comprimida y a cortante se tomará como espesor de alma del soporte el valor t_{wceff} en vez del valor real t_{wc} .

Como valor de t_{wceff} se tomará:

- a) $1,5t_{wc}$ si existe una sola chapa de refuerzo y si los cordones de soldadura verticales son de penetración completa.
- b) $2,0t_{wc}$ si existen dos chapas de refuerzo y si los cordones de soldadura verticales son de penetración completa.
- c) $1,4t_{wc}$ si la chapa o chapas de refuerzo están soldadas con cordones de soldadura en ángulo en todo su contorno.

62.1.5. Rigidez de la unión.

La rigidez de una unión viga-soporte soldada viene dada por:

$$S_j = \frac{E \times (h_b - t_{fb})^2 \times t_{wc}}{\sum \frac{1}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}$$

en donde:

S_j es la rigidez secante de la unión para cualquier $M \leq M_{Rd}$

M_{Rd} es la resistencia de cálculo de la unión.

E es el módulo de elasticidad del acero.

k_i es el factor de rigidez para el componente i , cuyo cálculo se indica más adelante.

F_i es la fuerza en el componente i de la unión, debida al momento M , pero no menor que $F_{i,Rd}/1,5$

$F_{i,Rd}$ es la resistencia de cálculo del elemento i de la unión.

Si el soporte no está rigidizado, los factores de rigidez tomarán los siguientes valores:

- Alma del soporte, zona de cortante, $k_1 = 0,24$
- Alma del soporte, zonas de tracción y compresión, $k_2 = k_3 = 0,8$

Para cualquier elemento rigidizado, k_i debe tomarse igual a infinito. Si están rigidizadas las zonas de tracción y de compresión, la unión se considerará como rígida.

62.1.6. Capacidad de rotación

Sin necesidad de cálculos justificativos puede admitirse que:

- Una unión viga-soporte soldada, diseñada de acuerdo con lo indicado en los apartados anteriores, no rigidizada, tiene una capacidad de rotación $\Phi_{Cd} = 0,015$ rad.
- Una unión viga-soporte soldada de resistencia completa tiene suficiente capacidad de rotación para que sea posible efectuar el análisis de la estructura en régimen plástico.
- Una unión viga-soporte soldada en la que el momento que es capaz de resistir está limitado por la resistencia de la zona de cortante, tiene suficiente capacidad de rotación para que sea posible efectuar el análisis de la estructura en régimen plástico.
- Una unión viga-soporte soldada que tenga rigidizadas la zona de tracción, tiene suficiente capacidad de rotación para que sea posible efectuar el análisis de la estructura en régimen plástico, aunque no sea de resistencia completa.
- En una unión viga-soporte soldada que tenga rigidizadas la zona compresión, pero no la de tracción y en la que el momento que es capaz de resistir no está limitado por la resistencia de la zona de cortante, la capacidad de rotación se tomará igual a

$$\Phi_{Cd} = 0,025 \frac{h_c}{h_b}$$

62.2. Uniones viga-soporte atornilladas.

La unión viga-soporte atornillada se realiza habitualmente con chapas frontales. Presenta características muy parecidas al empalme de vigas con chapa frontal, artículo 61.2, por lo que le son aplicables los mismos principios.

El espesor del ala del soporte es, con cierta frecuencia, menor que el espesor de la chapa frontal soldada a la viga; por otro lado, la resistencia y la rigidez de dicha ala dependen en gran medida de la presencia o ausencia de rigidizadores situados en prolongación de las alas de la viga, por lo que la comprobación de este tipo de uniones se efectuará de acuerdo con los apartados siguientes, después de determinar los esfuerzos en la unión suponiendo que ésta es un empotramiento perfecto y de determinar la resistencia a tracción de cálculo de los tornillos en el lado viga de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 61.2 anterior.

62.2.1. Resistencia del lado soporte.

La resistencia a tracción de cálculo de los tornillos en el lado soporte se determinará tomando como anchos eficaces los que se indican a continuación:

- Para los tornillos exteriores de soportes sin rigidizadores en la zona traccionada, caso poco frecuente, se tomará:

$$b_{ef1}=1,65 \times m + 0,4 \times n + 0,5 \times c; \quad b_{ef2}=2,75 \times m + 2,0 \times n + 0,5 \times c; \quad m=m_2 - 0,75 \times r$$

siendo r el radio de acuerdo ala-alma del soporte; si éste es armado, se tomará:

$$m = m_2 - a_w \times \sqrt{2}$$

Para los tornillos interiores de dichos soportes se tomará:

$$b_{ef1} = b_{ef2} = c$$

Para los tornillos situados por encima del rigidizador de la zona traccionada, cuando exista, se tomará:

$$b_{ef1}=3,3 \times m + 0,8 \times n; \quad b_{ef2}=5,657 \times m + 5,657 \times n$$

Para los tornillos situados inmediatamente por debajo del rigidizador de la zona traccionada se tomará:

$$b_{ef1}=2,525 \times m + 0,8 \times n + 0,5 \times c; \quad b_{ef2}=4,0 \times m + 2,9 \times n + 0,5 \times c$$

Para los restantes tornillos,

$$b_{ef1} = b_{ef2} = c$$

m toma el valor ya indicado en todos los casos anteriores.

Una vez determinados los valores anteriores, se tomará como valor de FR_d para cada pareja de tornillos el menor de entre los determinados para el lado viga y el lado soporte.

La resistencia de la unión se comprobará de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 61.2.

En ciertos casos en que no sea preciso rigidizar el soporte pero la resistencia a tracción de cálculo de los tornillos en el lado soporte es insuficiente, puede resultar económico reforzar el ala del mismo con dos chapas de refuerzo, de espesor t_1 , sujetas únicamente con los tornillos de unión a la viga, figura 62.2.1

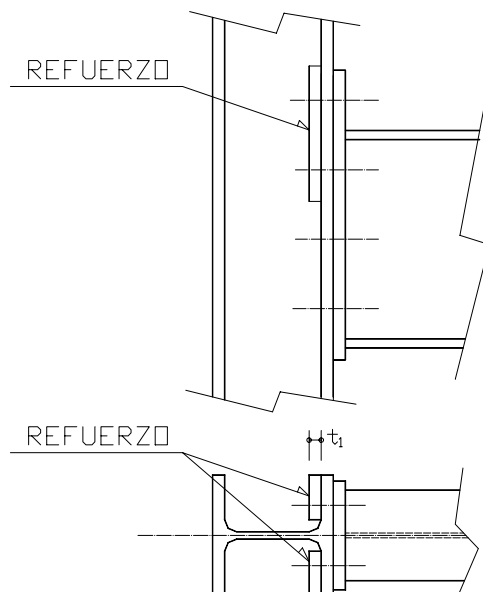


Figura 62.2.1

En este caso, para el cálculo de F_{Rd1} se tomará $m_p + \frac{1}{2} m_{p1}$ en vez de m_p , siendo

$$m_{p1} = \frac{t_1^2}{4} f_{yd}$$

62.2.2. Comprobación de la rigidez de la unión.

Si se han colocado rigidizadores en las zonas de tracción y de compresión del soporte, la unión se comporta como un empotramiento. En caso contrario, será preciso determinar la rigidez S_j de la unión según se indica a continuación, y se comprobará, de acuerdo con lo dispuesto en 57.6 si se verifica la hipótesis de que es un empotramiento perfecto. En caso de que la citada hipótesis resultase no ser cierta, será preciso volver a determinar los esfuerzos considerando la rigidez S_j de la unión.

La rigidez de una unión viga-soporte atornillada con chapa frontal viene dada por:

$$S_j = \frac{E \times d_2^2 \times t_{wc}}{\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}$$

en donde:

S_j es la rigidez secante de la unión para cualquier $M \leq M_{Rd}$;

M_{Rd} es la resistencia de cálculo de la unión.

E es el módulo de elasticidad del acero.

d_2 es la distancia desde el primer tornillo por debajo del ala traccionada de la viga al centro de gravedad de las compresiones de contacto.

μ_1 es el factor de modificación, cuyo cálculo se indica más adelante.

k_i es el factor de rigidez para el componente i, cuyo cálculo se indica más adelante.

F_i es la fuerza en el componente i de la unión, debida al momento M.

$F_{i,Rd}$ es la resistencia de cálculo del elemento i de la unión. Para los componentes 2 a 6, el valor de F_i no debe tomarse como inferior a

$$F_{i,Rd} / 1,5$$

Si el soporte no está rigidizado, los factores de rigidez tomarán los siguientes valores:

Alma del soporte, zona de cortante, $k_1 = 0,24$

Alma del soporte, zonas de tracción y compresión, $k_2 = k_3 = 0,8$

Ala del soporte, zona traccionada,

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4m^2 t_{wc}}$$

Tornillos, zona traccionada,

$$k_5 = \frac{2A_B}{\ell_b t_{wc}}$$

Chapa frontal, zona traccionada,

$$k_6 = \frac{t^3}{12\lambda_2 m^2 t_{wc}} \geq \frac{t^3}{4m^2 t_{wc}}$$

En las expresiones anteriores, t_{fc} , t_{wc} y t son los espesores de ala y alma del soporte y de la chapa frontal respectivamente; A_B el área de los tornillos traccionados; ℓ_b es la longitud de apretadura de los tornillos, distancia desde la mitad del espesor de la tuerca a la mitad del espesor de la cabeza;

$$\lambda_3 = \frac{m_3}{m_2 + n},$$

siendo m_3 la distancia del tornillo a la cara del rigidizador.

Si se dispone un rigidizador en la zona traccionada del soporte, se tomará

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{12 \times \lambda_2 \times m^2 \times t_{wc}} \geq \frac{t_{fc}^3}{4 \times m^2 \times t_{wc}}$$

y $k_2 = \infty$;

Si se disponen rigidizadores de cortante se tomará $k_1 = \infty$; si se colocan rigidizadores en la zona comprimida se tomará también $k_3 = \infty$

$$\mu_4 = \mu_5 = \mu_6 = \frac{d_2 \times F_{2Rd}}{\mu_{Rd}}$$

En cualquier caso se tomará $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 1,0$;

Si existe la fila exterior de tornillos, figura 61.b, se repetirá el proceso detallado en los apartados anteriores, pero empleando d_1 y F_{1Rd} en vez de d_2 y F_{2Rd} para calcular una nueva rigidez S_{je} . Para el cálculo de k_6 , m se tomará igual a m_1 . Como rigidez de la unión se tomará la mayor de las dos, S_j o S_{je}

62.2.3. Capacidad de rotación de la unión.

Si el análisis global de la estructura se realiza por métodos plásticos y en la unión se prevé la formación de una rótula plástica, será preciso comprobar si la unión tiene capacidad de rotación suficiente.

Se admitirá que la unión tiene capacidad de rotación suficiente siempre que M_{Rd} venga determinado por la resistencia de la zona de cortante del alma del soporte.

Se admitirá que la unión tiene capacidad de rotación suficiente siempre que en la determinación de la resistencia a tracción de cálculo F_{Rd} en todos los tornillos traccionados resulte determinante el modo 1 de fallo, bien en el lado viga o bien en el lado soporte.

Si resulta determinante el modo 2 de fallo, será preciso calcular el cociente F_{Rd}/B_{tRd} para cada tornillo, siendo B_{tRd} la menor de la resistencia a tracción del tornillo o de la resistencia a punzonamiento de la chapa contigua, artículo 58.6. En el tornillo con el menor valor del cociente anterior se calculará el valor

$$\beta_{cr} = \frac{4b_{ef} \times m_p}{m \times B_{tRd}}$$

La capacidad de rotación viene dada si no existen tornillos exteriores, por:

$$\Phi_{cd} = \frac{10,6 - 4 \times \beta_{cr}}{1,3 \times d_2}$$

En caso de existir tornillos exteriores, se sustituirá d_2 por d_1 y no se considerará la zona exterior en la determinación de β_{cr} . En cualquier caso, y a no ser que la unión sea de resistencia completa según el artículo 57.5, el menor valor de β debe cumplir $\beta \leq 1,8$.

Artículo 63.º Uniones híbridas con tornillos y soldadura

63.1. Tipos de tornillos

Cuando en la misma unión entre dos piezas hayan de colaborar cordones de soldadura y tornillos en la transmisión de los esfuerzos, los tornillos a emplear serán de alta resistencia pretensados trabajando a rozamiento en estado límite último, unión tipo C según el apartado 58.9.

La resistencia de la unión será igual a la suma de la resistencia aportada por la soldadura y por los tornillos, calculada de acuerdo con lo dispuesto en los apartados 59.8, 59.9 y 58.7 respectivamente.

Comentarios

El presente artículo no se refiere a uniones distintas de la misma pieza; así una cartela puede soldarse al cordón de una pieza en celosía, y a su vez una diagonal puede unirse mediante tornillos ordinarios a dicha cartela sin ningún problema. No se autoriza en cambio que en la unión de la diagonal a la cartela se utilicen cordones de soldadura y tornillos ordinarios.

63.2. Ejecución de la unión.

Los tornillos de alta resistencia no se apretarán hasta haber terminado la ejecución de las soldaduras para evitar que sean solicitados por las tensiones residuales de soldeo.

63.3. Refuerzos.

Cuando sea preciso reforzar una unión atornillada o roblonada existente, podrán emplearse cordones de soldadura en dicho refuerzo, siempre que se calculen para que sean capaces de resistir todos los esfuerzos ocasionados por las cargas permanentes que el propio refuerzo introduzca, y todas las sobrecargas que puedan actuar después de efectuado el citado refuerzo.

Los esfuerzos ocasionados por las cargas permanentes existentes antes de la ejecución del refuerzo deberán ser resistidos por los medios de unión existentes.

Artículo 64.º Uniones entre piezas de sección tubular.

64.1. Generalidades.

En el presente artículo se dan las reglas oportunas para calcular la resistencia estática de uniones realizadas entre barras de sección hueca, circular o rectangular o entre barras de este tipo y barras laminadas en caliente de sección en H o en U, que en general, forman parte de estructuras o piezas en celosía o de tipo Vierendeel, planas o espaciales.

La resistencia a la fatiga de estas uniones se estudiará de acuerdo con lo dispuesto en el Capítulo XI Fatiga, de esta Instrucción.

Las presentes reglas son válidas tanto para tubos terminados en caliente según UNE EN 10210 como para tubos conformados en frío según UNE EN 10219.

Para piezas fabricadas con aceros S 420 ó S 460, la resistencia calculada de acuerdo con las reglas indicadas en los apartados siguientes debe reducirse multiplicándola por un factor de 0,9.

El espesor mínimo de cualquier barra no será inferior a 2,5 mm. Cuando el espesor en la zona de nudo sea superior a 25,0 mm, el acero del cordón en dicha zona debe ser del tipo Z.

Comentarios

En estructuras de grandes dimensiones, tales como puentes o estructuras off-shore, es frecuente construir con acero tipo Z las zonas de nudo de los cordones, a las que se denomina “can”; el resto de la barra se construye con acero de menor espesor, que no necesita ser de tipo Z.

El ángulo θ entre barras contiguas debe satisfacer la condición $\theta \geq 30^\circ$

Los esfuerzos en las barras se determinarán de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo V y en el apartado 55.4.

Dado que las expresiones que dan la resistencia de estas uniones se han deducido principalmente a partir del análisis de una amplia base de resultados experimentales, su campo de aplicación queda estrictamente limitado al que se indica en el presente artículo, no siendo válido extrapolarlas a disposiciones o dimensiones no expresamente admitidas en los mismos, ya que dicha extrapolación puede conducir a obtener resultados inseguros.

64.2. Definiciones y notación.

Las uniones estudiadas en el presente artículo pueden ser de cualquiera de las clases que se indican a continuación, aunque se recomienda el empleo preferente de las indicadas en primer lugar:

- Uniones directas mediante soldadura entre tubos o entre tubos y barras en H ó U laminadas en caliente, sin modificar la sección transversal de ninguna barra.
- Uniones directas mediante soldadura entre tubos o entre tubos y barras en H ó U laminadas en caliente, modificando mediante aplastamiento la sección transversal de alguna de las barras de sección hueca circular incidentes en la unión.
- Uniones con cartelas, soldadas o atornilladas, con o sin modificación de la sección transversal de alguna de las barras implicadas.

En lo que sigue, y especialmente para uniones directas, se denomina:

SHC, barra de sección hueca circular.

SHR, barra de sección hueca rectangular o cuadrada.

Cordón, barra principal que no comienza ni acaba en el nudo en el que se realiza la unión, sino que es continua en el mismo. Se prohíbe terminantemente perforarla para que otras barras penetren en su interior, aunque se autoriza que lo hagan las cartelas de nudo, caso de que se empleen.

Diagonal, barra secundaria que comienza o acaba en el nudo, y que forma un ángulo $\theta \neq 90^\circ$ con el cordón correspondiente.

Montante, barra secundaria que comienza o acaba en el nudo, y que forma un ángulo $\theta = 90^\circ$ con el cordón correspondiente.

Barra de relleno, diagonal o montante, indistintamente.

Unión plana, unión en la que los ejes de todas las barras que intervienen en la misma están situados en el mismo plano.

Unión espacial, unión en la que los ejes de todas las barras que intervienen en la misma no están situados en el mismo plano

Unión en T, unión plana entre un cordón y un montante, en la que los esfuerzos en el montante se equilibran mediante cortantes y flectores en el cordón, figura 64.2.a.

Unión en Y, unión plana entre un cordón y una diagonal, en la que los esfuerzos en la misma se equilibran mediante cortantes y flectores en el cordón, figura 64.2.a.

Unión en X, unión plana entre un cordón y dos diagonales o dos montantes dispuestos en prolongación, en la que los esfuerzos en las diagonales o montantes se equilibran entre sí, pasando a través del cordón, figura 64.2.a.

Unión en K, unión plana entre un cordón y dos diagonales, en la que los esfuerzos en la misma se equilibran mediante esfuerzos axiles en el cordón, figuras 64.2.a. En general, corresponde a celosías tipo Warren. Pueden ser de los tipos con separación o con solape

Unión en N, unión plana entre un cordón, una diagonal y un montante, en la que los esfuerzos en la diagonal y en el montante se equilibran mediante esfuerzos axiles en el cordón, figuras 64.2.a. En general, corresponde a celosías tipo Howe o Pratt. Pueden ser de los tipos con separación o con solape

Unión en KT, unión plana entre un cordón, dos diagonales y un montante, en la que los esfuerzos en las diagonales y en el montante se equilibran mediante esfuerzos axiles en el cordón, figuras 64.2.a. En general, corresponde a celosías tipo Warren con montantes. Pueden ser de los tipos con separación o con solape

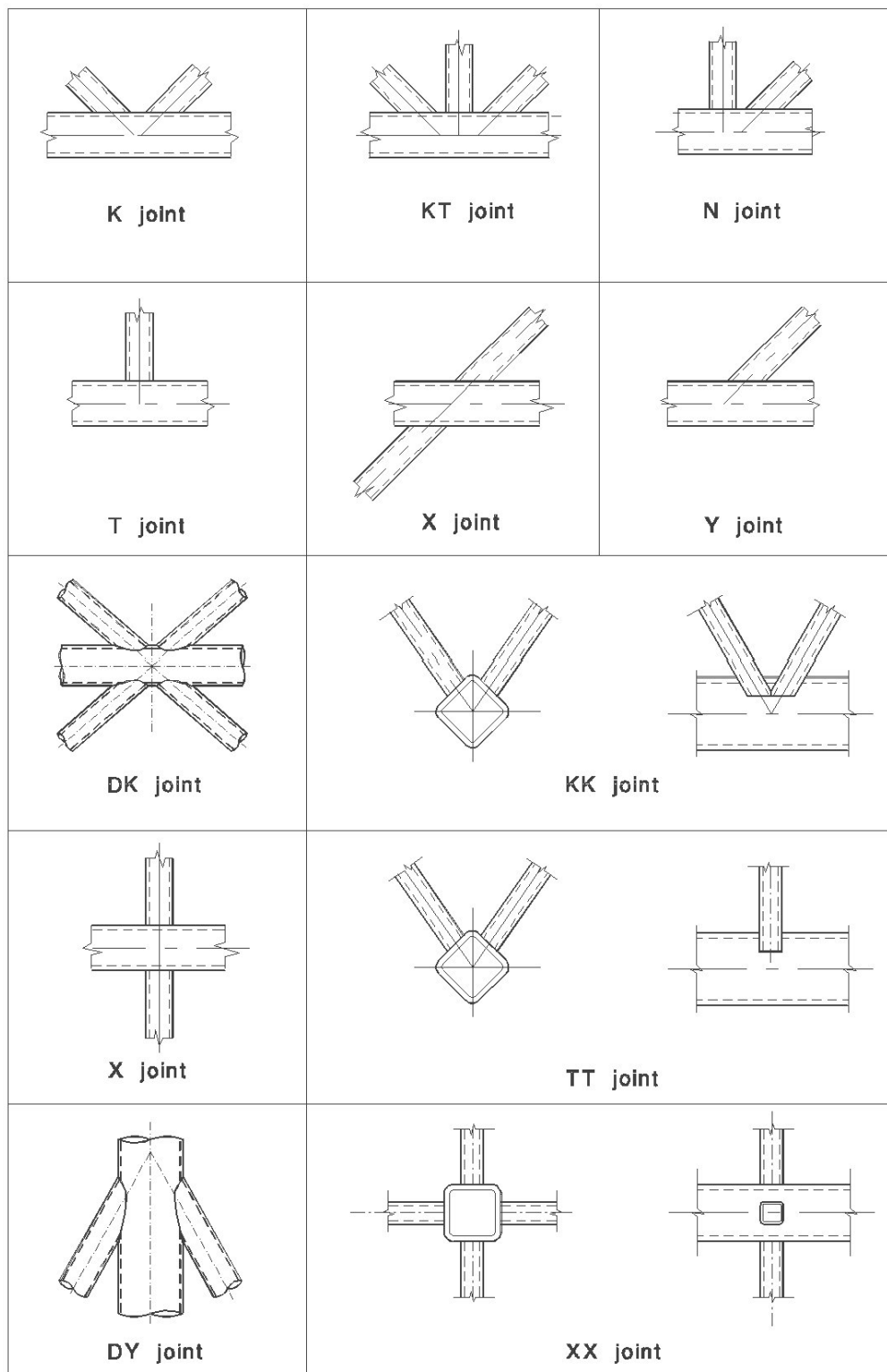


Figura 64.2.a

Unión en DK, unión plana entre un cordón y dos pares de diagonales que atacan al cordón simétricamente respecto al eje del mismo, figura 64.2.a. El esfuerzo en cada diagonal se equilibra con el de la diagonal en prolongación, pasando a través del cordón. Pueden ser de los tipos con separación o con solape

Unión en DY, unión plana entre un cordón y dos diagonales que atacan al cordón simétricamente respecto al eje del mismo, figura 64.2.a. Los esfuerzos en las diagonales se equilibran mediante esfuerzos axiles en el cordón.

Unión en TT, unión espacial entre un cordón y dos montantes. El plano definido por los dos montantes es perpendicular al cordón, figura 64.2.a. El esfuerzo en los montantes se equilibra mediante cortantes y flectores en el cordón.

Unión en XX, unión espacial entre un cordón y dos pares de montantes. Dentro de cada par, los dos montantes están en prolongación. Los planos definidos por el cordón y cada uno de los dos pares de montantes son perpendiculares entre sí, figura 64.2.a. El esfuerzo en cada montante se equilibra con el del montante en prolongación, pasando a través del cordón.

Unión en KK, unión espacial entre un cordón y dos pares de diagonales. Los planos definidos por el cordón y cada uno de los dos pares de forman un cierto ángulo entre sí, figura 64.2.a. El esfuerzo en las diagonales se equilibra mediante cortantes y flectores en el cordón.

d, diámetro de una barra, figura 64.2.b

b, h, dimensiones transversales de una barra, en dirección normal al plano de la unión y en el plano de la unión respectivamente, figura 64.2.c.

t, espesor de una barra.

Subíndices:

0, referente al cordón.

i, referente a barras de relleno, diagonales o montantes ($i = 1, 2 \text{ o } 3$)

f, referente a un perfil

p, referente a una chapa

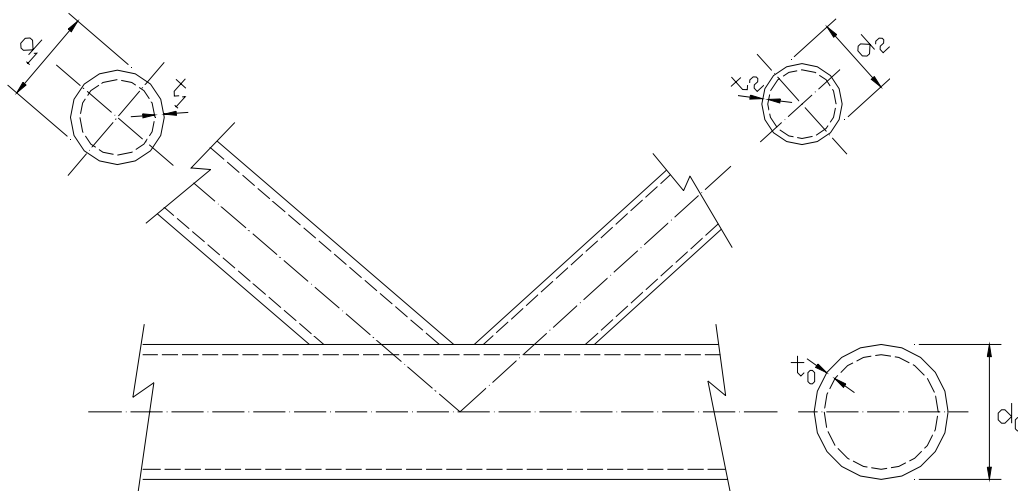


Figura 64.2.b

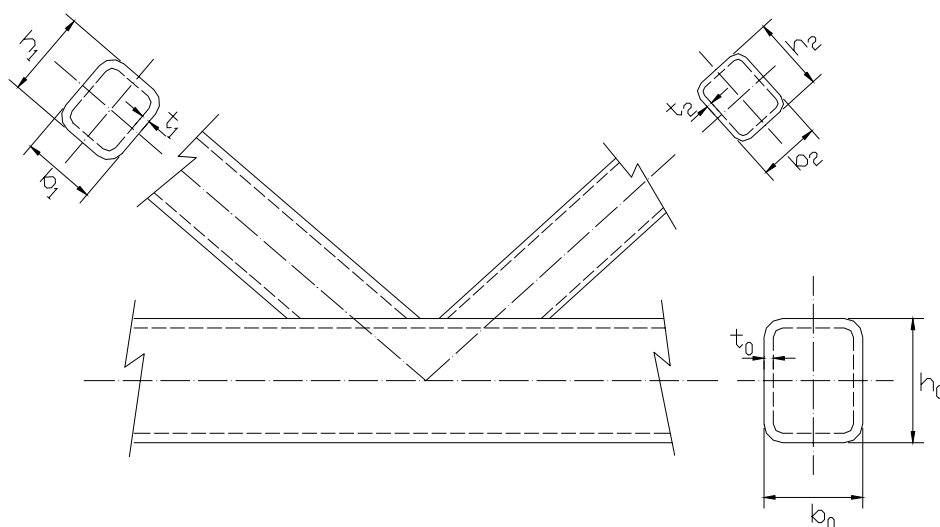


Figura 64.2.c

Pié, talón, vértices de los ángulos más obtuso y más agudo, respectivamente, en la unión de una barra de relleno al cordón.

Unión con separación, unión tipo K, N o similares, en los que los pies de dos barras de relleno contiguas no se tocan.

Unión con solape, unión tipo K, N o similares, en los que los pies de dos barras de relleno contiguas penetrarían uno dentro de la otra. La barra con mayor producto $t_i \times f_y$ o más ancha, barra solapada, debe llevarse hasta el cordón; la otra barra, barra solapante, debe cortarse con la solapada y con el cordón.

g , separación entre los pies de dos barras de relleno contiguas en juntas K, N o similares, medida a lo largo de la cara del cordón en el plano de la unión y sin considerar el espesor de la soldadura, figura 64.2.d. En todos los casos debe cumplirse:

$$g \geq t_1 + t_2,$$

siendo t_1 y t_2 los espesores de las barras de relleno contiguas

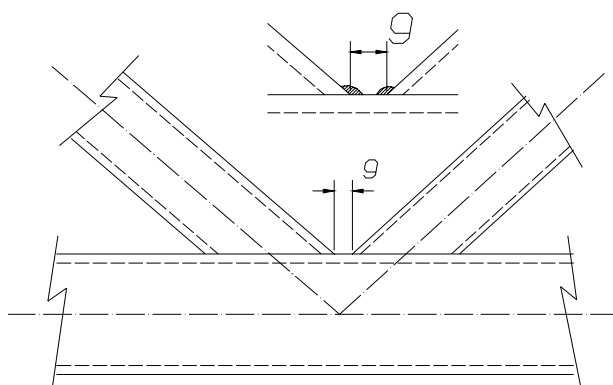


Figura 64.2.d

p, en juntas K, N o similares, longitud de la intersección de la diagonal o montante solapada con el cordón, medida a lo largo de la cara del mismo en el plano de la unión, figura 64.2.e.

q, en juntas K, N o similares, longitud teórica de solape, medida a lo largo de la cara del cordón en el plano de la unión, figura 64.2.e.

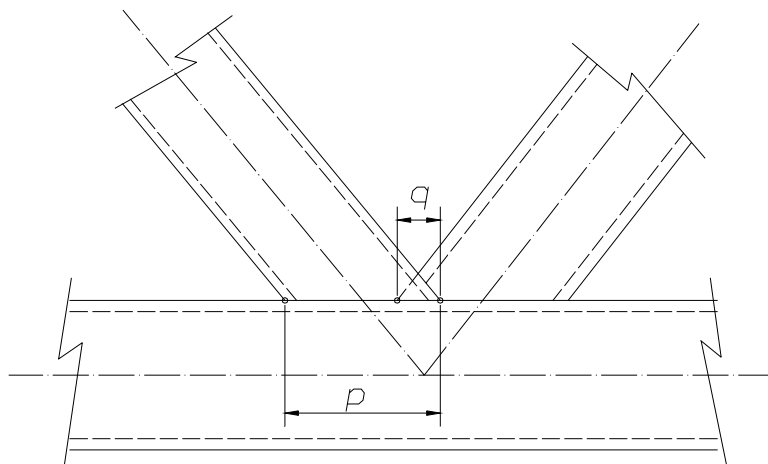


Figura 64.2.e

e, excentricidad en el nudo, positiva si el punto de corte de las diagonales o montantes se encuentra en distinto lado, respecto al eje del cordón, que las propias diagonales o montantes, y negativa en caso contrario, figuras 64.2.f.a y 64.2.f.a

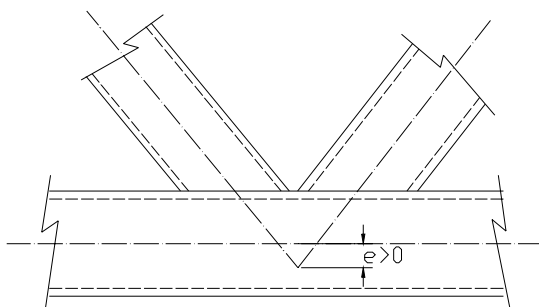


Figura 64.2.f.a

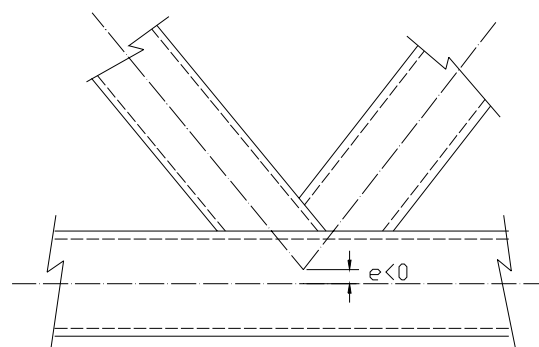


Figura 64.2.f.b

En la comprobación de los cordones sometidos a compresión es preceptivo considerar los momentos derivados de la existencia de excentricidades. Si el cordón está traccionado y la excentricidad se mantiene dentro del rango

$$-0,55 \leq \frac{e}{d_0} \leq 0,25$$

los momentos flectores resultantes pueden ignorarse en el cálculo del nudo y del propio cordón.

β , relación de dimensiones entre una diagonal o montante y el cordón correspondiente. Según los distintos tipos de uniones, se tomarán los valores siguientes:

Para uniones en T, Y ó X,

$$\beta = \frac{d_1}{d_0}; \quad \beta = \frac{d_1}{b_0} \quad \text{ó} \quad \beta = \frac{b_1}{b_0}$$

Para uniones en K o en N,

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \times d_0}; \quad \beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \times d_0};$$

Para uniones en KT,

$$\beta = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3 \times d_0}; \quad \beta = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3 \times b_0} \quad \text{ó} \quad \beta = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6 \times b_0}$$

γ , relación entre la dimensión de un cordón y el doble de su espesor. En función del tipo de barra, será

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \times t_0}; \quad \gamma = \frac{b_0}{2 \times t_0}$$

ó

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \times t_f}$$

η , relación entre la altura de una diagonal o montante y el diámetro o la anchura del cordón correspondiente,

$$\eta = \frac{h_i}{d_0} \quad \text{ó} \quad \eta = \frac{h_i}{b_0}$$

λ_{ov} , relación de solapamiento en tanto por ciento,

$$\lambda_{ov} = \frac{q}{p} \times 100$$

figura 64-e. Para garantizar la adecuada transferencia de esfuerzos entre las dos barras, debe cumplirse la condición:

$$\lambda_{ov} \geq 25\%$$

$N_{0,Ed}$, $M_{0,Ed}$, esfuerzos de cálculo, axil y flector respectivamente, en el cordón.

$N_{i,Ed}$, esfuerzo axial de cálculo en la barra de relleno i .

A_0 , $W_{el,0}$, sección y módulo resistente elástico del cordón.

$$N_{p,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_{i>0} N_{i,Ed} \times \cos\theta_i$$

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}}$$

$$\sigma_{p,Ed} = \frac{N_{p,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}}$$

$$n = \frac{\sigma_{0,Ed}}{f_{y0}}$$

(en cordones de sección rectangular o cuadrada);

$$n_p = \frac{\sigma_{p,Ed}}{f_{y0}}$$

(en cordones de sección circular)

64.3. Medios de unión.

En las uniones directas entre barras, las uniones se realizarán mediante soldadura. Asimismo se realizarán mediante soldadura las uniones de las cartelas a los cordones. La unión de las barras de relleno a las cartelas puede realizarse mediante soldadura o mediante tornillos, en cuyo caso deberá aplastarse adecuadamente el extremo de las mismas, según lo dispuesto en el apartado 64.5.

En uniones directas entre barras, la soldadura se efectuará a lo largo de todo el perímetro de contacto de la diagonal o montante con el cordón. Como excepción, en las uniones con solape, la parte solapada no necesita ser soldada, siempre que las componentes normales al cordón de los esfuerzos axiales en las otras dos barras que concurren en el nudo, no difieran entre sí en más de un 25% de la mayor de dichas componentes.

En caso contrario, la barra más solicitada será la pasante, y se soldará por completo al cordón antes de ser solapada por la otra barra de relleno.

Dicha soldadura puede ser a tope, en ángulo o una combinación entre ambas. En cualquier caso, la resistencia de la soldadura no debe ser inferior a la de la barra, diagonal o montante, unida al cordón o a otra diagonal o montante. Puede admitirse una resistencia inferior en zonas concretas poco solicitadas siempre que se justifique adecuadamente tanto dicha resistencia como la capacidad de deformación de la soldadura.

Se supondrá cumplida dicha condición cuando la soldadura sea de penetración completa o cuando su garganta sea al menos igual al espesor t_i de la barra a unir.

La garganta en soldaduras efectuadas entre bordes curvos se medirá según se indica en la figura 64.3.a

En la zona del pie de la unión entre la diagonal y el cordón en la que el ángulo entre las barras sea inferior a 60° , la soldadura se efectuará con preparación de bordes y penetración completa, figura 64.3.b.

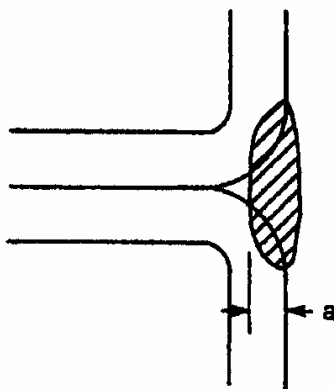


Figura 64.3.a

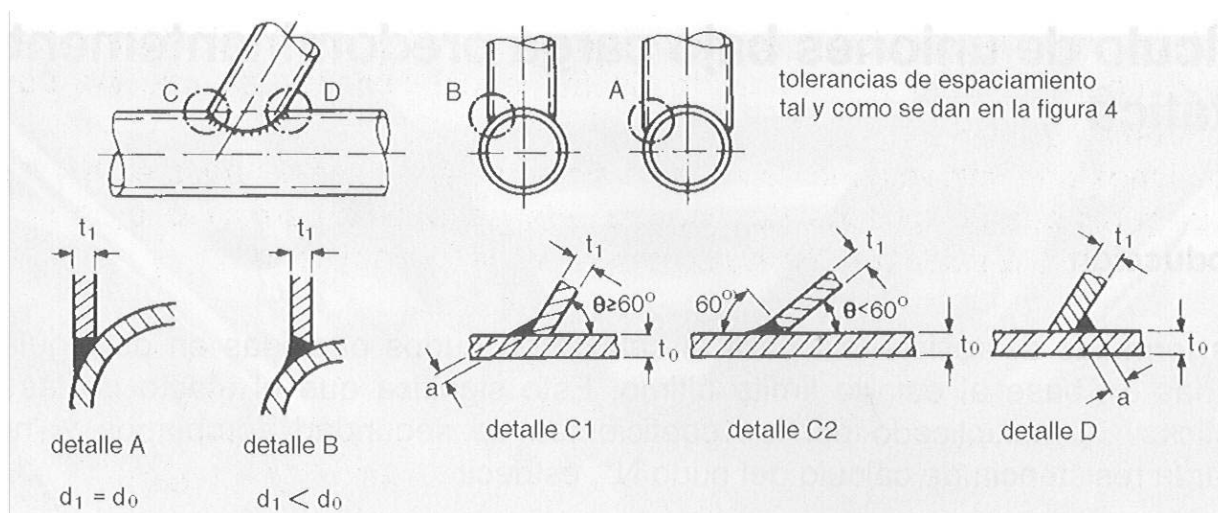


Figura 64.3.b

Las cartelas y sus uniones soldadas a los cordones se dimensionarán para resistir los esfuerzos resultantes de los transmitidos a la misma por las barras de relleno que concurran en ella, determinados de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 65.1.

Las uniones atornilladas de barras de relleno a cartelas se dimensionarán para resistir los esfuerzos existentes en las mismas, determinados de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 59.1

64.4. Fabricación.

En las uniones directas en las que no se modifique la sección de las barras, el extremo de las barras de relleno se cortará de forma que se adapte al cordón. Se prohíbe expresamente perforar éste para permitir el paso de las barras de relleno.

Se recomienda efectuar dicho corte con máquinas automáticas. En caso de no disponer de las mismas, se autoriza el empleo de cortes planos, simples, dobles o triples, figura 64.4.a, siempre que se cumplan las limitaciones siguientes, figura 64.4.b

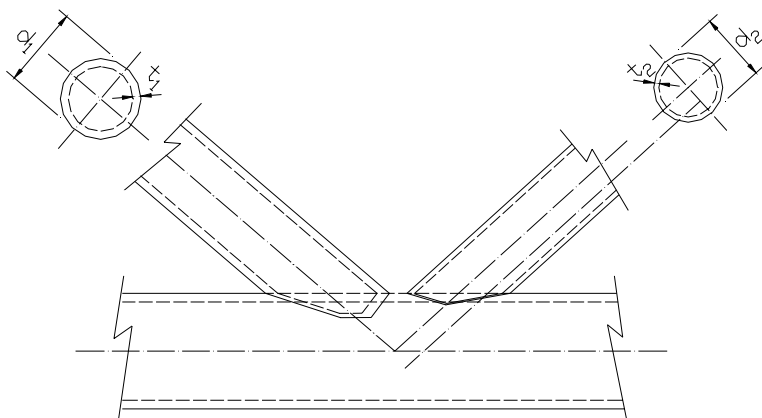


Figura 64.4.a

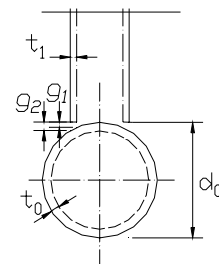


Figura 64.4.b

$$g_1 \leq t_1; g_1 \leq t_0; g_2 \leq 3 \text{ mm}$$

en donde g_1 es la distancia desde la cara exterior de la barra de relleno a la cara del cordón, y g_2 es la distancia desde la cara interior de la barra de relleno a la cara del cordón.

Cuando se empleen barras aplastadas total o parcialmente, la pendiente máxima desde la parte circular a la parte plano, no será superior a 1:4, figura 64.4.c.

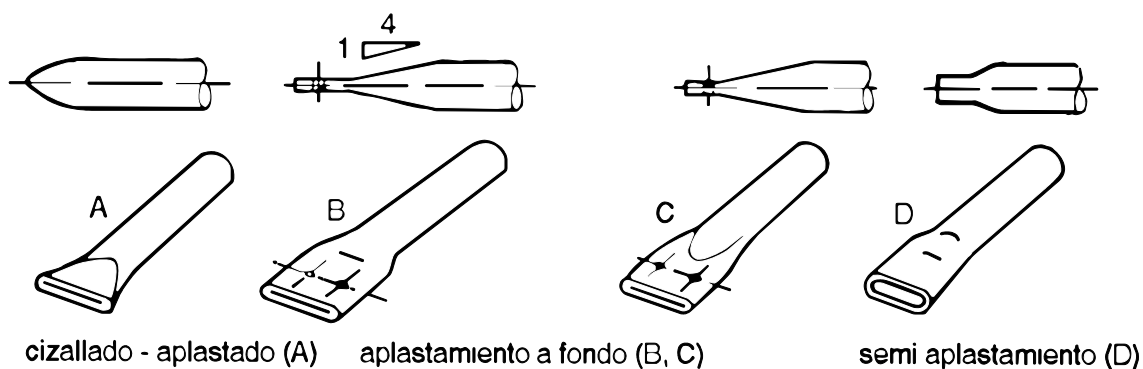


Figura 64.4.cj

64.5. Modos de agotamiento de uniones entre perfiles huecos.

La resistencia de cálculo de uniones entre barras con secciones huecas o entre barras de secciones huecas con barras de sección abierta, se determinará estudiando los distintos modos de agotamiento de la unión que se indican seguidamente.

En los apartados siguientes y en el Anejo XX se dan fórmulas para calcular dicha resistencia para determinados modos de agotamiento. Para determinar la resistencia de cálculo para otros modos de agotamiento, deberán aplicarse los métodos generales previstos en esta Instrucción.

Aunque en general la resistencia de una unión correctamente soldada es mayor en tracción que en compresión, las resistencias de cálculo que se dan están basadas en la resistencia de uniones comprimidas, para evitar posibles deformaciones locales excesivas o capacidades de rotación reducidas o insuficientes.

Los posibles modos de agotamiento que deben estudiarse en general son los siguientes:

- a. Agotamiento de la cara del cordón, por agotamiento plástico de dicha cara o de la totalidad de la sección del propio cordón.
- b. Agotamiento del alma o de las superficies laterales del cordón, por plastificación, aplastamiento o abolladura bajo la barra de relleno comprimida.
- c. Agotamiento del cordón por cortante.
- d. Punzonamiento por cortante de la cara del cordón, por iniciación de grietas que llevan a la separación de la barra de relleno traccionada del cordón.
- e. Agotamiento de una barra de relleno por ancho eficaz insuficiente.
- f. Agotamiento por pandeo local de una barra de relleno o de un cordón de sección hueca, cerca de la unión.

La resistencia de cálculo de una barra de relleno no será superior ni a la resistencia de la propia barra, calculada de acuerdo con los principios generales contenidos en esta Instrucción, ni a la menor de las resistencias de sus uniones extremas, calculadas de acuerdo con lo dispuesto en el presente artículo.

64.6. Uniones directas soldadas entre barras huecas de sección circular.

64.6.1. General

La resistencia de cálculo de una unión entre barras huecas de sección circular cumplirá las condiciones impuestas en los apartados 64.6.2 si la unión es plana, o 64.6.3 si es espacial.

Para uniones que cumplan las condiciones geométricas que se indican en la tabla 64.6.1, sólo será preciso investigar el agotamiento de la cara del cordón y el punzonamiento por cortante del mismo. La resistencia de cálculo será la menor de las obtenidas para los dos posibles mecanismos de agotamiento.

Para uniones que no cumplan las condiciones geométricas que se indican en la tabla 64.1, será preciso comprobar todos los mecanismos de fallos indicados en el apartado 64.5 anterior. Además, será preciso tener en cuenta los momentos secundarios causados por la rigidez rotacional del propio nudo, por lo que no serán válidos en este caso modelos de cálculo que consideren articulados los extremos de las barras de relleno.

Tabla 64.6.1. Condiciones geométricas para uniones entre barras huecas de sección circular

PARÁMETRO	CONDICIÓN

$\beta = \frac{d_i}{d_0}$	$0,2 \leq \beta \leq 1,0$
CORDÓN	Clase 2 para flexión pura y $10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$ en general $10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 40$ para uniones en X
BARRAS DE RELLENO	Clase 2 para flexión pura y $10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$
λ_{ov}	$\lambda_{ov} \geq 25\%$
g	$g \geq t_1 + t_2$

64.6.2. Uniones planas.

En uniones de barras de relleno sometidas únicamente a esfuerzos axiales, el esfuerzo axial de cálculo $N_{i,Rd}$ no debe ser superior a la resistencia de cálculo de la unión, $N_{i,Ed}$, obtenida de las tablas A-XX-1, A-XX-2 ó A-XX-3 del Anejo A-XX.

En uniones de barras de relleno sometidas a esfuerzos axiales y momentos flectores deberá cumplirse la condición:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0$$

en donde es:

$N_{i,Ed}$, $M_{ip,i,Ed}$, $M_{op,i,Ed}$, esfuerzo axial de cálculo, momento flector de cálculo en el plano de la unión y momento flector de cálculo en el plano normal al de la unión. Estos momentos flectores se determinarán en el punto de corte del eje de la barra de relleno con la cara del cordón.

$N_{i,Rd}$, $M_{ip,i,Rd}$, $M_{op,i,Rd}$, resistencias de la unión a esfuerzo axial, a momento flector en el plano de la unión y a momento flector en el plano normal al de la unión, obtenida de las tablas A-1-3, A-1-4 ó A-1-5 del Anejo A-XX.

Las uniones de los tipos DY, KT, DX y DK, deben cumplir los requisitos adicionales recogidos en la tabla A-16 del Anejo A-XX.

Los valores del parámetro k_g usado en la tabla A-XX-2 del Anejo A-XX para uniones del tipo K, N y KT se dan en la figura A-XX-1

64.6.3. Uniones espaciales.

La resistencia de la unión de cada barra de relleno al cordón correspondiente en una unión espacial es igual a la de la misma unión supuesta plana, pero considerando el

valor adecuado del parámetro k_p indicado en la tabla correspondiente y multiplicada por un factor de reducción μ dado en la tabla A-1 -7 del Anejo A-XX

64.7. Uniones directas soldadas entre barras secundarias huecas de sección circular y cordones huecos de sección cuadrada o rectangular

64.7.1. General

La resistencia de cálculo de una unión entre barras secundarias huecas de sección circular y cordones huecos de sección cuadrada o rectangular cumplirá las condiciones impuestas en los apartados 64.7.2 si la unión es plana, o 64.7.3 si es espacial.

Para uniones que cumplan las condiciones geométricas que se indican en la tabla 64.7.1, sólo será preciso investigar el modo de agotamiento indicado en la tabla aplicable del Anejo A-XX. La resistencia de cálculo será la menor de las obtenidas para los posibles mecanismos de agotamiento.

Para uniones que no cumplan las condiciones geométricas que se indican en la tabla 64.7.1, será preciso comprobar todos los mecanismos de fallos indicados en el apartado 64.5 anterior. Además, será preciso tener en cuenta los momentos secundarios causados por la rigidez rotacional del propio nudo, por lo que no serán válidos en este caso modelos de cálculo que consideren articulados los extremos de las barras de relleno.

Tabla 64.7.1. Condiciones geométricas para uniones entre barras secundarias huecas de sección circular y cordones huecos de sección cuadrada o circular.

Type of joint	Joint parameters [$i = 1$ or 2 , $j =$ overlapped brace]					
	b_i/b_0 or d_i/b_0	b_i/t_i and h_i/t_i or d_i/t_i		h_0/b_0 and h_i/b_i	b_0/t_0 and h_0/t_0	Gap or overlap b_i/b_j
		Compression	Tension			
T, Y or X	$b_i/b_0 \geq 0,25$	$b_i/t_i \leq 35$ and $h_i/t_i \leq 35$	$b_i/t_i \leq 35$	$\geq 0,5$ but $\leq 2,0$	≤ 35 and Class 2	-
K gap N gap	$b_i/b_0 \geq 0,35$ and $\geq 0,1 + 0,01 b_0/t_0$	and Class 2	and $h_i/t_i \leq 35$		≤ 35 and Class 2	$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta)$ but $\leq 1,5(1 - \beta)^{1)}$ and as minimum $g \geq t_1 + t_2$
K overlap N overlap	$b_i/b_0 \geq 0,25$	Class 1			Class 2	$\lambda_{ov} \geq 25\%$ but $\lambda_{ov} \leq 100\%^{2)}$ and $b_i/b_j \geq 0,75$
Circular brace member	$d_i/b_0 \geq 0,4$ but $\leq 0,8$	Class 1	$d_i/t_i \leq 50$	As above but with d_i replacing b_i and d_j replacing b_j .		

¹⁾ If $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$ and $g/b_0 > t_1 + t_2$ treat the joint as two separate T or Y joints.

²⁾ The overlap may be increased to enable the toe of the overlapped brace to be welded to the chord.

64.7.2. Uniones planas.

Pendiente de redacción

64.7.3. Uniones espaciales.

Pendiente de redacción.

Artículo 65.º Uniones a la cimentación.

65.1. Generalidades

Los apoyos de la estructura deberán materializar, lo más perfectamente posible, las condiciones de vinculación previstas en el cálculo.

Los aparatos de apoyo se proyectarán de forma que:

- Puedan transmitir a la cimentación los esfuerzos previstos en el cálculo sin provocar en ella sollicitaciones que no pueda resistir adecuadamente.
- Permitan los movimientos previstos en los cálculos sin originar sollicitaciones no previstas en los mismos.
- Pueda realizarse sin dificultad la inspección y el mantenimiento de los mismos.

Las cimentaciones a su vez se dimensionarán para que sean capaces de transmitir al terreno los esfuerzos que reciban de la estructura de forma que éste pueda resistirlos sin que experimente asientos o movimientos que invaliden las condiciones de sustentación previstas en el cálculo de la estructura.

En el Plan de Conservación de la estructura se indicará la manera de cambiar aquellos aparatos de apoyo en los que esta operación pueda ser necesaria.

Las zonas próximas a estos aparatos se diseñarán de manera que sean capaces de resistir los esfuerzos a que puedan estar sometidas durante dicha operación de cambio.

65.2. Placas de base.

Las placas de base son aparato de apoyo empleado con más frecuencia para unir un soporte a su cimentación.

La unión de un soporte a su cimentación mediante una placa de base se consideran como unión rígida o empotramiento perfecto. Si no se desea que existan flexiones en el extremo del soporte, unión articulada, deberá intercalarse un bulón o dispositivo similar entre la placa y el soporte.

La placa de base se dimensionará para poder transmitir los esfuerzos axiales de tracción o compresión, esfuerzos cortantes y momentos flectores y torsores determinados en el cálculo.

65.2.1. Transmisión de tensiones tangenciales

Las tensiones tangenciales originadas por los esfuerzos cortantes y el posible momento torsor pueden transmitirse a la cimentación mediante:

- Rozamiento. Siendo N_{csd} el valor absoluto del esfuerzo de compresión de cálculo, en el que se incluirá el posible esfuerzo de pretensado de los pernos de anclaje, el máximo cortante que puede ser transmitido por rozamiento es:

$$V_{Rd} = 0,5 \times N_{cSd} \geq V_{Sd,ef} = \sqrt{V_{ySd}^2 + V_{zSd}^2} + \frac{M_{xSd}}{0,25 \times b}$$

en donde b es la menor dimensión de la placa de base, V_{ySd} y V_{zSd} son las componentes del esfuerzo cortante de cálculo y M_{xSd} el torsor de cálculo concomitante con N_{cSd} .

- Mediante conectadores de alguno de los tipos admitidos en las recomendaciones para puentes mixtos RPX 95 y calculados de acuerdo con la misma.
- Mediante los pernos de anclaje que se dispongan. No se recomienda este método si los pernos han de resistir también tracciones importantes.

El Proyectista elegirá uno solo de estos métodos para transmitir la totalidad del cortante y el momento torsor que pueda existir, sin que sea admisible el empleo de más de un método para ello.

Cuando se empleen pernos de anclaje para transmitir los esfuerzos cortantes, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

Los agujeros dispuestos en la placa de base para el paso de los pernos pueden tener la holgura que indique el Proyectista para facilitar el montaje de las mismas, pero en este caso se dispondrán sobre ellos arandelas con taladros estándar soldadas a la placa de base con una soldadura de resistencia suficiente para transmitir el esfuerzo cortante que haya de absorber el perno.

La resistencia del perno a cortadura y a aplastamiento contra la placa de base o contra la arandela de fijación se calculará de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 58.5. La resistencia a aplastamiento contra el hormigón se calculará de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 7.3.2.1 de la Recomendación RPX 95.

65.2.2. Transmisión de esfuerzos de compresión

Se admite que las compresiones originadas por el esfuerzo axial y por los momentos flectores se transmiten desde los elementos comprimidos del soporte a la cimentación, repartiéndose a través de la placa de base.

La presión contra el hormigón no superará el valor

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd},$$

En la expresión anterior, f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación; β_j es un coeficiente que puede tomarse igual a 0,667 si el mortero de nivelación situado entre la placa y el hormigón de la cimentación tiene una resistencia al menos igual a $0,2 \times f_{ck}$ y un espesor no mayor que 0,2 veces la menor dimensión de la placa; k_j es el factor de concentración, que depende de las dimensiones de la placa de base y de la zapata, su valor viene dado por

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{a \times b}} \leq 2,5$$

En la expresión anterior a y b son las dimensiones de la placa de base, y a_1 y b_1 las de la cimentación, sujetas a las siguientes limitaciones:

$$a_1 \geq a$$

a_1 no se tomará mayor que el menor de los siguientes valores: $a + 2a_r$; $5x_a$; $a + h$;
 $5xb_1$

$$b_1 \geq b$$

b_1 no se tomará mayor que el menor de los siguientes valores: $b + 2b_r$; $5xb$; $b + h$;
 $5xa_1$

Bajo la placa de base se dispondrá la armadura de reparto precisa de acuerdo con EHE

65.2.3. Transmisión de esfuerzos de tracción

Las tracciones, debidas al esfuerzo axial y a los momentos flectores, deberán ser resistidas por los pernos de anclaje. Se recomienda que los pernos se atornillen a la placa. Se colocará siempre una arandela entre la tuerca y la placa de base.

Terminado el montaje de la estructura y apretadas las tuercas, se inmovilizarán, preferentemente mediante la colocación de una contratuerca o picado de la rosca. Se prohíbe el empleo de puntos de soldadura para este menester.

La resistencia a tracción de un perno de anclaje se determinará de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 58.6. En caso de que los pernos se suelden a la placa, el material de los mismos deberá ser soldable y la soldadura de unión será de resistencia completa, figura 65.2.3.a.

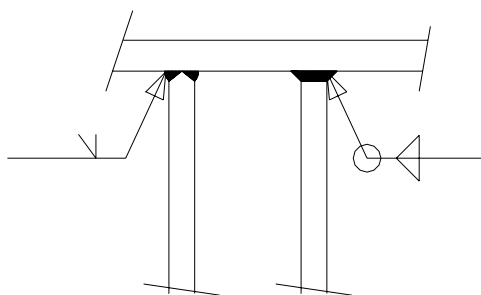


Figura 65.2.3.a

Se prohíbe terminantemente soldar un perno a la placa de base mediante cordones en ángulo dados sobre una patilla formada en el extremo del mismo a soldar a la placa, figura 65.2.3.b.

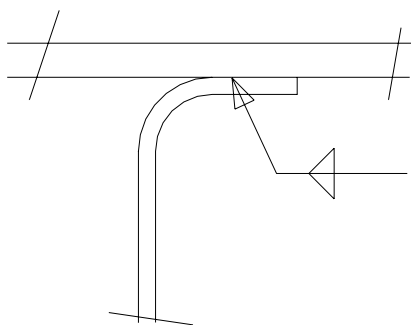


Figura 65.2.3.b

Se autoriza el pretensado de los pernos si son de la calidad adecuada para ello. El esfuerzo de pretensado será fijado por el Proyectista, pero no superará el valor N_0 indicado en el apartado 58.7. Se recomienda esta solución en el caso de estructuras sometidas a efectos dinámicos, impactos o cargas de fatiga.

La transferencia al hormigón de la tracción de un perno de anclaje, puede confiarse a la adherencia, en cuyo caso el perno terminará en patilla normal y su longitud estará de acuerdo con lo dispuesto en EHE, o a una placa de extremo, sujeta al perno mediante tuerca y contratuerca.

En este caso, deberá ser:

$$\frac{T_{sd}}{A_{pl}} \leq f_j$$

en donde T_{sd} es la tracción en el perno, A_{pl} la superficie de la placa y f_j el valor de la presión contra el hormigón; en su determinación se tomará en vez del espesor de la zapata, h , la profundidad de la placa L .

La transmisión al hormigón se efectuará mediante tensiones tangenciales en la superficie lateral de un tronco de cono o pirámide, según que la placa sea circular o cuadrada, que se extiende desde la placa hasta la superficie de la zapata con un semiángulo en el vértice de 10° .

La comprobación de dichas tensiones tangenciales se efectuará según lo dispuesto en la Instrucción EHE

65.2.4. Transmisión de esfuerzos de flexión

La resistencia de la placa de base y de los pernos de anclaje a flexión se comprobará según lo dispuesto en el artículo 61.2., asimilándola a una unión con chapa frontal

65.3. Otros métodos de unión de soportes a la cimentación.

La unión de un soporte a la cimentación puede realizarse embebiendo una cierta longitud del soporte en la cimentación, figura 65.3.

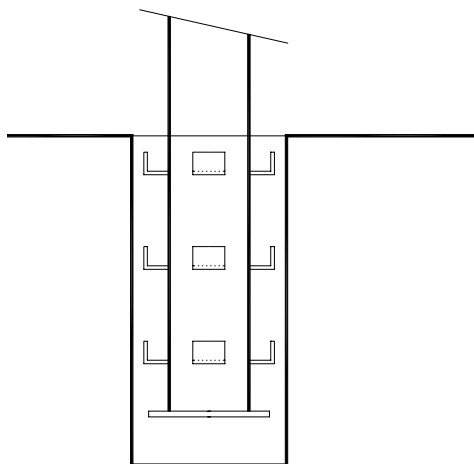


Figura 65.3.

En este caso, la transmisión del esfuerzo axil, sea de tracción o de compresión, se hará mediante conectadores dispuestos en el fuste del soporte; en el hormigón se dispondrán las armaduras precisas para transmitirlo desde el mortero de relleno al propio hormigón.

El esfuerzo cortante y los momentos flectores se transmitirán mediante pares de fuerzas que compriman el fuste contra la cimentación, elegidas de manera que:

- En ningún punto la presión del fuste contra el hormigón sea superior a la resistencia de cálculo de éste, f_{cd} .
- El fuste pueda resistir los esfuerzos originados por dichas fuerzas.

Artículo 66.º Elementos de apoyo.

66.1. Dispositivos de apoyo de neopreno.

Los aparatos de apoyo de neopreno se utilizan para materializar una articulación con posibilidad de deslizamiento en el extremo de una viga.

Pendiente de redacción

66.2. Dispositivos de apoyo metálicos.

Los aparatos de apoyo metálicos se utilizan para materializar una articulación con o sin posibilidad de deslizamiento en el extremo de una viga.

Cuando se trate de transmitir únicamente reacciones de compresión y el aparato de apoyo esté constituido por una pareja de placas, una unida a la estructura y otra a la cimentación, se deberán tener en cuenta en su dimensionamiento las siguientes consideraciones:

- Las placas deberán ser rectangulares, con una relación de dimensiones comprendida entre 1:1 y 2:3.
- Su centro coincidirá con el punto de paso de la reacción F_{Sd} .
- Se tendrá en cuenta el efecto del rozamiento entre placas, para el que se supondrá $\mu = 0,3$.
- Cuando exista la posibilidad de que la reacción pueda ser de tracción o, aún cuando siendo de compresión, su valor sea pequeño, se dispondrán los dispositivos adecuados para impedir la separación de ambas placas. Dichos dispositivos deberán permitir el desplazamiento de las placas en su plano de contacto si así se ha previsto en las condiciones de vinculación de la pieza.
- La presión de contacto de la placa contra el hormigón no superará el valor f_j definido en el artículo 65.2.2.
- La presión de contacto entre placas metálicas no superará el valor $0,80 \times f_y$

Cuando el apoyo esté constituido por una esfera descansando entre placas planas, la reacción $F_{Sd,ser}$ en estado límite de servicio, expresada en kN, cumplirá que:

$$F_{Sd,ser} \leq 1,74 \times f_y^3 \times \left(\frac{r}{E} \right)^2$$

siendo f_y el menor límite elástico de la esfera o de las placas, en N/mm²; r el radio de la esfera en mm y E el módulo de elasticidad del acero en N/mm²

Cuando el apoyo esté constituido por un cilindro de longitud ℓ descansando entre placas planas, la reacción $F_{Sd,ser}$ en estado límite de servicio, expresada en kN, cumplirá que:

$$F_{Sd,ser} \leq 0,062 \times f_y^2 \times \frac{r \times \ell}{E}$$

siendo f_y el menor límite elástico de la esfera o de las placas, en N/mm² y r el radio del cilindro en mm.

En las expresiones anteriores, cuando el límite elástico del acero sea igual o superior a 500 N/mm², se tomará para el mismo un valor reducido, $f_{y,red} = 0,12 \times f_y + 440$ (en N/mm²). Si no se conoce el límite elástico, pero se conoce la dureza Vickers HV según ISO 4964, puede tomarse $f_{y,red} = 0,273HV + 440$ (en N/mm²).

Para las superficies cilíndricas que hayan sufrido un tratamiento de endurecimiento superficial o la aplicación de un revestimiento especial, podrá utilizarse el límite elástico o la dureza de la capa superficial si su espesor es superior a

$$25 \times r \times \frac{f_y}{E} \quad \text{o a} \quad 55 \times r \times \frac{HV}{E}$$

respectivamente. En estas expresiones se entrará con r en mm y con f_y y E en N/mm².

No será preciso en general la comprobación del estado límite último en las rótulas esféricas o cilíndricas.

Las rótulas y rodillos se fabrican habitualmente en aceros al cromo martensíticos de alta resistencia, templados y revenidos, de acuerdo con UNE EN 10088. En el certificado que obligatoriamente habrá de suministrar el fabricante figurarán, además de las características mecánicas, el modo de fabricación, el tratamiento térmico, la dureza y, cuando así se haya convenido, la tenacidad del material.

Se comprobará la seguridad a la rotura frágil cuando el acero empleado tenga un límite elástico superior a 1000 N/mm² o la dureza HV sea superior a 450.

CAPÍTULO XV. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Artículo 67.º Vigas

Se considera incluida en este apartado el cálculo de cualquier pieza prismática que cumpla la relación $L/a > 5$, sometida a esfuerzos axiales, de flexión ó de torsión, ó a cualquier combinación de ellos.

Dentro de este artículo se consideran los tipos de vigas de alma llena y vigas de alma aligerada. Las denominadas vigas de celosía se tratan en el Artículo 72º, relativo a estructuras trianguladas.

67.1. Vigas de alma llena

Se consideran como vigas de alma llena aquellas vigas, laminadas o soldadas, de sección constante o variable longitudinalmente.

En el cálculo de las vigas de alma llena se deben realizar las siguientes comprobaciones:

- a) Comprobación del estado límite de servicio (flechas) Art 37
- b) Comprobación de estado límite último. Art.34 y 35.
- c) Comprobación a pandeo lateral. Art 35.2.
- d) Comprobación de la resistencia a abolladura. Art 35.5 y 35.8.
- e) Comprobación, en su caso, de las secciones bajo cargas concentradas. Art.35.6 y 35.7.

67.2. Vigas de alma aligerada

Al dimensionar las vigas de alma llena a flexión, suelen ser determinante las condiciones del estado límite de servicio (flechas), que condicionan más el dimensionamiento de la sección que el estado límite último.

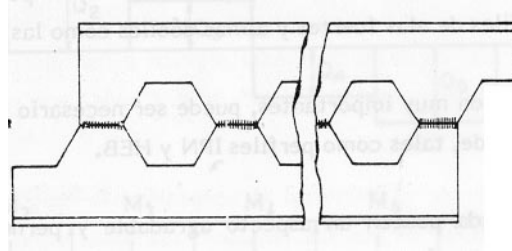
Esta situación es la causa de que el proyectista trate de conseguir una sección con la mayor inercia posible sin aumentar el área y por tanto el peso de la sección, lo que se traduce en un menor coste.

Se consideran como vigas de alma aligerada aquellas cuya alma presenta unos aligeramientos a lo largo de la misma, iguales entre sí, y con una separación igual entre ellos.

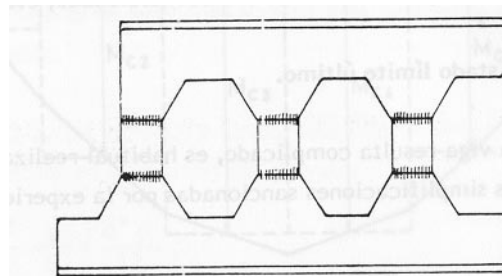
67.2.1. Tipos de vigas de alma aligerada.

Se pueden considerar los siguientes tipos de vigas aligeradas.

a) Vigas alveoladas



b) Vigas alveoladas peraltadas



c) Vigas con aligeramientos circulares en el alma.

67.2.1.1. Comprobación en estado límite último.

El cálculo a flexión riguroso de una viga aligerada es complejo y se puede recurrir a un cálculo simplificado asimilándola a una viga Vierendel en la cual los montantes se corresponderán con las zonas de sección completa.

Se deberá comprobar la sección de máximo aligeramiento así como la sección sin aligeramiento para los esfuerzos que se producen en ellas. Además la zona de unión debe ser capaz de resistir el esfuerzo rasante de la conexión de ambas partes de la viga.

67.2.1.2. Comprobación en estado límite de servicio.

Para la determinación de las flechas se deben de tener en cuenta dos factores

- flecha debida a flexión. f_f
- flecha debida al cortante. f_q

de forma que la flecha total f será la suma de ambas.

$$f = f_f + f_q$$

El valor de la flecha f_f se obtiene, de forma simplificada y conservadora, considerando como inercia de la sección el valor de la inercia de la sección en la zona en que el aligeramiento es máximo y por tanto la inercia es mínima $I_{\min}$.

Se puede considerar para el cálculo de dicha flecha f_f un valor medio de la inercia I_M de los dos tipos de secciones, la de aligeramiento máximo y la de aligeramiento mínimo. Este valor suele aparecer tabulado en los prontuarios de estructuras de acero que recogen los perfiles alveolados.

El valor de la flecha debida al cortante f_q se obtiene teniendo en cuenta el área resistente a cortante de la sección A_e , y su valor es

$$F_q = M_{\max} / G A_e$$

$M_{\max}$ es el valor máximo del momento flector que actúa sobre la sección.

G modulo de deformación transversal del acero.

A_e área resistente a cortante sección.

El valor del área resistente a cortante de la sección aparece tabulado en los prontuarios de estructuras de acero, al igual que el valor de I_M

Artículo 68.º Entramados

Se consideran en este Artículo aquellas estructuras planas formadas por elementos en dos direcciones, perpendiculares entre sí, y con cargas normales al plano medio de la estructura.

Puede existir una dirección predominante, vigas principales, siendo los elementos de la dirección perpendicular, entrevigado, los encargados del reparto transversal de las cargas.

Si no existe una sección predominante entre las dos, estamos en el caso de una losa ortótropa.

En ambos casos el cálculo de esfuerzos se realizará como un emparrillado.

En el caso del entrevigado puede realizarse un cálculo simplificado de esfuerzos, utilizando un método de reparto transversal de las cargas aplicadas, con la finalidad de obtener las cargas a considerar para el cálculo de las vigas principales.

Una vez obtenidos los esfuerzos correspondientes en cada elemento se realizará el cálculo de acuerdo con los correspondientes artículos de esta Instrucción, teniendo en cuenta lo indicado en el Artículo 67.1.

Artículo 69.º Forjados

Se consideraran como forjados de acero aquellos forjados cuyos elementos resistentes (viguetas) sean de acero.

Generalmente estos forjados serán forjados unidireccionales formados por viguetas de acero con piezas de entrevigado no resistentes, cerámicas o de hormigón.

Las viguetas se calcularán como vigas metálicas teniendo en cuenta el artículo 67.1.

En el caso de forjados en edificación industrial que tengan que soportar grandes cargas, el entrevigado puede ser de piezas de acero, formando un entramado plano, en el que las dos direcciones de las vigas pueden ser de la misma dimensión. Su cálculo se indica en el artículo 68.

En el caso de forjados de cubierta inclinados, con viguetas (correas) apoyadas sobre vigas principales o cerchas, es necesario tener en cuenta que si el alma de la

correa no está en un plano vertical aparece una flexión en el plano perpendicular al alma, cuya importancia depende de la inclinación de la cubierta.

En todo caso las correas se calculan teniendo en cuenta el artículo 67.

Artículo 70.º Soportes

En este artículo se estudia el comportamiento de piezas sometidas de forma predominante a esfuerzos axiales de compresión.

Se consideran en este artículo:

- Soportes de sección constante
- Soportes de sección variable
- Soportes de sección compuesta
- Soportes con carga variable
- Soportes con cargas concentradas

70.1. Soportes de sección constante

Se consideran en este artículo aquellos soportes cuya sección a lo largo de la directriz, independientemente de la forma de ésta, mantienen constante su sección.

70.1.1. Tipos de secciones

Se consideran como soportes de sección constante los siguientes:

70.1.1.1. Secciones de un solo perfil

Se consideran en este apartado aquellas secciones formadas por un solo perfil laminado o armado y aquéllas que estando formadas por varios perfiles están unidas de forma continua o que pueda considerarse continua.

Se considera que dos o más perfiles están unidos de forma continua cuando están soldados longitudinalmente, tienen un forro metálico continuo uniéndolas, o los elementos de enlace que las unen tienen una separación máxima de $20 i_0$ siendo i_0 el radio de giro mínimo de los perfiles unidos por dichos enlaces.

De acuerdo con este planteamiento las secciones se pueden considerar:

- a) Secciones cerradas.
- b) Secciones abiertas.
 - Secciones de simetría doble.
 - Secciones de simetría simple.
 - Secciones de simetría puntual.

70.1.2. Cálculo

Para el cálculo a compresión se tendrá en cuenta el Artículo 35.1

En el caso de existir esfuerzos de compresión compuesta se tendrá en cuenta los artículos 35.2 y 35.3.

En el caso que el centro de gravedad y el centro de esfuerzos cortantes de la sección no coincidan se deberá tener en cuenta la posibilidad de pandeo con flexión y torsión y será de aplicación el artículo 35.1.4.

En el caso de coincidir el centro de gravedad y el centro de esfuerzos cortantes, la pieza puede pandear por torsión pura, solo cuando el radio de giro polar sea mayor que el radio de giro a torsión.

La comprobación de pandeo por torsión pura se incluye en el art 35.1.4.

70.2. Soportes de sección variable

Se considera en este artículo el caso de soportes diseñados con un solo perfil, o con varios perfiles enlazados entre sí de manera continua, y con la sección con un área ligeramente variable.

El cálculo de estos soportes se realiza obteniendo un valor del radio de giro equivalente, obtenido en función de la variación de la inercia y del tipo de variación de la sección, y determinado como se indica en el siguiente apartado.

70.2.1. Determinación del radio de giro equivalente

Consideraremos dos casos de la variación de la inercia.

- variación lineal.
- variación parabólica.

Consideraremos una variación de la inercia desde su valor máximo $I_{\max}$ hasta un valor mínimo $I_{\min}$.

Se considera un área media A_{med} cuyo valor es

$$A_{\text{med}} = \int_0^L (A_x / L) dx$$

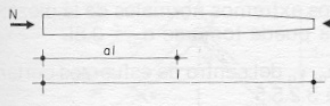
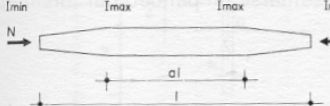
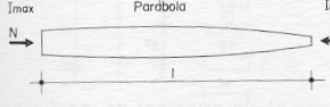
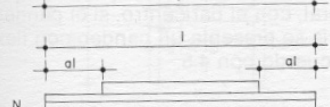
El valor del radio de giro equivalente será

$$i_{\text{eq}} = (c I_{\max} / A_{\text{med}})^{1/2}$$

El valor de c se obtiene de la tabla 70.2.1 en función de la relación v entre las inercias máxima y mínima y la relación entre la longitud de sección variable y de sección constante.

$$v = [I_{\min} / I_{\max}]^{1/2}$$

Tabla 70.2.1. Coeficiente c para la determinación del radio de giro equivalente

Variación de la sección		Coeficiente c siendo $v = \sqrt{I_{\min} \cdot I_{\max}}$									
	$\frac{a}{l}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	0.0	0.121	0.220	0.316	0.412	0.509	0.606	0.703	0.801	0.900	1.000
	0.1	0.140	0.247	0.348	0.447	0.542	0.636	0.729	0.820	0.911	1.000
	0.2	0.166	0.284	0.391	0.490	0.585	0.675	0.761	0.844	0.923	1.000
	0.3	0.203	0.333	0.446	0.547	0.639	0.722	0.800	0.871	0.938	1.000
	0.4	0.257	0.403	0.521	0.620	0.705	0.779	0.844	0.902	0.953	1.000
	0.5	0.340	0.502	0.620	0.711	0.784	0.843	0.892	0.933	0.969	1.000
	0.6	0.477	0.641	0.745	0.815	0.867	0.906	0.936	0.961	0.982	1.000
	0.7	0.697	0.814	0.875	0.913	0.938	0.957	0.971	0.983	0.992	1.000
	0.8	0.922	0.951	0.966	0.976	0.983	0.988	0.992	0.995	0.998	1.000
	≥ 0.9	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.0	0.259	0.389	0.493	0.583	0.665	0.740	0.810	0.877	0.940	1.000
	0.1	0.308	0.448	0.555	0.643	0.719	0.786	0.846	0.902	0.953	1.000
	0.2	0.371	0.520	0.625	0.707	0.775	0.832	0.881	0.925	0.965	1.000
	0.3	0.453	0.605	0.703	0.775	0.830	0.867	0.914	0.947	0.975	1.000
	0.4	0.558	0.702	0.784	0.841	0.883	0.915	0.942	0.965	0.984	1.000
	0.5	0.686	0.801	0.861	0.900	0.927	0.948	0.965	0.979	0.990	1.000
	0.6	0.819	0.890	0.925	0.946	0.962	0.973	0.982	0.989	0.995	1.000
	0.7	0.925	0.954	0.968	0.978	0.984	0.989	0.992	0.996	0.998	1.000
	0.8	0.982	0.988	0.992	0.994	0.996	0.997	0.998	0.999	0.999	1.000
	≥ 0.9	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	—	0.273	0.402	0.506	0.595	0.676	0.749	0.817	0.882	0.942	1.000
	—	0.536	0.652	0.728	0.786	0.834	0.875	0.911	0.943	0.973	1.000
	0.1	0.221	0.626	0.846	0.924	0.958	0.976	0.986	0.993	0.997	1.000
	0.2	0.060	0.220	0.421	0.605	0.743	0.837	0.902	0.946	0.977	1.000
	0.3	0.027	0.105	0.221	0.359	0.502	0.635	0.753	0.852	0.933	1.000
	0.4	0.016	0.061	0.134	0.231	0.345	0.472	0.606	0.741	0.873	1.000
	0.5	0.010	0.040	0.090	0.160	0.250	0.360	0.490	0.640	0.810	1.000

70.3. Soportes de sección compuesta

Se consideran soportes de sección compuesta aquellos formados por dos o más perfiles, enlazados entre sí por medio de perfiles o chapas con la finalidad de asegurar la colaboración entre los perfiles principales.

Los enlaces pueden formar una celosía con montantes y diagonales en cuyo caso la definiremos como una pieza compuesta triangulada.

En el caso de que los enlaces sean solamente los montantes y estos sean chapas lo definiremos como una pieza de sección compuesta empresillada.

En el caso en que los elementos de enlace estén situados con una separación inferior a $20 i_0$ siendo i_0 el radio de giro mínimo de los perfiles principales se considerará a los efectos de cálculo que es un perfil único con las características mecánicas del conjunto de los perfiles principales.

70.3.1. Cálculo

Para el cálculo de los soportes de sección compuesta se utilizara el cálculo indicado en el artículo 71.

70.4. Soportes sometidos a esfuerzo axial variable

En el caso de piezas de sección constante solicitadas por compresiones de valor variable a lo largo de la directriz de la pieza, se considerará para el cálculo a pandeo una esbeltez afectada por un coeficiente β , que se puede obtener de la tabla 70.4, en función de los valores extremos del esfuerzo axial y de la forma de variación del axil a lo largo de la directriz.

Tabla 70.4. Coeficientes β para soportes sometidos a esfuerzo axial variable

Coeficiente $\beta = \sqrt{\frac{1 + CN'/N}{K}}$ según el caso					
C	0.880	0.510	1.650	0.930	2.180
K	1.880	3.090	5.420	7.720	0.800
$\frac{N'}{N}$					
0.0	0.729	0.569	0.429	0.359	1.122
0.1	0.761	0.582	0.462	0.376	1.238
0.2	0.792	0.596	0.495	0.392	1.346
0.3	0.818	0.610	0.524	0.407	1.440
0.4	0.846	0.623	0.553	0.421	1.532
0.5	0.875	0.636	0.579	0.434	1.620
0.6	0.901	0.648	0.605	0.449	1.704
0.7	0.927	0.663	0.629	0.462	1.784
0.8	0.950	0.675	0.654	0.474	1.856
0.9	0.975	0.687	0.676	0.488	1.928
1.0	1.000	0.700	0.700	0.500	2.000
C	2.180	0.930	1.090	0.350	1.090
K	3.180	7.720	2.090	5.400	0.520
$\frac{N'}{N}$					
0.0	0.561	0.359	0.692	0.430	1.384
0.1	0.619	0.376	0.728	0.436	1.456
0.2	0.673	0.392	0.764	0.445	1.528
0.3	0.720	0.407	0.797	0.451	1.594
0.4	0.766	0.421	0.830	0.459	1.660
0.5	0.810	0.434	0.858	0.465	1.716
0.6	0.852	0.449	0.888	0.473	1.776
0.7	0.892	0.462	0.917	0.479	1.834
0.8	0.928	0.474	0.946	0.486	1.892
0.9	0.964	0.488	0.973	0.492	1.946
1.0	1.000	0.500	1.000	0.500	2.000

70.5. Soportes sometidos a cargas concentradas a lo largo de su altura

En el caso de piezas de sección constante con cargas puntuales aplicadas a lo largo de su directriz, el cálculo se realizará aplicando un coeficiente β a su longitud de pandeo, que tendrá en cuenta la aplicación de una o varias cargas a lo largo de ésta.

El valor de β se obtiene en función del tipo de sustentación de la pieza y de su posición relativa a lo largo de la directriz l_1 / L .

En el caso de aplicación de varias cargas a lo largo de la directriz el coeficiente β que se debe aplicar tiene la expresión

$$\beta = \left[\sum_{i=1}^n \alpha_i \beta_i^2 \right]^{1/2}$$

siendo $\alpha_i = P_i / \sum_{i=1}^n P_i$

En la tabla 70.5 se dan los valores de β y de β^2 para obtener la longitud de pandeo.

Tabla 70.5. Valores del coeficiente β y de β^2 para soportes sometidos a cargas concentradas

l_1/L	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1156
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

Artículo 71.º

Elementos compuestos

71.1. Criterios de diseño

Se denomina elementos compuestos a aquellos elementos formados por dos o más perfiles simples, paralelos a la directriz de la pieza, unidos de forma discontinua y uniforme, por medio de elementos normales a la directriz (montantes) o por medio de una triangulación (diagonales), con la finalidad de asegurar un trabajo solidario entre todos los elementos de la pieza.

Si los montantes estas formados por chapas, estos reciben el nombre de presillas.

Se puede considerar que la unión entre perfiles es continua y por tanto el cálculo de esa elemento compuesto puede realizarse como si fuera un elemento simple con las características resistentes del elemento compuesto, siempre que la separación S entre presillas sea

$$S < 20 i_0$$

siendo i_0 el radio de giro mínimo de uno de los perfiles principales que forman el elemento compuesto.

Para asegurar la transmisión de esfuerzos es necesario disponer en los extremos del elemento de presillas unidas además a las placas de base y cabeza del mismo.

Los elementos de unión de los perfiles principales, bien sean diagonales, presillas o ambas, dividirán el elemento en tramos iguales entre sí, de longitud a , siendo el número de dichos tramos igual o mayor de tres.

Para una mejor optimización de los elementos a unir, la longitud a de dichos tramos no debe ser superior a $50 i$.

Los elementos de unión, presillas y/o diagonales deben estar diseñados para resistir los esfuerzos indicados en el artículo 71.3.3.1.

Los elementos de unión, presillas y/o diagonales, deben estar unidos a los perfiles principales por tornillos o soldadura, debiendo dimensionarse estas uniones para resistir los esfuerzos indicados en el artículo 71.3.3.1.

Los elementos de unión situados en planos paralelos deben adoptar la misma disposición.

Si se utiliza como elementos de unión diagonales, el ángulo que forman éstas con los perfiles principales debe estar comprendido entre 30° y 60° .

71.2. Cálculo de elementos compuestos

Para el cálculo de los elementos compuestos se seguirán los procedimientos indicados en los artículos siguientes.

71.2.1. Cálculo a flexión de elementos compuestos

Para realizar el cálculo a flexión de elementos compuestos se seguirá el procedimiento indicado en el artículo 72 para el cálculo de celosías.

71.2.2. Cálculo a compresión de elementos compuestos

Para el cálculo a compresión de elementos compuestos deben seguirse las indicaciones del artículo 71.3.

71.3. Cálculo a pandeo de elementos compuestos

71.3.1. Generalidades

Para el cálculo de piezas compuestas a compresión deben hacerse las siguientes distinciones respecto al tipo de enlaces utilizados.

— Piezas trianguladas.

— Piezas empresilladas.

Además en el cálculo de cada una de ellas debe tenerse en cuenta la existencia de dos planos de pandeo que comportan distinto método de cálculo.

— Plano de inercia material.

— Plano de inercia libre.

Se denomina plano de inercia material a aquel que contiene los centros de gravedad de todos los perfiles simples que componen la pieza.

Se denomina plano de inercia libre a aquel que no contiene los centros de gravedad de todos los perfiles simples que componen la pieza.

71.3.2. Cálculo a pandeo en un plano perpendicular al de inercia libre

Cuando se realice el cálculo a pandeo de un soporte en un plano perpendicular a un plano de inercia libre, el cálculo se realizara como si se tratara de una pieza simple con las características correspondientes a la pieza compuesta.

71.3.3. Cálculo a pandeo en un plano perpendicular al de inercia material

Se debe comprobar a pandeo el tramo de perfil simple comprendido entre dos enlaces consecutivos con un axil de cálculo

$$N_{f, sd}$$

cuyo valor se indica en los siguientes apartados y que depende del tipo de enlace utilizado.

71.3.3.1. Elementos triangulados

El calculo del valor del esfuerzo axil de calculo $N_{f, sd}$ se obtiene en los siguientes apartados.

Inercia efectiva:

Se considera como inercia efectiva de la pieza I_{ef} el valor

$$I_{ef} = 0,5 h_o^2 A_f$$

h_o separación entre el centro de gravedad de los perfiles simples

A_f área de uno de los perfiles que forman la pieza compuesta.

Axil de cálculo:

El valor del axil de cálculo es:

$$N_{f, sd} = 0,5 N_{sd} + M_s / h_o$$

siendo:

N_{sd} el valor del axil de calculo sobre el soporte.

$$M_s = N_{sd} e_o / (1 - N_{sd} / N_{cr} - N_{sd} / S_v)$$

$$e_o = L/500 \quad \text{imperfección geométrica}$$

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{ef} / L^2 \quad (\text{carga crítica de Euler de la pieza})$$

S_v rigidez a cortante del elemento de enlace, que depende de la tipología de éste y su valor es el que aparece en la figura 71.3.3.1, en el caso de que la tipología del enlace adoptado no se encuentre entre los de la figura, se puede obtener el valor de S_v teniendo en cuenta que es el valor de la rigidez a esfuerzo cortante del enlace o lo que es lo mismo el valor del cortante necesario para producir una deformación por cortante unidad.

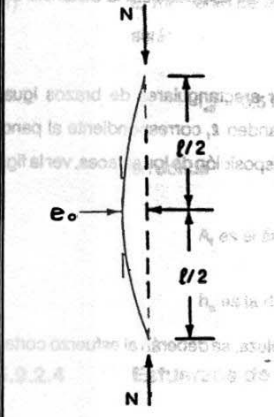
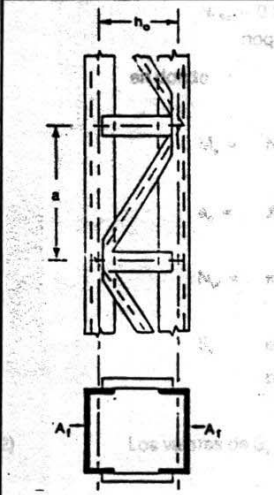
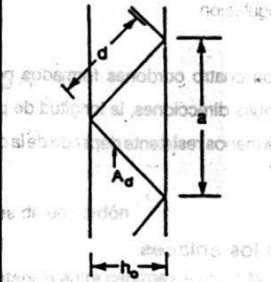
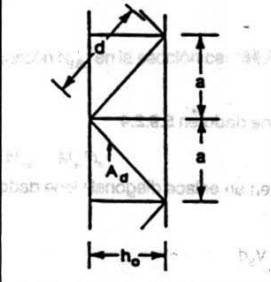
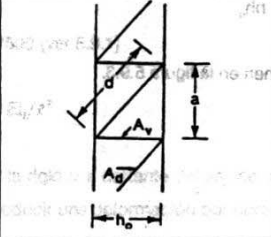
 	Sistema	S_v
		$\frac{nEA_d h_o^2 \sup 2}{2d^3} \quad (S)$
		$\frac{nEA_d h_o^2}{d^3} \quad (I)$
		$\frac{nEA_d h_o^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d h_o \sup 3}{A_v d^3} \right]}$
n es el número de planos de enlace A_d y A_v se refieren a un solo plano		

Figura 5.9.3 Piezas enlazadas sometidas a compresión

Figura 71.3.3.1. Valor de S_v de piezas enlazadas mediante triangulación sometidas a compresión

Longitud de pandeo:

El axil de cálculo $N_{f, Sd}$ obtenido de acuerdo con el apartado anterior se considera actuando sobre uno de los perfiles simples y la longitud de pandeo que se debe considerar en el cálculo es la indicada en la figura 71.3.3.1.

Comprobación de los perfiles longitudinales:

Una vez obtenido el axil de calculo $N_{f,Sd}$ se comparará con el axil que resisten a pandeo los perfiles del soporte $N_{b,Rd}$.

Los perfiles son válidos si se cumple

$$N_{b,Rd} > N_{f,Sd}$$

Cálculo de los elementos de enlace:

Los elementos de enlace de la pieza deberán calcularse con los siguientes esfuerzos:

Presillas de extremos:

Se calcularán para resistir un esfuerzo cortante V_s de valor

$$V_s = \pi M_s / L$$

siendo M_s el valor indicado en este mismo apartado

Diagonales:

Las diagonales se calcularán para un esfuerzo N_d

$$N_d = V_s d / n h_o$$

71.3.3.2. Elementos empresillados

En el calculo de los perfiles empresillados es necesario comprobar el dimensionamiento de los perfiles longitudinales y de las presillas para el cual se seguirá las especificaciones de los siguientes artículos.

Cálculo de pandeo en un plano perpendicular al plano de inercia material:

En el caso de existir un plano de inercia material, el cálculo de pandeo respecto a un plano perpendicular al plano de inercia material se realiza como si la pieza compuesta fuera un único elemento con las características mecánicas y resistentes de la pieza compuesta y su cálculo se realiza de acuerdo con los artículos

Cálculo de pandeo en un plano paralelo a las presillas:

En el cálculo a pandeo en un plano paralelo a las presillas es necesario realizar dos comprobaciones:

Cálculo a pandeo del perfil simple entre presillas.

Cálculo de las presillas.

Cálculo del perfil entre presillas:

Se debe comprobar el tramo de perfil simple de longitud, a , comprendido entre presillas sometido a un axil de compresión, cuyo valor de calculo $N_{f,sd}$ depende de que se considere o no la rigidez de las presillas, y cuyo valor es el correspondiente al indicado en los artículos siguientes.

Inercia efectiva:

Se considera como inercia efectiva de la pieza I_{ef} el valor

$$I_{ef} = 0,5 h_o^2 A_f + 2 \mu I_f$$

siendo μ :

$$\lambda < 75 \quad \mu = 1$$

$$75 < \lambda < 150 \quad \mu = 2 - \lambda/75$$

$$\lambda > 150 \quad \mu = 0$$

donde $\lambda = l / i_o$

A_f área de uno de los perfiles que forman la pieza compuesta

I_f es el momento de inercia de un perfil

h_o separación entre el centro de gravedad de los perfiles simples

$$i_o = [0,5 I_f / A_f]^{1/2}$$

I_1 es el valor de I_{ef} para $\mu = 1$

Axil de cálculo:

El valor del axil de cálculo es:

$$N_{f,sd} = 0,5 (N_{sd} + M_s h_o A_f / I_{ef})$$

siendo:

N_{sd} el valor del axil de cálculo sobre el soporte.

$$M_s = N_{sd} e_o / (1 - N_{sd} / N_{cr} - N_{sd} / S_v)$$

$e_o = L/500$ imperfección geométrica

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{ef} / L^2 \quad (\text{carga crítica de Euler de la pieza})$$

Si se tiene en cuenta la flexibilidad de las presillas, éstas deben cumplir la relación siguiente:

$$n I_b / h_o \geq I_f / a$$

en donde

I_b es el momento de inercia en el plano de una presilla

I_f es el momento de inercia en el plano de un cordón.

h_o es la distancia entre centros de gravedad de los perfiles.

a es la separación entre ejes de presillas.

n es el número de planos de presillas.

Si se cumple dicha relación, el valor de S_v es

$$S_v = 2 \pi^2 E I_f / a^2$$

En caso de no cumplirse la relación anterior, el valor de S_v será:

$$S_v = 24 E I_f / a^2 [1 + 2 I_f h_0 / n I_b a]$$

Longitud de pandeo:

El axil de cálculo $N_{f,sd}$ calculado anteriormente se considera que actúa sobre uno de los perfiles simples y la longitud de pandeo que se debe considerar en el cálculo es la separación entre presillas a .

Cálculo de los elementos de enlace:

Los elementos de enlace de la pieza se calcularán para resistir un esfuerzo cortante V_s de valor

$$V_s = \pi M_s / L$$

siendo M_s el valor indicado en este mismo apartado.

Artículo 72.º Estructuras trianguladas

72.1. Tipos de estructuras trianguladas

Las estructuras trianguladas, o comúnmente denominadas celosías, pueden clasificarse según la forma de enlace de sus nudos en:

- Estructuras de nudos articulados.
- Estructuras de nudos rígidos.

Si efectuamos la clasificación por su forma las podemos clasificar en

- Estructuras planas (celosías)
- Estructuras espaciales.

Estas estructuras pueden diseñarse con perfiles laminados o con perfiles tubulares huecos.

72.1.1. Cálculo de esfuerzos

En el caso de estructuras de nudos rígidos, sometidas a cargas predominantemente estáticas, en las que la triangulación sea de forma regular y que los ángulos que formen las barras entre sí no sean pequeños, se podrá considerar en el cálculo que las barras están articuladas en sus extremos, considerando que los posibles esfuerzos inducidos por la propia rigidez de los nudos son despreciables.

La anterior simplificación no es de aplicación cuando existen barras de gran inercia o hiperestaticidad interna de la estructura. En dicho caso será necesario realizar un cálculo para determinar los esfuerzos en las barras.

72.2. Cálculo de las barras

Para el cálculo de las barras de las estructuras trianguladas se seguirá el mismo procedimiento que para cualquier pieza prismática, según se especifica en el Capítulo IX.

En el caso del cálculo a compresión o a flexocompresión las longitudes de pandeo de las piezas serán las indicadas en los artículos siguientes.

72.3. Longitud de pandeo de las barras en el plano de la estructura

En general, la longitud de pandeo de los elementos de los cordones comprimidos, como de las diagonales y montantes, se considerará igual a las longitudes de las piezas.

En el caso de que las uniones de montantes y diagonales a los cordones de la cercha proporcionen un empotramiento adecuado, se podrá considerar como longitud de pandeo de dichas diagonales y montantes $0,9 L$. Se exceptúa el caso de que dichas diagonales o montantes estén dimensionadas con angulares.

Se considera que una unión tiene un empotramiento adecuado cuando es soldada o en el caso de atornillada está realizada, al menos, con dos tornillos.

En el caso de montantes y diagonales dimensionadas con angulares y en el que las uniones en sus extremos proporcionen un empotramiento adecuado, se podrá tener en cuenta la excentricidad del esfuerzo y la vinculación en los extremos considerando una esbeltez eficaz λ_{ef} con el siguiente valor:

Pandeo respecto al eje de simetría:

$$\lambda_{ef,v} = 0,35 + 0,50 \lambda_v$$

Pandeo respecto a los planos paralelos a las alas:

$$\lambda_{ef,y} = 0,50 + 0,70 \lambda_y$$

$$\lambda_{ef,z} = 0,50 + 0,70 \lambda_z$$

72.4. Longitud de pandeo de las barras en el plano normal a la estructura

Se debe diferenciar entre que exista arriostramiento transversal al plano de la estructura del cordón comprimido o no

- Los montantes y las diagonales se calcularán con una longitud de pandeo igual a la longitud real de la pieza.

- En el caso de montantes de celosías con triangulación en K en el que los dos tramos del montante estén sometidos a compresión N_1 y N_2 siendo $N_1 > N_2$ el montante se calculará para la carga N_1 considerando una longitud de pandeo L_k

$$L_k = L (0,75 + 0,25 N_2 / N_1) < 0,5 L$$

- Si dos diagonales, una a compresión N y otra a tracción N_t se cruzan, teniendo el punto de cruce condiciones de unión, la diagonal se calculará con una longitud de pandeo L_k

$$L_k = L [1 - 0,75 (N_t / N) (L / L_t)]^{1/2} < 0,5 L$$

72.4.1. Cordón comprimido con arriostramiento transversal.

- Para cálculo del cordón comprimido se considera como longitud de pandeo la distancia entre dos arriostramientos consecutivos.

- Si entre los arriostramientos existen un nudo intermedio, de forma que el tramo del cordón comprimido se encuentra sometido a dos esfuerzos de compresión, uno en cada tramo, N_1 y N_2 , siendo $N_1 > N_2$, la longitud de pandeo se obtendrá multiplicando la distancia entre arriostramientos por un coeficiente β de valor

$$0,75 + 0,25 N_2 / N_1$$

- Si entre los arriostramientos existen varios nudos intermedios de forma que a lo largo del tramo considerado existe una variación del axil N aplicado en dicho tramo del cordón comprimido, el cálculo de la longitud de pandeo puede realizarse teniendo en cuenta el artículo 70.5 para el cálculo de la longitud de pandeo con cargas intermedias.

72.4.2. Cordón comprimido sin arriostramiento transversal.

- En el caso de no existir arriostramiento del cordón comprimido la longitud de pandeo, salvo un calculo de segundo orden, se considera la longitud de todo el cordón. Como existirán nudos intermedios que producirán valores distintos del axil a lo largo del cordón, se puede considerar la longitud de pandeo con la corrección de considerar el cordón con cargas intermedias.

- Si se quiere un cálculo más exacto será necesario tener en cuenta la rigidez transversal de los montantes y las diagonales para obtener un valor más exacto de la longitud de pandeo del cordón comprimido.

72.5. Uniones

Las uniones de las piezas metálicas que concurren un nudo pueden ser soldadas o atornilladas.

La unión de las piezas puede realizarse a tope o por medio de cartelas.

En el caso de estructuras triangulares espaciales de perfiles tubulares (mallas espaciales) pueden existir piezas especiales al que se atornillan las piezas que concurren en el nudo.

72.5.1. Cálculo

Para el dimensionamiento de las uniones se utilizará el Capítulo XIV. En el caso de uniones de piezas tubulares se aplicarán las especificaciones del artículo 64.

Artículo 73.º Estructuras ligeras

73.1. Generalidades

El objeto de este artículo consiste en establecer reglas particulares para el diseño y cálculo de estructuras de acero ligeras constituidas por perfiles y chapas conformadas en frío. Por razón del reducido espesor y de su elaboración este tipo de piezas tiene unas características diferentes de los perfiles y chapas laminados en caliente, como son:

- a) Modificación parcial del límite elástico.
- b) Mayor influencia de los fenómenos de inestabilidad.
- c) Mayor influencia de las tolerancias dimensionales.
- d) Posible variación de dimensiones transversales.
- e) Medios de unión específicos.
- f) Frecuente utilización de métodos de diseño basados en ensayos
- g) Mayor influencia de la protección anticorrosiva.

En este artículo se tratan los aspectos más importantes, señalando las referencias oportunas al resto del articulado de esta Instrucción.

Otros temas como son la caracterización de rigidizadores, las cargas concentradas, uniones y correas de cubierta y fachada se contemplan en una anejo específico.

73.2. Ámbito de aplicación

Este artículo es aplicable a perfiles y chapas conformadas en frío a partir de acero, galvanizado o no, fabricado de acuerdo con las normas indicadas en la lista adjunta, donde se especifica el límite elástico básico y la resistencia última a tracción.

En el caso de utilizar acero con resistencia última a tracción superior a 550 N/mm² la resistencia y ductilidad de las uniones deberá ser justificada mediante ensayo.

Los límites de aplicación en cuanto espesores de cálculo están determinados por el rango usado en los ensayos de los que se dispone de resultados fiables. A menos que se utilice un diseño basado en dicha modalidad los espesores límite serán 0.45 mm y 15 mm.

Otra limitación de espesores puede venir impuesta por los medios de unión utilizados.

Table 3.1: Nominal values of basic yield strength f_{yk} and ultimate tensile strength f_u

Type of steel	Standard	Grade	f_{yk} N/mm ²	f_u N/mm ²
Hot rolled products of non-alloy structural steels. Part 2: Technical delivery conditions for non alloy structural steels	EN 10025: Part 2	S 235 S 275 S 355	235 275 355	360 430 510
Hot-rolled products of ~~fine-grain~~ structural steels. Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled ~~weldable fine-grain structural~~ steels	EN 10025-3: Part 3	S 275 N S 355 N S 420 N S 460 N S 275 NL S 355 NL S 420 NL S 460 NL	275 355 420 460 275 355 420 460	370 470 520 550 370 470 520 550
Hot-rolled products of ~~fine-grain~~ structural steels. Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled ~~weldable fine-grain structural~~ steels	EN 10025-4: Part 4	S 275 M S 355 M S 420 M S 460 M S 275 ML S 355 ML S 420 ML S 460 ML	275 355 420 460 275 355 420 460	360 450 500 530 360 450 500 530
Cold reduced steel sheet of structural quality	ISO 4997	CR 220 CR 250 CR 320	220 250 320	300 330 400
Continuous hot dip zinc coated carbon steel sheet of structural quality	EN 10147	S220GD+Z S250GD+Z S280GD+Z S320GD+Z S350GD+Z	220 250 280 320 350	300 330 360 390 420
Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold forming. Part 2: Delivery conditions for thermomechanically rolled steels	EN 10149: Part 2	S 315 MC S 355 MC S 420 MC S 460 MC S 500 MC S 550 MC S 600 MC S 650 MC S 700 MC	315 355 420 460 500 550 600 650 700	390 430 480 520 550 600 650 700 750
	EN 10149: Part 3	S 260 NC S 315 NC S 355 NC S 420 NC	260 315 355 420	370 430 470 530
~~Continuously hot-dip aluminium-zinc coated steel strip and sheet~~	~~EN 10154~~			
Cold-rolled flat products made of high yield strength micro-alloyed steels for cold forming	EN 10268	H240LA H280LA H320LA H360LA H400LA	240 280 320 360 400	340 370 400 430 460
Continuously hot-dip coated strip and sheet of steels with higher yield strength	EN 10292	H260LAD	240 2)	340 2)

73.3. Espesor de cálculo

En el espesor de cálculo debe tenerse en cuenta la gran influencia que puede tener el revestimiento protector y las tolerancias de suministro. En el caso de que ésta sea igual o inferior a un 5% el espesor de cálculo se obtendrá deduciendo del nominal exclusivamente el espesor de galvanizado t_{mc}

$$t_{cor} = t_{nom} - t_{mc}$$

Si la tolerancia de espesor es superior al 5% debe corregirse el valor anterior para prever la eventualidad de un valor negativo de dicha tolerancia.

$$t_{cor} = (t_{nom} - t_{mc}) (100 - tol) / 95$$

73.4. Modificación del límite elástico

Debido al proceso de deformación en frío en las esquinas y pliegues se produce un aumento de las características mecánicas del acero. Esta ventaja se puede tener en cuenta en algunos casos utilizando un límite elástico promedio f_{ya} .

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) k n t^2 / A_g$$

Con el límite superior:

$$f_{ya} < (f_u + f_{yb}) / 2$$

Siendo :

- A_g área bruta de la sección.
- k coeficiente experimental, 5 para conformado con rodillos y 7 para otros métodos de plegado.
- n número de pliegues de la sección de 90 °

El límite elástico promedio f_{ya} puede utilizarse en la comprobación tensional de las secciones. Para las comprobaciones de cargas concentradas, pandeo y abolladura por cortante obligatoriamente se usará el límite elástico básico f_{yb} , al igual que en las fórmulas que contemplan interacción de esfuerzos.

Cuando se someta al material a un recocido posterior o bien a un tratamiento térmico tal que se supere la temperatura de 580°C durante mas de una hora se deberá utilizar el límite elástico básico f_{yb}

73.5. Terminología y dimensiones.

Las piezas son de sección uniforme formada por elementos planos y acuerdos curvos de pequeño radio. La denominación obedece a la consideración de la estabilidad que puede ofrecer un elemento sometido a tensiones de compresión en el sentido del eje de la pieza.

- h) Elemento no rigidizado: Elemento plano unido solamente en un borde a otro elemento plano.
- i) Elemento rigidizado: Elemento plano unido en ambos bordes a otros elementos o a rigidizadores.
- j) Elemento multirigidizado: Elemento rigidizado que además dispone de rigidizadores intermedios.
- k) Subelemento : Fracción de un elemento multirigidizado comprendida entre rigidizadores o bordes.

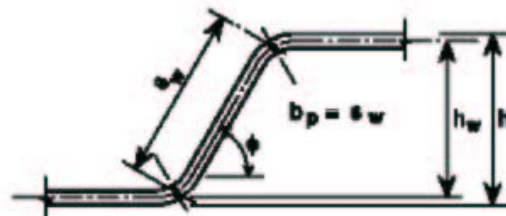
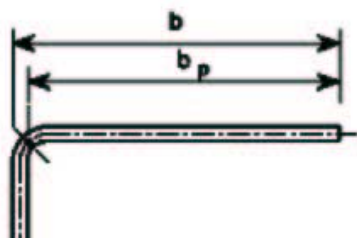
Para aumentar la capacidad de los elementos comprimidos se disponen rigidizadores longitudinales, tanto intermedios como de borde, con objeto de incrementar la tensión crítica de abolladura. Estos rigidizadores pueden ser rectos o de labio, o bien estar constituidos por varios pliegues. En este artículo no se contemplan los rigidizadores transversales.

Las características de las secciones (área, momentos de inercia, radios de giro, etc.) se determinarán de acuerdo con los métodos convencionales de la resistencia de

materiales. Puede simplificarse la obtención de dichas características utilizando el llamado método lineal, en el que el material de la sección se considera concentrado a lo largo de la línea central de la sección, de forma que todos los elementos son reemplazados por elementos rectos o curvos, introduciendo el espesor de cálculo después de realizar el cálculo correspondiente a esa línea central. En este caso se desprejia la inercia de elementos planos con relación al eje paralelo a si mismo. Este método permite la consideración precisa de la longitud de cada elemento plano para calcular su esbeltez adimensional y su ancho eficaz consiguiendo. Los elementos curvos no serán objeto de reducción.

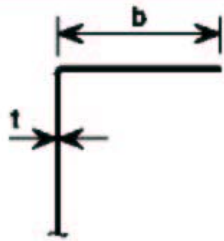
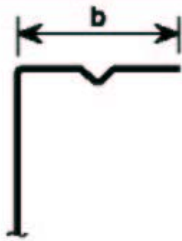
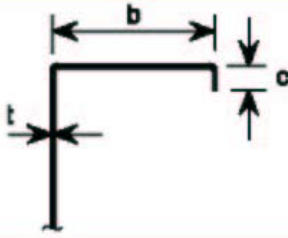
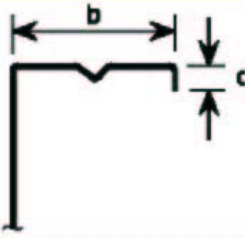
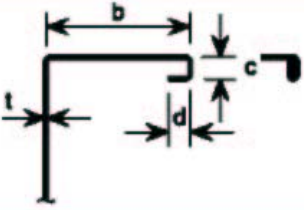
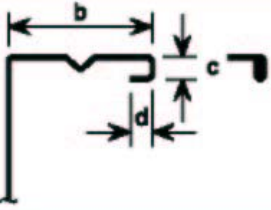
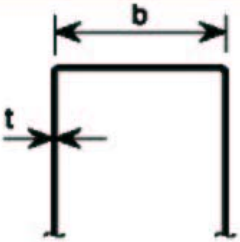
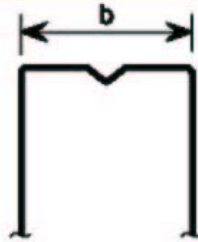
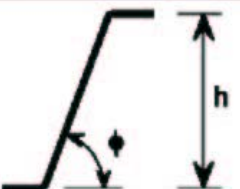
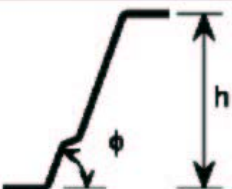
Cuando el radio interior de un pliegue sea inferior a cinco veces el espesor y a una décima parte de la longitud del elemento plano contiguo se puede considerar que la sección está formada por ángulos vivos, sin acuerdos, y tomar la longitud de los elementos planos como la proyección correspondiente a los puntos medios de las esquinas. Este método es ligeramente conservador ya que atribuye a los elementos planos mayor longitud de la real.

A la longitud de cada elemento plano se la denominará anchura recta b_p .



73.6. Relaciones anchura/ espesor

La aplicación de este capítulo está limitada a las relaciones anchura / espesor que se indican en la tabla adjunta, que representa el campo de existencia de ensayos en los que se basa las fórmulas.

		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

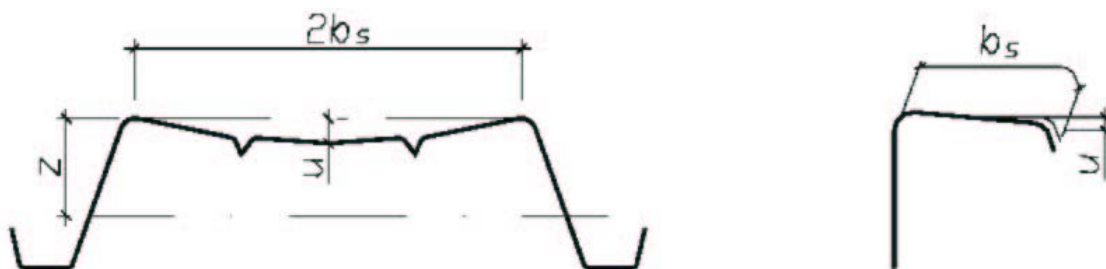
Los rigidizadores deberán disponer de una rigidez suficiente para evitar su propia abolladura, lo cual implica limitaciones a su longitud libre, por el contrario por exigencia de la rigidez que deben aportar al elemento contiguo requieren superar una dimensión mínima. Las limitaciones siguientes tienen esos objetivos:

$$0.2 * c/b * 0.6$$

$$0.1 * d/b * 0.3$$

73.7. Combadura de alas.

En piezas flectadas de alas anchas en comparación al canto existe la tendencia de las mismas a curvarse hacia la fibra neutra. Esta distorsión puede despreciarse siempre que su magnitud no supere el 5% del canto.



Para calcular la combadura puede usarse la fórmula siguiente:

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z}$$

Siendo :

b_s semiancho de ala en secciones cerradas u omegas, ancho en secciones Z o C

t espesor

z distancia a la línea neutra

σ_a tensión media en ala, calculada con la sección bruta.

73.8. Distribución de tensiones no uniforme en alas.

Debido a la restricción de deformación por tensiones tangenciales que se produce con cargas concentradas en alas de vigas de reducidas relaciones luz/ ancho, se crea una alteración de la distribución uniforme de tensiones normales en las mismas.

Con objeto de tener en cuenta el incremento de tensión en el caso de carga concentrada única, o bien de dos cargas separadas b_s , se tomará un ancho reducido de ala, tanto traccionada como comprimida de acuerdo con la siguiente tabla :

L/ b_s	30	25	20	18	16	14	12	10	8	6
Reducción	1.00	0.96	0.91	0.89	0.86	0.82	0.78	0.73	0.67	0.55

73.9. Abolladura por tensiones normales

73.9.1. Introducción

En las estructuras ligeras el efecto de las tensiones de compresión puede reducir la rigidez y capacidad resistente al provocar la abolladura, tanto local como de distorsión de las secciones. El efecto de la abolladura debida a tensiones normales se puede tener en cuenta utilizando el denominado ancho eficaz en los elementos planos comprimidos de acuerdo con las reglas que se hincan mas adelante.

El comportamiento de los elementos planos que conforman una sección está determinado por la resistencia postcrítica, que implica una redistribución de tensiones normales susceptible de ser asimilada a una tensión máxima uniforme σ_{comEd} aplicada en un ancho eficaz $p b_p$, producto del rendimiento p por la anchura recta b_p .

73.9.2. Esbeltez de chapa.

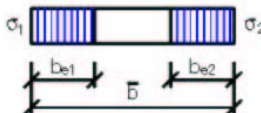
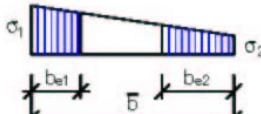
La consideración de anchos eficaces determina unas características geométricas nuevas que son función de los esfuerzos actuantes. Por lo tanto en este tipo de estructuras existe una dependencia entre los esfuerzos y la geometría una vez que la magnitud de las tensiones de compresión rebasan unos determinados límites.

Para caracterizar a un elemento se define la denominada esbeltez de chapa λ_p calculada para una tensión de compresión igual al límite elástico f_{yb} , que depende de su tensión tica ideal de abolladura σ_{cr} .

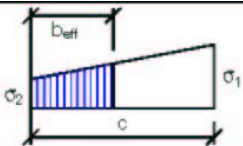
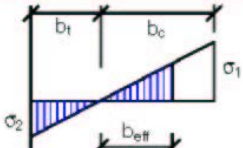
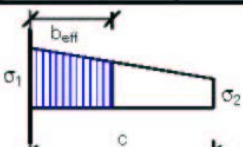
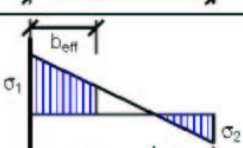
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)f_{yb}}{\pi^2 E k_\sigma}} \approx 1,052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E k_\sigma}} \approx \frac{b_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

La constante K_σ se puede obtener en las tablas adjuntas:

Elementos rigidizados :

	$\underline{\psi = 1:}$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \qquad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$					
	$\underline{1 > \psi > 0:}$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \qquad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$					
	$\underline{\psi < 0:}$ $b_{eff} = \rho b_o = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \qquad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_g	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Elementos no rigidizados :

		$\underline{1 > \psi \geq 0}$: $b_{eff} = \rho \cdot c$			
		$\underline{\psi < 0}$: $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$\frac{1}{2} > \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$\underline{1 > \psi \geq 0}$: $b_{eff} = \rho \cdot c$			
		$\underline{\psi < 0}$: $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$\frac{1}{2} > \psi > 0$		0	$0 > \psi > -1$
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$		1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$
					23,8

En el caso de que la tensión máxima $\sigma_{com,Ed}$ sea inferior a f_{yb}/γ_{M0} se utilizará la esbeltez de chapa reducida:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}}$$

Para el estado de servicio, donde la tensión de compresión máxima es $\sigma_{com,Eser}$ la esbeltez a utilizar será:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Eser}}{f_{yb}}}$$

En estas fórmulas la relación de tensiones ψ debe ser considerada de forma realista, es decir debe corresponder con la definitiva distribución de tensiones que se da en el conjunto de elementos que forman la sección una vez se ha aplicado la reducción a anchos eficaces. No obstante en alas puede admitirse que se mantiene dicha relación igual que en la sección inicial sin reducción. Para almas deberá procederse por iteración.

73.9.3. Ancho eficaz.

En elementos rigidizados el rendimiento ρ para el caso más general vale:

Para $\lambda_{pred} \leq 0.673$ $\rho = 1.00$

Para $\lambda_{pred} > 0.673$

$$\rho = \frac{1 - 0,055(3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}$$

En elementos no rigidizados :

Para $\lambda_{pred} \leq 0.673$ $\rho = 1.00$

Para $\lambda_{pred} > 0.673$

$$\rho = \frac{1 - 0,188 / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}$$

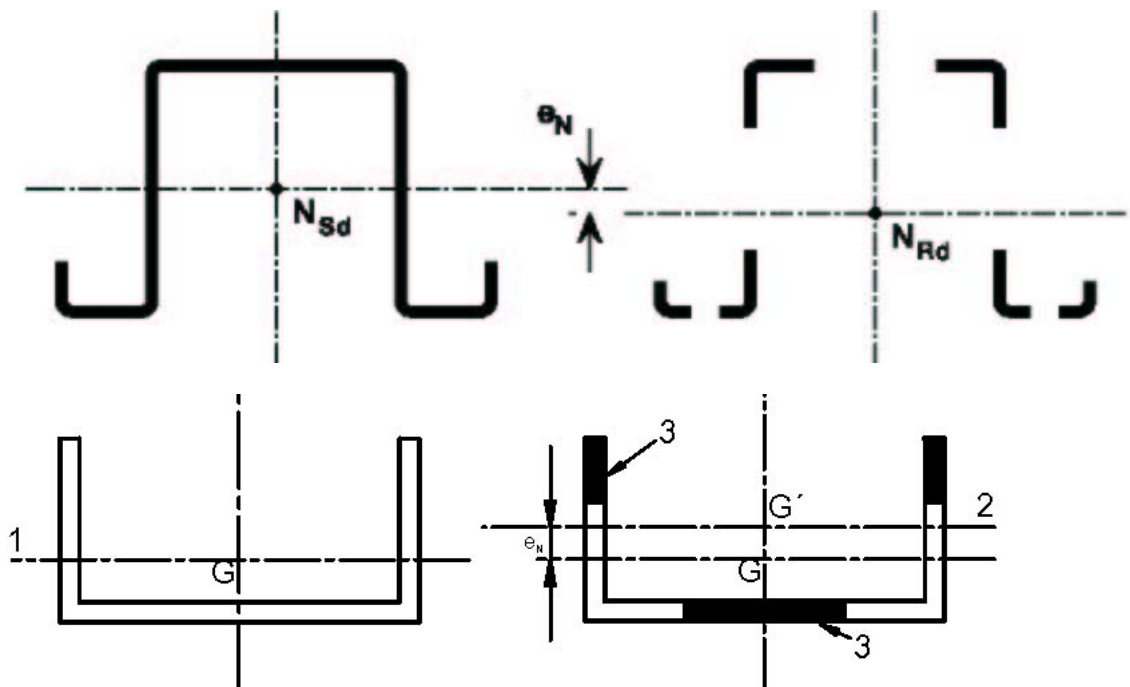
Cuando se trata de obtener las características geométricas en estado límite de servicio en estas fórmulas se sustituirá la esbeltez de chapa reducida λ_{pred} por $\lambda_{pser.}$

Una simplificación razonablemente conservadora consiste en calcular las características geométricas correspondientes a los casos extremos de axil y flector con tensión máxima igual al límite elástico f_{yb} . Este recurso se utilizará en las comprobaciones para estado límite último con interacción axil-flector. Los valores obtenidos serán:

A_{eff} Area efectiva calculada para tensión uniforme f_{yb} por axil.

W_{eff} Módulo resistente calculado para la máxima tensión de compresión f_{yb} por flexión.

Deberá tenerse en cuenta el efecto de modificación del centro de gravedad que puede darse al obtener A_{eff} , como en las secciones del tipo indicado en las figuras adjuntas:



73.10. Abolladura por tensiones tangenciales.

El efecto de la abolladura por tensiones tangenciales se tendrá en cuenta mediante la limitación de la capacidad a cortante de las almas de las secciones por medio de la denominada resistencia a la abolladura por tensión tangencial f_{bw} .

Esta resistencia se basa en el método postcrítico simple y prescinde de la existencia de rigidizadores transversales. La fórmula de la capacidad a cortante de un alma es:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

Donde :

h_w es la distancia entre puntos medios extremos del alma

ϕ es el ángulo entre alma y alas

t es el espesor de cálculo

El valor de f_{bw} depende de la esbeltez a cortante del alma λ_w de acuerdo con la siguiente tabla, en donde la segunda columna contempla el caso de que existan dispositivos que eviten la distorsión local, tales como ejiones de correas.

$\bar{\lambda}_w \geq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

La esbeltez a cortante del alma λ_w se obtendrá, según el caso con las siguientes fórmulas:

Para almas sin rigidización longitudinal intermedia

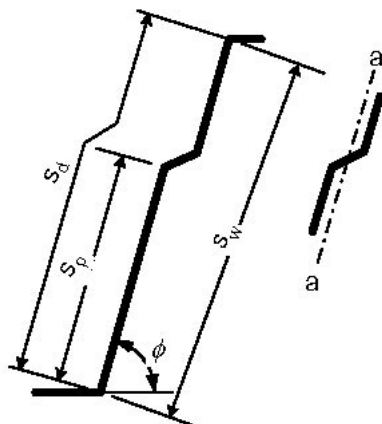
$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

Para almas con rigidización longitudinal intermedia con la condición de:

$$\bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

Se usará:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34}{k_\tau} \frac{f_{yb}}{E}}$$



Siendo k_τ la constante de abolladura crítica ideal por tensión tangencial, que puede ser calculada con la fórmula siguiente:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}$$

Donde :

I_s es el momento de inercia del rigidizador alrededor del eje a-a.

s_d es la longitud de desarrollo del alma.

s_p es la longitud recta de la mayor fracción de alma.

s_w es la longitud recta total del alma.

73.11. Estado límite último.

73.11.1. Resistencia de secciones.

Las estructuras ligeras pueden ser comprobadas con los criterios aplicables del capítulo IX, donde se contempla la interacción de esfuerzos, con las características geométricas correspondientes a la sección efectiva para la máxima tensión de compresión σ_{comEd} . En el caso de que la sección resulte de clase 3 a flexión en el plano correspondiente a su eje principal puede aplicarse el apartado 73.11.2. También puede utilizarse el siguiente criterio de limitación de tensiones:

$$\sigma_{\text{tot,Ed}} \leq f_{ya} / \gamma_{M0}$$

$$\tau_{\text{tot,Ed}} \leq \frac{f_{ya} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$\sqrt{\sigma_{\text{tot,Ed}}^2 + 3 \tau_{\text{tot,Ed}}^2} \leq 1,1 \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

siendo :

$\sigma_{\text{tot,Ed}}$ la suma de tensiones normales.

$\tau_{\text{tot,Ed}}$ la suma de tensiones tangenciales.

Ambas tensiones se calcularán en la fibra más desfavorable considerando todos los esfuerzos que actúen en la sección en cuestión.

$$\sigma_{\text{tot,Ed}} = \sigma_{N,\text{Ed}} + \sigma_{My,\text{Ed}} + \sigma_{Mz,\text{Ed}} + \sigma_{w,\text{Ed}}$$

$$\tau_{\text{tot,Ed}} = \tau_{Vy,\text{Ed}} + \tau_{Vz,\text{Ed}} + \tau_{t,\text{Ed}} + \tau_{w,\text{Ed}}$$

donde :

$\sigma_{N,\text{Ed}}$ es la tensión normal debida al axil, usando la sección efectiva.

$\sigma_{My,\text{Ed}}$ es la tensión normal debida al flector $M_{y,\text{Ed}}$, usando la sección efectiva

$\sigma_{Mz,\text{Ed}}$ es la tensión normal debida al flector $M_{z,\text{Ed}}$, usando la sección efectiva

$\sigma_{w,\text{Ed}}$ es la tensión normal por torsión de alabeo, usando la sección bruta.

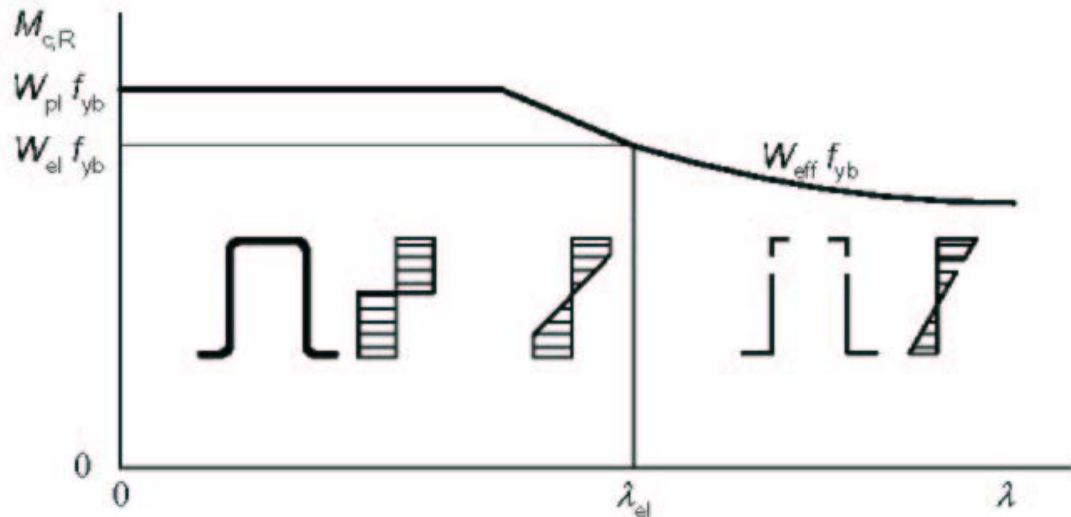
$\tau_{Vy,\text{Ed}}$ es la tensión tangencial debida al cortante $V_{y,\text{Ed}}$, usando la sección bruta

$\tau_{Vz,\text{Ed}}$ es la tensión tangencial debida al cortante $V_{z,\text{Ed}}$, usando la sección bruta

$\tau_{t,\text{Ed}}$ es la tensión tangencial debida a la torsión uniforme, usando la sección bruta.

73.11.2. Resistencia de secciones de clase 3.

En las comprobaciones de resistencia se puede utilizar un momento de agotamiento $M_{c,Rd}$ mejorado cuando la mayor esbeltez λ de los elementos constitutivos de la sección es tal que determina que la sección pertenece a la clase 3.



Sin superar el valor $M_{pl} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$ se puede tomar:

$$M_{GR,d} = f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4(1 - \lambda / \lambda_{el})) / \gamma_{M0}$$

donde λ es la esbeltez del elemento de mayor relación λ / λ_{el} , que debe ser calculada con la tensión correspondiente a f_{yb} es decir equivale a λ_p .

La esbeltez λ_{el} a partir de la cual se realiza la interpolación será:

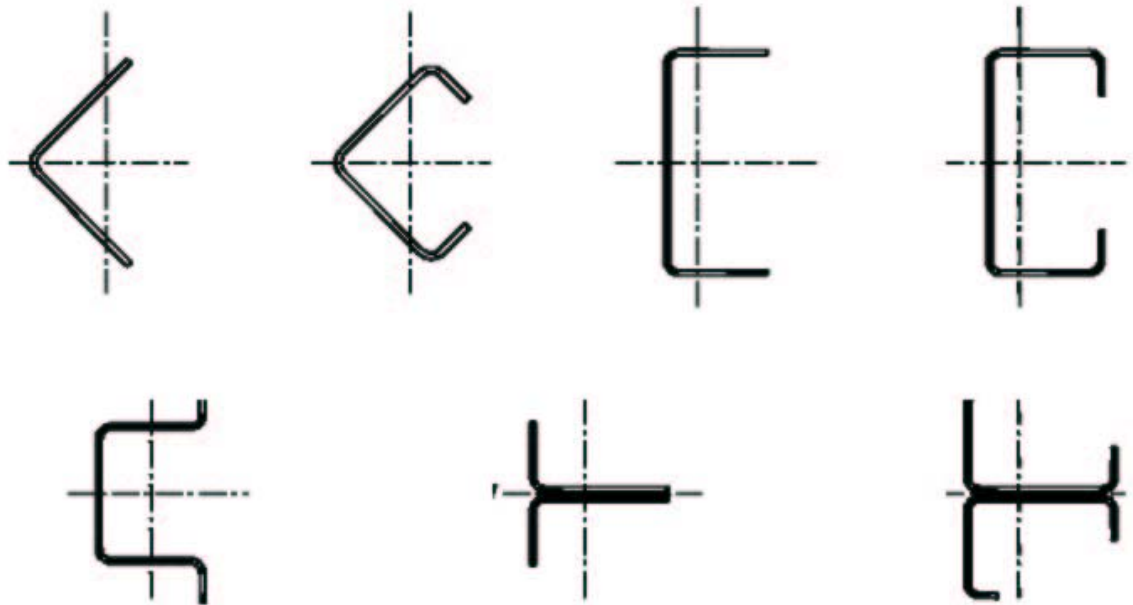
$$\lambda_{el} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055(3 + \psi)}$$

para elementos rigidizados. Para elementos no rigidizados será $\lambda_{el} = 0.673$. En el caso de alas de correas será $\lambda_{el} = 0.65$.

73.11.3. Resistencia a pandeo.

Las piezas de las estructuras ligeras se comprobarán a pandeo con las fórmulas correspondientes de los artículos 34 y 35 de acuerdo con su clasificación. Para las secciones que sean de clase 4 se utilizarán las características geométricas A_{eff} y W_{eff} de acuerdo con las indicaciones anteriores.

Dado el reducido espesor de este tipo de secciones la estabilidad torsional suele ser escasa, por lo que debe comprobarse el pandeo por torsión y torsión flexión en secciones particularmente proclives a dicho fenómeno, como son aquellas cuyo centro de gravedad no coincide con el centro de esfuerzos cortantes y que se indican en la figura adjunta.



En el apartado siguiente se establece la curva de pandeo adecuada al tipo de sección. La esbeltez adimensional de pieza debe ser obtenida considerando la carga crítica de pandeo menor.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$$

siendo $N_{cr} = \min (N_{cr,E} , N_{cr,T} , N_{cr,TF})$

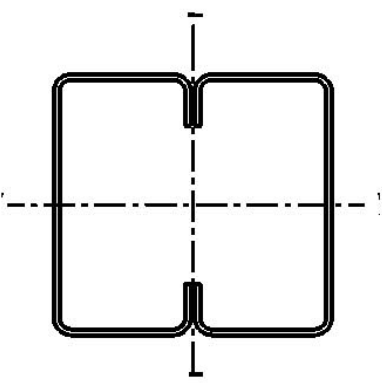
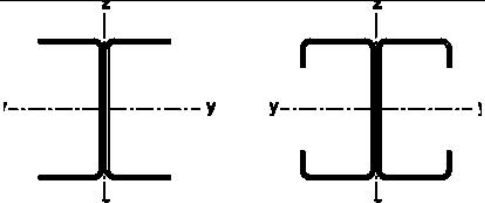
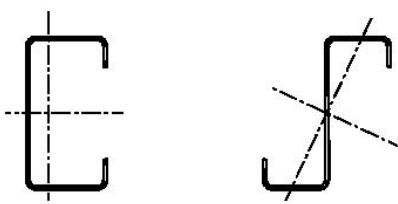
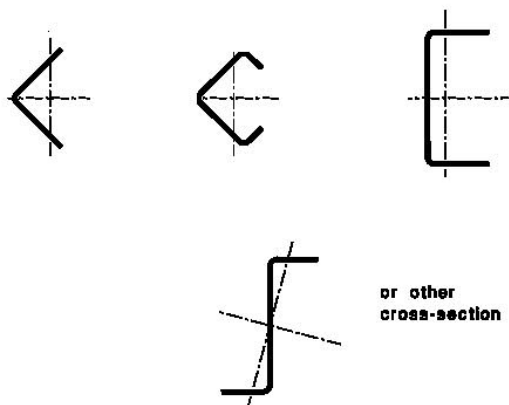
donde

$N_{cr,E}$ es el axil crítico de pandeo por flexión (carga de Euler)

$N_{cr,T}$ es el axil crítico de pandeo por torsión.

$N_{cr,TF}$ es el axil crítico de pandeo por flexió-torsión.

73.11.4. Curvas de pandeo.

Type of cross-section		Buckling about axis	Buckling curve
	if f_{yb} is used	Any	b
	if f_{ya} is used ^{*)}	Any	c
		y - y	a
		z - z	b
		Any	b
 or other cross-section		Any	c

73.12. Estado límite de servicio.

73.12.1. General.

En la comprobación de estado límite de servicio son aplicables los requisitos generales con las particularidades adicionales que se indican en este apartado.

Las propiedades geométricas de la sección eficaz, se obtendrán de acuerdo con el punto 73.9.3. Dado que éstas varían con la tensión a partir de valores de $\lambda_{pser} < 0.673$ las piezas pasan a tener una geometría variable, que puede ser simplificada mediante un momento de inercia ficticio obtenido así:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_g}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$$

donde :

I_{gr} es el momento de inercia de la sección bruta.

σ_{gr} es la tensión de compresión máxima calculada con I_{gr}

σ es la máxima tensión de compresión $\sigma_{comEser}$ en el vano.

$I(\sigma)_{eff}$ es el momento de inercia de la sección eficaz correspondiente a σ .

73.12.2. Deformaciones plásticas.

En estructuras donde se admita el análisis global basado en ensayos se puede producir una redistribución plástica en estado de servicio que debe ser considerado. A tal efecto la comprobación de apoyos interiores de vigas continuas con el flector y la reacción no debe exceder 0.9 el valor de la resistencia de diseño.

73.12.3. Flechas.

Las flechas en correas y cerramientos deben estar limitadas para no afectar negativamente la estanqueidad, aislamiento o aspecto estético de la construcción.

Para su determinación se utilizará el cálculo lineal con propiedades geométricas realistas, que pueden obtenerse con la simplificación indicada en 73.12.1. En sistemas continuos de correas con solapes o manguitos debe preverse el aumento de deformación debido a deslizamiento de tornillos en uniones.

Como límite para carga variable de corta duración puede admitirse un doscientosavo de la luz.

Artículo 74.º Mallas

74.1. Estructuras tubulares

Los perfiles tubulares se fabrican con aceros similares a los utilizados para otros tipos de perfiles de acero, por lo que en principio no existe diferencia alguna entre ellos; las propiedades mecánicas y resistentes se dan según parámetros estandarizados. En el Capítulo VI, en los apartados 28.2 y 28.3 se presentan los perfiles huecos laminados en caliente y conformados en frío, respectivamente. En lo referente al análisis estructural, aplica todo lo recogido en el Capítulo V, y lo recogido en este mismo capítulo, en aquello que concierne al análisis de estructuras trianguladas o de celosía. Asimismo, el dimensionamiento y comprobación de elementos estructurales de sección tubular se lleva a cabo mediante la consideración de los estados límite últimos, recogidos en el Capítulo IX, y de los estados límite de servicio, recogidos en el Capítulo X.

Por otra parte, cuando se proyectan mallas, en general, o estructuras tubulares, ya sean espaciales o planas, es importante tener en cuenta el comportamiento de los nudos desde un principio. En el Artículo 64º de esta Instrucción se ofrecen los principios y reglas que permiten llevar a cabo un dimensionamiento adecuado de las uniones entre elementos de sección tubular. Asimismo, en el Capítulo XI se recogen los detalles constructivos de uniones en estructuras tubulares susceptibles de ser analizados frente a fatiga.

TÍTULO 6.º EJECUCIÓN

CAPÍTULO XVI. FABRICACIÓN EN TALLER

Artículo 75.º Fabricación en taller

75.1. Generalidades

Este capítulo establece los requisitos mínimos de ejecución adecuados al nivel previsto de seguridad, que proporcionan los criterios de proyecto de esta Instrucción.

Con carácter general este capítulo es aplicable a toda estructura sometida a cargas predominantemente estáticas. Para estructuras solicitadas a fatiga se requieren niveles superiores de ejecución así mismo acordes con la clasificación de los correspondientes detalles constructivos.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares incluirá todos los requisitos de fabricación, montaje y materiales necesarios para garantizar el nivel de seguridad del proyecto, pudiendo contener indicaciones complementarias sin reducir las exigencias tecnológicas ni invalidando los valores mínimos de calidad establecidos en esta Instrucción.

Entre las estructuras que merecen una ejecución más cuidadosa se encuentran las que de acuerdo con el apartado 5.2 pertenecen a las clases de ejecución 4 y 3.

75.2. Planos de taller

El constructor, basándose en los planos de Proyecto, realizará los planos de taller para definir completamente todos los elementos de la estructura metálica, debiendo comprobar en obra las cotas de replanteo y la compatibilidad con el resto de la construcción.

75.2.1. Contenido

Los planos de taller contendrán en forma completa :

- a) Las dimensiones necesarias para definir inequívocamente todos los elementos de la estructura.
- b) Las contraflechas de las vigas cuando estén previstas.

- c) La disposición de las uniones, incluso las provisionales.
- d) El diámetro de los agujeros de los tornillos, con indicación de la forma de mecanizado. Clase y diámetro de los tornillos.
- e) La forma y dimensiones de las uniones soldadas, preparación de bordes, procedimiento y posición de soldeo, material de aportación y orden de ejecución si es este necesario.
- f) Las indicaciones sobre mecanizado o tratamiento de los elementos que lo precisen.

Todo plano de taller llevará indicados los perfiles, clase de acero, pesos y marcas de cada uno de los elementos de la estructura representados en él.

75.2.2. Revisión y modificaciones.

El constructor, antes de comenzar la ejecución en taller, entregará dos copias de los planos de taller a la Dirección de Obra, que los revisará y devolverá una copia autorizada firmada en la que, si se precisan, señalará las correcciones que deben efectuarse. En este caso, el constructor entregará nuevas copias de los planos de taller corregidos para su aplicación definitiva.

Si el proyecto se modifica durante la ejecución de los trabajos, los planos de taller se rectificarán para que la obra terminada quede exactamente definida por estos planos.

Si durante la ejecución fuese necesario introducir modificaciones de detalle respecto a lo definido en los planos de taller, se harán con la aprobación de la Dirección de Obra, y se incluirá en los planos todo lo que se modifique.

75.3. Preparación del material

Previamente al inicio de la fabricación se deberán recepcionar los materiales de acuerdo con lo establecido por los capítulos VI y XXI, para evitar cualquier rechazo posterior atribuible al material que pueda entrar en conflicto con la ejecución.

Se deberán eliminar mediante métodos apropiados los defectos superficiales de los productos como rebabas, fisuras y en el caso de que así lo indique el tratamiento de protección la cascarilla de laminación. Si esta acción diese lugar a la detección de defectos ocultos en la recepción de material, tales como inclusiones, sopladuras, mermas fuera de tolerancia, etc. se procederá a reconsiderar dicha recepción caso de que no resulte factible la corrección.

75.3.1. Marcado, Manipulación y almacenamiento.

En todas las fases de fabricación las piezas deberán ser identificadas con un marcado adecuado, duradero y distinguible, acorde con el sistema de representación utilizado en los planos de taller.

El marcado permitirá el seguimiento de las diferentes piezas de la estructura para facilitar los controles establecidos en el capítulo XXI y el eventual almacenamiento o acopio previo al montaje.

El marcado deberá ser realizado preferiblemente mediante pintura. Para piezas no sometidas a solicitaciones de fatiga o a fuertes tensiones de tracción, como pueden ser las clases de ejecución 2 y 1, la Dirección de Obra podrá autorizar el marcado mediante prensa o troquel.

En el almacenamiento se cuidará especialmente que las piezas no se vean afectadas por acumulaciones de agua, ni estén en contacto directo con el terreno y se mantendrán las condiciones de durabilidad de los artículos 31 y 79.2.

Asimismo se tomarán las precauciones pertinentes para el almacenamiento de los elementos auxiliares tales como tornillos, electrodos, pinturas, etc., para los que se seguirán las instrucciones dadas por el fabricante de los mismos.

75.3.2. Enderezado.

Previamente a la ejecución de otras actividades debe asegurarse el cumplimiento de las tolerancias del capítulo XVIII por lo cual cabe la posibilidad de que sea necesario corregir las desviaciones mediante enderezado.

Para ello se utilizarán prensas o máquinas de rodillos para chapas y perfiles. Para perfiles ligeros de gran esbeltez puede también utilizarse el estirado.

Si el enderezado no pudiese ser realizado en frío mediante los procedimientos indicados se realizará según lo indicado en el artículo 75.3.4.

75.3.3. Corte.

El corte debe realizarse por medio, entre otros de sierra, cizalla u oxicorte. Siempre que el acabado quede libre de irregularidades y no se produzcan endurecimientos locales superiores a 380HV10 no será necesario un mecanizado posterior.

El equipo utilizado en el corte debe ser revisado periódicamente de modo que se garantice la magnitud máxima de las irregularidades

Son preferibles los procedimientos de sierra, plasma y oxicorte automático frente a los de cizalla y oxicorte manual. En las clase de ejecución 4 y 3 no se utilizarán este último procedimiento a menos que vaya seguido de mecanizado, el autor del proyecto o la Dirección de Obra podrán establecer el método de corte a emplear en las clases 2 y 1.

Con autorización expresa de la Dirección de Obra, la cizalla puede ser utilizada hasta espesores de 25mm. si bien se procederá al mecanizado obligatorio en piezas de cualquier espesor de clase de ejecución 4 y en las de clase 3 de espesor superior a 15mm. La eliminación de rebabas y partes dañadas es obligatoria a menos que sean fundidas en una operación de soldeo posterior.

Los cortes de las chapas y perfiles se realizarán de manera que no queden ángulos entrantes con arista viva a fin de evitar el efecto de entalla. Los ángulos entrantes se redondearán en su arista con un radio mínimo de 5mm. En el caso de estructuras de clase de ejecución 4 y 3 el radio mínimo será 8mm.

Comentarios

Los planos de taller debidamente aprobados, podrán imponer condiciones mas restrictivas a las contempladas en este Artículo.

75.3.4. Conformación.

Esta operación puede realizarse por doblado o plegado hasta que se obtenga la forma requerida tanto en frío como en caliente, siempre que las características del material no queden por debajo de las especificadas en el proyecto.

Cuando se realice el plegado o curvado en frío se respetarán los radios mínimos recomendados en la norma UNE-EN 10025). Caso de no cumplirse las tablas de dicha norma y siempre que no se supere en la fibra mas traccionada un alargamiento igual a la cuarta parte del de rotura del material se deberá redactar un procedimiento específico en el que se indique el tratamiento térmico a aplicar y las medidas de control oportunas. No se permite la conformación en caliente de aceros con tratamiento termomecánico UNE EN 10025, partes 3 y 4, ni tampoco de los templados y revenidos a menos que se cumplan los requisitos de la parte 6.

Para la conformación en caliente se deberán seguir las indicaciones del suministrador, especialmente en el caso de aceros de grano fino (UNE-EN 10113). La duración y velocidad tanto del trabajo mecánico como del enfriamiento deben ser adecuados para evitar el deterioro de la tenacidad y resistencia del acero. En particular se prohíbe cualquier manipulación en el intervalo de color azul (de 250°C a 380°C). La operación de plegado o curvado se llevará a cabo a temperatura de rojo cereza claro (de 950°C a 1050°C) y se interrumpirá si baja a rojo sombra (alrededor de 700°C.) La determinación de la temperatura de trabajo deberá ser constatada de forma eficaz.

Observando las limitaciones anteriores puede realizarse la corrección de forma mediante la aplicación controlada de calor por soplete.

75.3.5. Perforación.

Los agujeros para tornillos pueden realizarse mediante taladrado o punzonado. La perforación puede hacerse a diámetro definitivo o a diámetro reducido en 2mm. mediante un escariado posterior.

Sólo se admite el punzonado a diámetro definitivo en el caso de que no se den cargas de fatiga. El espesor del material será inferior a 25mm. y el diámetro del agujero no superará dicho espesor.

En piezas sometidas a cargas de fatiga, clase de ejecución 4, los agujeros se ejecutarán con taladro.

Cuando se trate de agujeros para tornillos de cabeza avellanada el ángulo de avellanado debe ser idéntico al de la cabeza de los mismos.

Los agujeros rasgados podrán ser punzonados de una vez o bien taladrados con dos agujeros ,pero requieren un posterior acabado para asegurar el desplazamiento del tornillo a lo largo del óvalo en el caso de que se haya previsto dicho deslizamiento, además se mecanizará.

Siempre que sea posible se recomienda taladrar a la vez los agujeros de las dos piezas de una misma unión.

Las rebabas deben eliminarse de los agujeros antes de armado, excepto cuando los agujeros están taladrados en una sola operación a través de las piezas unidas firmemente entre que no necesitan separarse después del taladrado.

El Pliego de Prescripciones Técnicas debe indicar si la estructura pertenece total o parcialmente a alguna clase de ejecución de las señaladas en 5.2. como de fabricación más cuidadosa. En ese caso se deberán corregir los bordes de agujeros que alcancen una dureza local superior a 380HV10 para las clases 4 y 3.

75.4. Ensamblado previo en taller.

Esta operación consiste en presentar las piezas elaboradas en taller y proceder a su ensamblado previo al montaje en obra. Se deberá obtener una coincidencia de uniones dentro de las tolerancias aplicables del artículo 80, sin forzar o dañar las piezas.

Se deberá comprobar el ajuste de las superficies de apoyo por contacto en cuanto a dimensiones, ortogonalidad y planitud.

Cumpliendo las tolerancias aplicables es aceptable utilizar el mecanizado por sierra de las superficies de contacto.

Los agujeros desalineados o no coincidentes se pueden corregir mediante escariado si caen dentro de los límites definidos en el apartado 76.2, caso contrario se rechazarán las piezas afectadas. Para evitar estos inconvenientes se recomienda el uso de plantillas o el taladrado conjunto.

En todas las uniones o piezas provisionales utilizadas en el armado en taller se adoptarán las adecuadas medidas de seguridad y se aplicarán los criterios de esta norma como si se tratasen de elementos definitivos a instalar en obra.

Se observarán todos los requisitos relativos a contraflechas o ajustes previos indicados en el Pliego de Prescripciones Técnicas.

Artículo 76.º Fijación con elementos mecánicos.

76.1. Generalidades.

En esta norma se contemplan diferentes posibilidades en cuanto a disposiciones constructivas lo cual permite una ejecución razonable y acorde con los requisitos de calidad y seguridad de la estructura en cada caso concreto.

La ejecución de uniones mediante tornillos deberá tener en cuenta las características específicas del diseño cuyos requisitos se establecen en el artículo 58 y las de los materiales utilizados que se contienen en el artículo 29. Por lo tanto los diámetros de agujeros, separaciones mutuas y a bordes, sistemas de apretado y estado de superficies entre otros datos, deben constar en el Pliego de Prescripciones y es recomendable que además figuren en los Planos.

El constructor debe reconocer la clasificación de las uniones atornilladas a realizar, de acuerdo con el apartado 58.9, de modo que pueda elaborar los Planos de Taller con las disposiciones constructivas que permiten cumplir las hipótesis consideradas en el cálculo.

76.2. Situación y tamaño de los agujeros.

El diámetro de los agujeros en relación con el de los tornillos debe ser apropiado a los principios indicados en el apartado anterior. Para las placas base y de testa que alojan pernos de anclaje en hormigón se aplican otras disposiciones no contempladas aquí.

Las holguras nominales, que sumadas al diámetro del tornillo proporcionan el del agujero son:

- a) Agujeros redondos normales.

- 1mm para tornillos M12 y M14
- 2mm para tornillos M16 a M24
- 3mm para tornillos M27 y mayores.
- b) Agujeros redondos sobredimensionados en uniones resistentes por rozamiento.
 - 3mm para tornillos M12
 - 4mm para tornillos M14 a M22
 - 6mm para tornillos M24
 - 8mm para tornillos m27 y mayores.
- c) Agujeros rasgados cortos, sentido longitudinal en uniones resistentes al deslizamiento.
 - 4mm para tornillos M12 y M14
 - 6mm para tornillos M16 a M22
 - 8mm para tornillos M24
 - 10mm para tornillos M27 y mayores.

Para los agujeros rasgados, en el sentido corto, las holguras serán idénticas a las de agujero redondo.

Los tornillos calibrados se colocarán en agujeros con una holgura de 0,3mm.

En las uniones resistentes al deslizamiento pueden disponerse holguras superiores a las indicadas en el sentido longitudinal siempre que no se supere en dos veces y media el diámetro nominal del tornillo.

En uniones al exterior los agujero rasgados deberán quedar cubiertos por tapajuntas o arandelas de dimensiones adecuadas cuyos agujeros serán de holgura normal.

Las distancias entre ejes de tornillos y de éstos a los bordes deberán cumplir con los valores mínimos establecidos en el Proyecto y también con los máximos, especialmente si la unión ha sido concebida para permitir redistribución plástica de esfuerzos en tornillos y su capacidad está determinada por la resistencia a aplastamiento.

76.3. Utilización de tornillos.

A menos que figure explícitamente en el Pliego de Prescripciones Técnicas que se ha considerado el cortante en la parte roscada, la longitud de los tornillos se deberá determinar de manera que con la suma de espesores de chapas y arandelas el plano de cizalladura quede fuera de la parte roscada de la espiga.

En ese caso se pueden utilizar tornillos roscados hasta la cabeza. Lo anterior no es aplicable a los tornillos calibrados.

Después del apriete la espiga con rosca debe sobresalir de la tuerca al menos un filete. En los tornillos sin pretensado también debe quedar por lo menos un filete al otro extremo de la tuerca, es decir, dentro de unión. En tornillos pretensados este último requisito será de cuatro filetes como mínimo.

Los tornillos no se soldarán a menos que se establezca un procedimiento cualificado de soldeo según UNE-EN 288 y conste explícitamente en el Pliego de Prescripciones Técnicas .

76.4. Utilización de tuercas.

Las tuercas serán adecuadas al tipo de tornillo utilizado, especialmente en el caso de que sean pretensados de acuerdo con las tablas 8 de UNE-EN 1090-2.

Deberán poder desplazarse sin dificultad sobre el tornillo previamente a su instalación. Su designación debe quedar accesible, de modo que la cara en que conste su identificación resulte visible para la posterior inspección.

En estructuras sometidas a vibraciones se tomarán medidas especiales para evitar la pérdida de la rosca y la eventual salida del tornillo. En este caso los tornillos de eje vertical tendrán su cabeza en la parte superior de la unión. Las tuercas de tornillos sin pretensar deberán estar dotadas de contratuercas u otro medio mecánico eficaz. En tornillos pretensados no es necesario utilizar contratuercas.

Con respecto a la soldadura de tuercas es de aplicación lo indicado para los tornillos en el apartado anterior.

76.5. Utilización de arandelas.

Independientemente de su calidad los tornillos no pretensados no requieren el empleo de arandelas, a menos que se trate de superficies con recubrimientos de gran espesor, por ejemplo protección con pinturas intumescentes, donde haya que evitar daños locales.

Mediante el uso de arandelas puede lograrse el requisito de mantener la parte roscada fuera del agujero en tornillos calibrados, o bien fuera del plano de cizalladura si así lo requiere el Pliego de Prescripciones Técnicas para tornillos no pretensados o pretensados.

En superficies inclinadas se utilizarán arandelas de espesor variable o en cuña en todos los casos. Para tornillos pretensados es obligatorio el uso de arandelas bajo la parte que vaya a girar en el apriete, cabeza de tornillo o tuerca. Es recomendable hacer extensivo este requisito a la parte fija, especialmente en el supuesto indicado anteriormente para los tornillos no pretensados de proteger los recubrimientos. Las arandelas planas o achaflanadas a utilizar con tornillos pretensados deberán ser endurecidas y templadas de acuerdo con UNE-EN 784 y 785.

Si se emplean arandelas indicadoras del pretensado del tornillo, éstas se instalarán con los resaltos en contacto con la parte que no gire en el apriete. En todo caso se observarán las instrucciones del fabricante que deberán estar detalladas en el Pliego de Prescripciones Técnicas.

76.6. Apretado de tornillos sin pretensar.

Los tornillos de uniones no pretensadas se apretarán hasta la condición de contacto ajustado de los componentes alrededor de la zona de cada tornillo. Es admisible que queden holguras locales de 2mm separadas de la zona donde se disponen los tornillos. Para no superar ese límite es aconsejable proceder a un apretado progresivo de tornillos desde los más interiores hacia fuera.

No es necesario un valor de par de apriete determinado para lograr la condición de contacto ajustado, se considera que es el correspondiente al proporcionado por un operario utilizando una llave normal sin prolongador, equivalente al punto en que una llave neumática empieza a impactar.

Cuando se supere el límite de holgura de 2mm o menos, si así lo indica el Pliego de Prescripciones Técnicas pueden interponerse cuñas o forros, o bien galgas en forma de peine abarcando a los tornillos.

En las uniones no pretensadas se pueden utilizar cualesquiera de los tipos de tornillos indicados en el artículo 29. En esta clase de uniones se incluyen las placas bases con pernos de anclaje en hormigón.

76.7. Apretado de tornillos pretensados.

En las uniones con tornillos pretensados solamente se usarán los tipos 8.8 y 10.9 de acuerdo con el artículo 29. Estas uniones se consideran resistentes al deslizamiento y les son aplicables los requisitos del apartado correspondiente.

El huelgo máximo entre superficies está limitado a 1mm. Deben desmontarse y corregirse las uniones que superen ese valor y no alcancen uno superior a 2mm en ambientes interiores o 4 mm en ambientes corrosivos, ya que en estos casos cabe la posibilidad de utilizar el sistema de ajuste a base de forros indicado en el apartado anterior con esos espesores mínimos.

El pretensado de los tornillos se iniciará una vez obtenida la condición de contacto ajustado y se realizará de forma ordenada y progresiva. Salvo indicación contraria del Pliego de Prescripciones Técnicas se considera que el esfuerzo de pretensado y que debe obtenerse en la espiga del tornillo es el 70% de la resistencia a tracción del tornillo F_{ub} multiplicada por el área resistente A_s :

$$F_p = 0,7 F_{ub} A_s$$

El esfuerzo de pretensado mínimo (kN) será el indicado en la siguiente tabla :

	Diámetro del tornillo (m.m)							
	12	16	20	22	24	27	30	36
Tipo de tornillo 8.8	47	88	137	170	198	257	314	458
Tipo de tornillo 10.9	59	110	172	212	247	321	393	572

Este esfuerzo de pretensado puede obtenerse con uno de los siguientes métodos:

- Llave dinamométrica.
- Giro de tuerca.
- Arandela indicadora.
- Método combinado.

76.7.1. Método de la llave dinamométrica.

El par torsor aplicado a los tornillos induce un esfuerzo de pretensado en la espiga del tornillo que depende del diámetro del mismo y un coeficiente que resume las características del rozamiento entre los componentes de la parte que gira.

Con un estado de suministro de tuerca y tornillo ligeramente engrasados el par torsor vale:

$$M_t = 0.18 \cdot d \cdot F_p$$

Para asegurar que se obtiene el esfuerzo F_p puede aumentarse el par un 5%. No es aconsejable sobrepasar ese valor ya que si el rozamiento en la rosca es inferior al indicado se puede propiciar la rotura del tornillo.

Se puede utilizar un valor del par torsor obtenido mediante ensayo según prUNE-EN 14392

76.7.2. Método del giro de tuerca.

Una vez alcanzada la condición de contacto ajustado se marcará la posición conseguida en cada tuerca del conjunto de la unión con relación al tornillo. Se procederá a aplicar un giro a la tuerca empezando por los tornillos más interiores y de forma gradual hasta alcanzar una rotación total adecuada al espesor total de todo el conjunto en relación con el diámetro de los tornillos.

Los valores de giro se obtendrán mediante ensayo de acuerdo con prUNE-EN 14399-2. Para los tornillos de calidad 8,8 se pueden usar los valores de la tabla adjunta

Espesor de la unión	Giro total
Inferior a 2d	120 grados
$2 \cdot d < t < 4d$	150 grados
$4d < t < 6d$	180 grados
$6d < t < 8d$	210 grados
$8d < t < 10d$	240 grados

En el espesor hay que incluir los forros y las arandelas.

76.7.3. Método de la arandela indicadora.

Este método consiste en utilizar arandelas especiales que se disponen bajo la parte fija. Cuando se aplica un giro a la parte opuesta se induce un esfuerzo de pretensado en la espiga del tornillo que actúa sobre unos resaltes o protuberancias existentes en la arandela. Al alcanzar el valor prescrito dichos resaltes se chafan y se produce el contacto directo contra la tuerca o cabeza del tornillo eliminándose la holgura que ocupaban.

Deben observarse las indicaciones del fabricante, especialmente con respecto a planeidad y espesor total de la unión.

76.7.4. Método combinado.

A partir de la condición de contacto ajustado se aplica el método descrito en el apartado 84.7.1. con un 75% del par torsor. Seguidamente se procede a marcar la posición de las tuercas y se aplica un giro complementario dado de acuerdo con ensayos previos, realizados según prUNE-EN 14399-2.

Para uniones con superficies planas la siguiente tabla puede utilizarse en función de espesor total, incluyendo arandelas y forros.

Espesor de la unión	Giro complementario
$t < 2d$	60 grados
$2d < t < 6d$	90 grados
$6d < t < 10d$	120 grados

76.8. Superficies de contacto en uniones resistentes al deslizamiento.

En este tipo de uniones el pretensado de los tornillos implica un estado de compresión de las superficies unidas que afectado por el coeficiente de rozamiento entre las mismas se opone al deslizamiento relativo mutuo. El estado final de esas superficies determina su coeficiente de rozamiento.

En el Pliego de Prescripciones Técnicas debe indicarse cual es la clase de superficie a obtener, especialmente si en el diseño se utilizan valores altos del coeficiente de rozamiento. Las superficies deben estar limpias y exentas de grasa. No es aceptable limpieza con soplete.

En la tabla adjunta se indican los tratamientos superficiales y el coeficiente de rozamiento respectivo. En los dos primeros casos el chorreado o granallado implica que debe obtenerse el grado Sa 2 ½ según ISO 8504-1.

En el caso de que las superficies de contacto no hayan sido protegidas por una imprimación en taller y se difiera el montaje de las mismas debe eliminarse la incipiente oxidación, o cualquier otra contaminación, mediante un cepillo de púas de acero suave.

Clase	Tratamiento	Coeficiente
A	A1- Chorreado o granallado sin picaduras de corrosión	$\mu = 0,50$
	A2 - Chorreado o granallado y metalizado por pulverización con aluminio	$\mu = 0,50$
	A-3 - Chorreado o granallado metalizados por pulverización A base de zinc, con ensayo de deslizamiento.	$\mu = 0,50$
B	Chorreado o granallado con imprimación de	$\mu = 0,40$

	pintura de silicato de alcalino de zinc hasta un espesor de 80 micras.	
C	Limpieza por cepillado o flameo con eliminación de toda la cascarilla o herrumbre	$\mu = 0,30$
D	Sin tratamiento	$\mu = 0,20$

76.9. Fijaciones especiales.

Dentro de este apartado se incluyen los elementos de unión de estructura metálica a hormigón en sus tres modalidades:

- Pernos embebidos en hormigón.
- Pernos anclados en taladros rellenos de mortero.
- Pernos anclados mecánicamente, tipo expansión o cuña.

Además de cumplir los requisitos propios de anclaje por adherencia o forma deberán satisfacer todos los requisitos propios de tornillos de esta norma, de acuerdo con su material y montaje, excepto los que hacen referencia a diámetros de agujeros.

Otros sistemas o métodos de unión no contemplados en esta norma podrán ser utilizados si así figura en el Pliego de Prescripciones cuando se disponga de suficiente experiencia y estén amparados por otras normas y siempre baja la responsabilidad del autor del Proyecto o Director de obra.

Las fijaciones propias de chapa perfilada en cubiertas, fachadas y forjados se tratan en el anejo D de UNE-EN 1090 -2.

76.10. Utilización de tipos especiales de tornillos.

76.10.1. Tornillos de cabeza avellanada.

Los tornillos de cabeza avellanada deben quedar con la misma enrasada con la superficie de la chapa más exterior. Pueden utilizarse pretensados o sin pretensar y les son aplicables todos los apartados anteriores.

Las dimensiones del avellanado y sus tolerancias deben ser detalladas en cada caso. La profundidad del avellanado será 2mm menor que el espesor nominar de la chapa externa.

Caso de que esta operación afecte a más de dos chapas ésta deberá ser ejecutada con ambas firmemente unidas.

76.10.2. Tornillos calibrados y bulones.

Los tornillos calibrados y los bulones o pasadores en rótulas o articulaciones se consideran tipos especiales de tornillos en esta norma.

Sus características mecánicas deben cumplir el apartado 35.2. de materiales y su tolerancia será la correspondiente a clase H13 de ISO 286-2 para la espiga.

Los agujeros se ejecutarán con un pretaladro de 3mm menos y escariados a diámetro definitivo cuando se realicen in situ. Si se trata de una unión con varias chapas estas deben ser escariadas de forma simultánea con una firme sujeción durante la operación. El escariado debe realizarse con un husillo fijo.

La tolerancia para tornillos calibrados y bulones en agujeros será de clase H11 según ISO 286-2. Si un bulón o pasador no requiere la condición de calibrado se le aplicará la holgura definida en el apartado 84.2.

La rosca no quedará incluida en el interior de la unión en el caso de tornillos calibrados. En los bulones o pasadores no es obligatorio ese requisito pero se evitará que exista zona roscada en los planos de cizalladura.

La instalación se realizará con un ligero golpeo y sin dañar la rosca.

76.10.3. Tornillos de inyección.

Los tornillos de inyección son tipos especiales de tornillos que disponen de una perforación en cabeza por donde se inyecta resina para rellenar toda la holgura existente entre su espiga y el agujero.

Son adecuados para sustituir roblones u otros tornillos sin modificar el agujero existente. Con la inyección de resina se le proporciona resistencia al aplastamiento. Pueden ser utilizados pretensados o no.

Su utilización será conforme a lo establecido en el anejo J de UNE-EN 1090.

Artículo 77.º Soldadura

77.1. Plan de soldadura

Se deberá disponer de un plan de soldadura aplicable a los aceros definidos en el capítulo IV que incluirá precauciones adecuadas frente al riesgo de desgarro laminar en caso de que se transmitan tensiones de tracción en el sentido perpendicular al espesor del material.

El plan de soldadura incluirá los aspectos siguientes que sean pertinentes:

- a) Detalle de la unión.
- b) Tamaño y tipo de la unión.
- c) Especificaciones tales como tipo de electrodo y precalentamiento.
- d) Secuencia de soldeo limitaciones a la soldadura discontinua o comprobaciones intermedias.
- e) Cualquier giro o volteo de la pieza necesarias para el soldeo.
- f) Detalle de fijaciones provisionales.
- g) Disposiciones frente a desgarro laminar.
- h) Referencia al Plan de Inspección y Ensayos.
- i) Todos los requisitos para identificación de soldaduras.

77.2. Proceso de soldadura

Todo proceso de soldadura a aplicar a las uniones deberá estar incluido entre la siguiente relación y ser acorde con la definición indicada en UNE-EN 24063.

- 111. Soldeo por arco eléctrico manual con electrodo revestido.
- 114. Soldeo pro arco con hilo tubular si protección gaseosa.
- 121. Soldeo pro arco sumergido con hilo.
- 122. Soldeo pro arco sumergido con electrodo desnudo.
- 131. Soldeo pro arco con gas inerte. MIG.
- 135. Soldeo por arco con gas activo. MAG.
- 136. Soldeo por arco con hilo tubular, protección con gas activo.
- 137. Soldeo con arco con hilo tubular, protección con gas inerte.
- 141. Soldeo con electrodo de wolframio y gas inerte. TIG.
- 781. Soldeo pro arco de conectadores.

Cualquier otro procedimiento deberá constar explícitamente en el Pliego de Prescripciones Técnicas

77.3. Calificación del proceso de soldadura

77.3.1. Procedimiento de soldeo

El soldeo deberá ejecutarse de acuerdo con un procedimiento cualificado según UNE-EN 288-2. El método para cualificar dicho procedimiento será cualquiera de los establecidos en las diferentes partes de la norma UNE-EN 288-2 a menos que el Pliego de Condiciones especifique algún método diferente que en todo caso deberá detallar.

Si el Pliego de Prescripciones Técnicas así lo indica se procederá a la calificación del procedimiento de soldeo por medio de ensayos previos de acuerdo con la parte 3 de UNE-EN 288.

Para procesos automáticos con chapas que llevan incorporada la imprimación de taller y para soldadura con penetración profunda realizada en una sola pasada es obligatoria la citada calificación mediante ensayo previo a la producción. En el caso de chapas con imprimación deben de realizarse con el mayor espesor de capa aceptado. Si un procedimiento cualificado mediante ensayo no ha sido utilizado durante un periodo superior a tres años deberá procederse a inspeccionar una muestra a escala real de una prueba de producción para aceptar dicho procedimiento.

Cuando se utilicen electrodos de gran penetración o cuando se suelda por ambas caras sin toma de raíz deberá ensayarse una probeta mediante ensayo destructivo cada seis meses además del preceptivo ensayo de calificación del procedimiento.

77.3.2. Calificación de soldadores

Los soldadores deberán estar calificados según la norma UNE-EN 287-1. en particular los soldadores que ejecuten cordones en ángulo habrán de haber sido calificados mediante ensayos adecuados de cordones en ángulo.

La documentación acreditativa de la calificación por examen de los soldadores deberá archivar y quedar disponible para verificación. La susodicha calificación acorde con UNE-EN 287-1 deberá estar certificada por un organismo acreditado a juicio del Director de Obra.

77.3.3.Coordinación del soldeo

Para asegurar que se dedica una atención apropiada al proceso de soldeo deberá contarse con un especialista, denominado coordinador de soldeo, mientras duren las actividades relacionadas con el mismo en las estructuras correspondientes a clases 4, 3 y 2.

El coordinador de soldeo debe tener capacitación profesional y experiencia acorde con el proceso de soldeo del que es responsable, según indica la norma UNE-EN 719.

77.4.Preparación y ejecución de la soldadura

77.4.1. Preparación de bordes

La preparación de bordes de las piezas a unir con soldadura a tope tiene por objeto asegurar la penetración completa adaptándose a las diferentes condiciones de tipo técnico y económico existentes en cada caso concreto. La superficie de las piezas y los bordes propiamente dichos estarán exentos de fisuras y entalladuras visibles.

Las superficies a soldar estarán secas y libres de cualquier material que pueda afectar negativamente la calidad de la soldadura. La imprimación puede admitirse si el procedimiento de soldeo ha sido calificado con ella.

La preparación de bordes forma parte del proceso de soldeo. La elección del tipo adecuado es responsabilidad del coordinador de soldeo. En la norma UNE-EN 29692 indica los tipos más recomendables para varios procesos.

Las desviaciones de forma y ajuste entre caras deben ser inferiores a las admisibles indicadas en el proceso de soldeo particular. Cualquier corrección de defecto debido a entalladura o error en la geometría de la junta mediante recargue de soldadura debe estar contemplado en el proceso de soldeo. En todo caso la zona afectada debe ser amolada quedando su superficie lisa y enrasada con el resto de la pieza.

77.4.2. Almacenamiento de consumibles

El material de aportación, electrodos o hilo deberá ser almacenado y manipulado de acuerdo con las instrucciones del fabricante, especialmente los de revestimiento básico susceptibles de deterioro por la humedad. Cualquier defecto o daño en forma de fisuración o descamación del revestimiento de oxidación del hilo implicará el rechazo.

77.4.3. Protección contra la intemperie

Tanto las piezas a soldar como el soldador deberán estar protegidos del viento, nieve y lluvia, especialmente cuando el proceso de soldeo se realice con protección de gas. En general es recomendable que todas las actividades de soldadura se lleven a cabo en taller.

Las superficies a soldar deben mantenerse secas y libres de condensación. En el caso de que la temperatura del material a soldar esté por debajo de 0°C es recomendable precalentar. Para acero de límite elástico superior a 355 N/mm² esta recomendación se extiende a 5° C.

77.4.4. Montaje para el soldeo

Las piezas a soldar deberán estar alineadas y correctamente posicionadas manteniendo su inmovilidad durante el soldeo. Para ello pueden utilizarse soldaduras de punteo entre ellas o bien dispositivos externos tales como plantillas o gálibos de armados con medios adecuados de fijación.

Se deberá tener en cuenta la contracción longitudinal y transversal que experimentan las soldaduras durante el enfriamiento. A tal fin la citada posición relativa inicial entre piezas debe ser tal que el resultado final cumpla con las tolerancias dimensionales del capítulo XVIII. En todo caso puede recurrirse al enderezado que se indica en el apartado 77.4.13

Para la fijación durante el montaje debe evitarse la unión a los gálibos de armado u otras piezas exteriores mediante soldadura de punteo ya que puede dar lugar a tensiones residuales por deformación coartada durante el enfriamiento. No deben realizarse soldaduras adicionales taladros o rebajes que no estén definidos en los planos.

El hecho de hacer compatible las tolerancias dimensionales con el plan de soldeo de conjuntos de piezas puede obligar a establecer secuencias de ejecución en las que algunas barras de arriostrados o secundarias sean montadas en último lugar.

77.4.5. Precalentamiento

El precalentamiento de las superficies de las piezas a unir tiene por objeto modificar el tiempo de enfriamiento de modo que se reduzca la probabilidad de formación de componentes frágiles en el material de aportación y en la zona afectada por el calor del material base. El precalentamiento puede resultar necesario con grandes espesores o con aceros de alto contenido de carbono equivalente. En todo caso deberá constar como parte del plan de soldeo, si así se requiere. Su definición será responsabilidad del coordinador de soldeo.

La extensión del precalentamiento alcanzará por lo menos 75 mm a cada lado de las piezas a unir. También se debe considerar la conveniencia del precalentamiento en las uniones de soldaduras de punteo y provisionales especialmente en el caso de piezas de espesores muy diferentes entre sí.

El valor 380 HV 10 de dureza superficial en la zona afectada por el calor es un límite superior por encima del cual se incrementa el riesgo de rotura frágil. En los ensayos de procesos de soldadura hay que evitar ese valor. En algunos procesos como el 781 "Soldadura de conectores" de la norma UNE-EN 24063 puede superarse ese valor, si así se hace constar en el Pliego de Prescripciones Técnicas.

77.4.6. Uniones temporales

Si por facilidad constructiva o de montaje es necesario recurrir a uniones provisionales mediante soldaduras de punteo, estas se situarán de modo que puedan ser eliminadas posteriormente sin dañar a la pieza definitiva.

Todas las soldaduras de uniones provisionales se ejecutarán de acuerdo con instrucciones específicas. En el caso de que deban ser eliminadas mediante corte o cincelado la superficie del metal base debe quedar lisa por amolado.

Una vez eliminadas las uniones provisionales deberá procederse a la inspección de las zonas afectadas para garantizar la inexistencia de defectos.

Esta última precaución será especialmente necesaria en el caso de estructuras sometidas a cargas de fatiga. En este caso es obligatoria la eliminación de las uniones provisionales en estructuras de clase 4 y 3.

77.4.7. Soldaduras de punteo

Como medio de fijación de piezas entre sí para mantener la posición durante el soldeo se pueden utilizar este tipo de soldaduras. La longitud mínima debe ser el menor valor entre cuatro veces el espesor de la parte más gruesa y 50 mm.

En procesos automáticos las condiciones de ejecución de estas soldaduras estarán contempladas en el procedimiento de soldeo. Si fuesen a formar parte de una soldadura definitiva su forma será la apropiada para tal fin. En los procedimientos manuales los soldadores que ejecuten este tipo de soldaduras también deberán estar cualificados según se indica en 77.3.2, a menos que no queden englobados en la soldadura definitiva.

En ese caso dichas soldaduras deberán ser eliminadas.

77.4.8. Soldaduras en ángulo

Las piezas a unir mediante cordones de soldadura en ángulo han de estar en contacto lo más estrecho posible.

El espesor de garganta y la longitud del cordón no deberán ser inferiores a los indicados en el Proyecto teniendo en cuenta el uso de electrodos de gran penetración o el caso de penetración parcial según sea el detalle indicado.

77.4.9. Soldaduras a tope

77.4.9.1. Generalidades

El acabado de la superficie de cordones de soldaduras a tope debe ser tal que garantice una soldadura sana que mantenga el espesor de garganta considerado.

El Pliego de Prescripciones Técnicas debe indicar cuando es necesario recurrir a piezas adicionales de prolongación del cordón para garantizar que en el extremo exterior de un cordón se mantiene el espesor de garganta evitando los cráteres producidos por el cebado y el corte de acero. Estas piezas adicionales se pueden utilizar para eventuales ensayos destructivos.

Una vez ejecutadas las soldaduras tanto las piezas adicionales de prolongación como cualquier otro elemento complementario serán eliminados de acuerdo con el artículo 77.4.6.

Si se requiere una superficie lisa deberá eliminarse cualquier sobre-espesor o bombeo en el acabado de la superficie de los cordones a tope. Esto puede resultar necesario por motivos estéticos o para atenuar el efecto de cargas de fatiga.

77.4.9.2. Soldaduras por un solo lado

Las soldaduras de penetración completa por una sola cara puede realizarse indistintamente con o sin chapa dorsal. La susodicha chapa dorsal puede consistir en una placa de respaldo permanente solo en caso de que el Pliego de Condiciones así lo permite y los requisitos correspondientes consten en el proceso de soldadura homologado al efecto.

La chapa dorsal debe estar fijada estrechamente al metal base y debe ser continua a lo largo del cordón de soldadura. En el caso de que la chapa dorsal sea de cobre deberá quitarse al final de la soldadura teniendo la precaución a lo largo de la misma de no cebar el arco en ella para que no se produzcan inclusiones de cobre que puedan inducir fisuras.

Las soldaduras con solo una cara accesible realizadas con chapa dorsal tienen el inconveniente de que pueden producirse efectos de entalladura en la zona de la raíz por lo que no son aptas para cargas de fatiga. Aunque el soldeo se efectúe por una sola cara, como en las preparaciones de borde en V y U es recomendable depositar un cordón dorsal de raíz previo saneado de la misma.

77.4.9.3. Toma de raíz

En todas las soldaduras a tope en clase de ejecución 4 y 3 de penetración completa con caras accesibles se deberá sanear la raíz antes de depositar el cordón de cierre o el primer cordón de la cara dorsal. Este saneado se podrá realizar utilizando el ranurado por arco-aire soplete o birlado con útiles redondeados y esmerilado.

Deberá practicarse hasta la suficiente profundidad para garantizar la penetración dentro del metal sano de aportación depositado previamente. El saneado debe conseguir un contorno en forma de U con sus caras fácilmente accesibles para el cordón de toma de raíz.

77.4.10. Soldaduras de ranura

Las soldaduras de ranura se utilizan para unir chapas mediante cordones en ángulo depositados en los bordes de oiales practicados en la más exterior. La disposición y dimensiones de dichos oiales deberá figurar en los Planos del Proyecto.

La forma de las ranuras puede ser cuadrada, ovalada o circular. El ancho recomendable no debe ser superior a dos veces el espesor de la chapa ni superior a siete veces dicho espesor con la limitación razonable en cuanto a número de oiales, separaciones mutuas y a los bordes que permita una fácil ejecución de la soldadura.

No es recomendable utilizar este tipo de unión en estructuras sometidas a cargas dinámicas o de fatiga (clase 4 y 3).

A menos que lo indique explícitamente el Pliego de Condiciones no debe rellenarse con soldadura todo el hueco libre después de realizado el cordón en ángulo del contorno. Este tipo de remate denominado soldadura de tapón es si cabe más prejudicial frente a cargas dinámicas o de fatiga y solamente debe realizarse previa inspección del cordón en ángulo del contorno.

77.4.11. Soldadura de conectores

Los conectores cumplirán la norma UNE EN-ISO 13918 Y se situarán en zonas libres de herrumbre, cascarilla de laminación y grasa y caso de que la superficie esté

pintada se levantará y eliminará completamente a menos que el procedimiento de soldeo haya sido cualificado con ese sistema de protección particular.

Los conectadores pueden soldarse a través de chapa perfilada de acero conformadas en frío en las vigas cumpliendo los siguientes requisitos:

- a) Las chapas perfiladas no galvanizadas tendrán un espesor nominal inferior a 1-5 mm.
- b) Las chapas perfiladas galvanizadas tendrán un espesor nominal inferior a 1-25 mm y un espesor nominal de galvanizado en cada cara no superior a 30 micras.
- c) En las zonas donde se suelden los conectadores incluso bajo las chapas perfiladas y entre ellas deben estar secas y libres de eventuales condensaciones de acuerdo con 85.4.3.
- d) Las chapas perfiladas deben estar lo más en contacto posible con las vigas en el momento del soldeo. El procedimiento de soldeo deberá estar cualificado para una holgura límite máxima. No son aceptables holguras que superen 2 mm en ningún caso.
- e) A menos que el procedimiento de soldeo contemple esa opción no se aceptará practicar la soldadura en zonas de solape de chapas o afectando al borde de una de ellas.
- f) Los conectadores se situarán concentrados en el seno de una chapa o bien alternativamente a cada lado si en el centro del seno discurre un pequeño nervio rigidizador.

77.4.12. Tratamiento post-soldadura

En estructuras sometidas a cargas de fatiga puede resultar ventajoso aplicar procedimientos de atenuación de tensiones residuales mediante tratamientos térmicos. En ese caso el Constructor deberá demostrar en el Plan de Soldadura que el tratamiento propuesto está de acuerdo con el Pliego de Prescripciones Técnicas.

77.4.13. Enderezado

Para cumplir con las tolerancias o por motivos estéticos puede recurrirse a corregir las distorsiones tanto en frío mediante prensa o máquinas de rodillo como en caliente con llama por medio de aplicación local de color. En este caso se deberá establecer previamente la temperatura máxima que alcanzara el acero y el procedimiento de enfriamiento.

77.4.14. Ejecución en taller de soldaduras.

Debe evitarse la proyección de chispas erráticas por cebado del arco y en caso de que se produzca en las clase 4 y 3 se debe amolar la superficie afectada e inspeccionarla. Así mismo deberá evitarse la proyección y salpicaduras de soldadura y eliminarlas caso de que se produzca. En cada pasada deben eliminarse la escoria y los defectos que se aprecien en la superficie antes de proceder a la siguiente.

En el plan de soldeo debe contemplar como proceder para reparar soldaduras defectuosas y el rectificado y anulado de acabado superficial de las soldaduras.

77.5. Criterios de aceptación de soldaduras

Las piezas constituidas por soldaduras deben cumplir los requisitos de tolerancias indicados en el artículo 80.

A menos que el Pliego de Prescripciones Técnicas indique otra cosa los criterios de aceptación de soldaduras se basarán en la norma UNE EN 25817 (ISO 8157). Los

niveles de calidad de dicha norma son D (moderado), C (intermedio) y B (elevado) y dependen de la gravedad y extensión de los defectos detectados. Para cada clase de ejecución se establecen los siguientes niveles :

- . Clase 1 nivel D
- . Clase 2 nivel C
- . Clase 3 nivel B
- . Clase 4 nivel B y requisitos complementarios

Los requisitos complementarios para la clase 4 son :

<u>Tipo de defecto</u>	<u>limite del defecto</u>
Mordedura (5011 y 5012).....	no permitido
Exceso de sobreespesor (502).....	< 2 mm
Angulo de sobreespesor (505).....	< 165 °
Poros internos o sopladura (201)	< 1mm
Inclusión sólida (300)	no permitido
Falta de alineación (507).....	< 0.05 t

Entre paréntesis figura la numeración del defecto de acuerdo con ISO 6520 , "Clasificación de las imperfecciones en las soldaduras metálicas por fusión, con explicaciones" UNE EN 26520.

CAPÍTULO XVII. EJECUCIÓN EN OBRA

Artículo 78.º Montaje

78.1. Condiciones del emplazamiento

El montaje de la estructura comenzará cuando se cumplan los requisitos del Plan de Seguridad, que entre otros debe considerar los siguientes aspectos:

- a) Zonas de aparcamiento para vehículos, maquinaria en general y acopios.
- b) Acceso y circulación en el interior de la obra.
- c) Instalación de grúas fijas.
- d) Preparación del terreno de emplazamiento en cuanto a condiciones de suelo, drenaje superficial y estabilidad de taludes, si ha lugar.
- e) Comprobación de servicios afectados, incluyendo conductos subterráneos, cables aéreos o cualquier otro condicionante físico.
- a) Comprobación de que las piezas de mayores dimensiones y peso pueden ser suministradas a pie de obra.
- b) Zonas contiguas afectadas por el montaje.
- c) Condiciones climáticas y medioambientales.
- d) Comprobación de las condiciones del terreno que permitan prever o corregir eventuales movimientos, tales como asentos de bases de pilares o giro de paramentos de muros durante la ejecución de la obra.

Las actividades previas o posteriores al montaje deben disponer asimismo de un Plan de Seguridad compatible, sea cual sea su naturaleza (excavación, hormigonado, acabados, cubrición, solados, instalaciones, etc.). La coordinación entre las diferentes actividades deberá tener en cuenta especialmente:

- a) la disponibilidad de servicios comunes.
- b) el valor de cargas de construcción en las distintas fases de la obra incluyendo zona de posibles acopios.
- c) fases de hormigonado en forjados.

78.2. Programa de montaje

El programa de montaje es competencia del constructor y deberá ser aprobado por el Director de Obra antes del inicio de los trabajos. No obstante el Pliego de Prescripciones Técnicas deberá incluir un método de montaje preliminar adecuado a las características resistentes de la estructura en sus distintas fases que servirá de orientación al constructor para la redacción del Programa de Montaje definitivo.

Este programa preliminar deberá tener en cuenta:

- a) La situación de nudos y empalmes.
- b) Longitudes máximas de barras.
- c) La secuencia de montaje.
- d) La estabilidad provisional, incluyendo apeos y arriostramientos.
- e) Condiciones para la retirada de apeos y arriostramientos.
- f) Piezas con reducida estabilidad lateral y torsión durante el montaje que requieren izado y manipulación especial.
- g) Ejecución de bases de pilares y apoyos en cuanto a retacado con mortero de placas base.
- h) Contraflechas y ajustes en juntas de dilatación.
- i) La utilización de chapa perfilada como contribución a la estabilidad.
- j) La posibilidad de que las cargas de ejecución superen a las correspondientes al diseño.

En la redacción del Programa de Montaje definitivo el Constructor puede modificar las indicaciones del programa preliminar e introducir otros métodos o sistemas no contemplados en él siempre y cuando se justifique mediante cálculo o referencias de obra similares ante el Director de Obra. En todo caso se deberá asegurar la compatibilidad con el resto de prescripciones del Pliego de Prescripciones Técnicas y la ausencia de desviaciones económicas sobre el Presupuesto que implica la adopción de tal programa.

En el programa además de los requisitos ya enumerados anteriormente, se detallarán los puntos siguientes:

- a) Descripción de fases, con tiempos de actividad y fechas a origen de inicio y final de cada una. Incluyendo la necesaria coordinación con la elaboración en taller y el transporte a obra.
- b) Equipo en cada fase, incluyendo grúas.
- c) Personal, especificando su calificación profesional.
- d) Precauciones especiales frente a las condiciones climáticas que pueden darse durante el montaje.

Este documento deberá ser coherente con el Plan de Seguridad e Higiene. Deberá incluir el montaje en blanco realizado en taller para asegurar el ensamble de piezas si así está previsto y cualquier elemento constructivo auxiliar necesario para el montaje, como cimbras, apeos o arriostrados provisionales.

78.3. Soportes

78.3.1. Replanteo y colocación

Todas las cimentaciones, tanto zapatas como losas o macizos de apoyo deben haber sido inspeccionadas previamente, incluyendo los pernos de anclaje embebidos en ellas, para garantizar que su posición y alineaciones están de acuerdo con los planos.

Es recomendable que los pernos embebidos estén dotados de una cierta libertad que permita un ligero desplazamiento de los mismos para facilitar su inserción en las placas base de soportes. A tal efecto pueden disponerse cajeados o manguitos en la parte superior de la cimentación de ancho tres veces superior al diámetro de los pernos que alojen.

Debe cuidarse que la posición a lo largo del montaje de los soportes no sufra modificaciones que excedan las tolerancias (ver artículo 80).

Tanto los propios pernos de anclaje como los calzos o cuñas de nivelación de placas base han de ser capaces para soportar la estructura montada, previamente al retacado con mortero de nivelación. En el caso de que los elementos provisionales queden embebidos debe asegurarse que disponen de una durabilidad igual a la de la estructura y de que quedan con un recubrimiento mínimo de 25 milímetros.

78.3.2. Hormigonado

El hormigonado del espacio entre la placa base y el cimiento debe efectuarse con mortero de cemento o con morteros especiales sin retracción. Es recomendable que el espesor mínimo sea de 25 mm y asimismo que permita el relleno fácilmente y pueda ofrecer espacio suficiente para colocar y manipular las cuñas o tuercas inferiores de nivelación.

El relleno de mortero debe realizarse lo antes posible una vez que los pilares y vigas inmediatas superiores estén correctamente aplomados y alineados. El material no debe mezclarse o utilizarse con temperaturas inferiores a 0°C salvo instrucción del fabricante del mismo. En todo caso debe obtenerse una fluidez adecuada para rellenar completamente todo el espacio.

Previamente se habrá eliminado cualquier resto de grasa, hielo o suciedad. En las placas base de cuya dimensión mínima supere 400 mm es recomendable disponer orificios de venteo de 50 mm para facilitar la penetración del producto.

En el caso de soportes empotrados en zapatas con receptáculos tipo cáliz el hormigón o mortero de relleno debe ser de una resistencia característica no inferior a la del cimiento. En la colocación inicial el hormigonado debe cubrir dos tercios de la longitud de empotramiento. No se deberá someter a ninguna carga adicional hasta que el hormigón no alcance la mitad de su resistencia característica. La ejecución definitiva se completará con el hormigonado del último tercio.

78.4. Ejecución del montaje

78.4.1. Planos de montaje

Los planos de montaje de la estructura se elaborarán a partir de los planos de taller. En ellos deberá constar las plantas y alzados a una escala tal que puedan apreciarse las marcas de montaje identificadoras de cada pieza.

En los planos de montaje se indicarán las piezas y sus uniones así como cualquier tolerancia especial. Los planos correspondientes a la cimentación deben detallar la posición y orientación de las placas base y de cualquier otro elemento en contacto directo con el hormigón.

Deberá constar las cotas de cada planta. En las placas base constarán el número tipo diámetro y posición de los pernos de anclaje, así como la holgura a rellenar con mortero de nivelación.

Cualquier elemento provisional como arriostrados, escaleras de obra o accesos temporales deberá estar incluido en los planos de montaje.

Los planos de montaje deben indicar el peso y centro de gravedad de cualquier elemento o subconjunto estructural que supere 50 kN.

78.4.2. Marcado

Los métodos de marcado cumplirán lo establecido en el artículo 75.3.1. En aquellos casos en los que no se deduzca su orientación o pueda inducir a error provocando una inversión de esfuerzos en la pieza o subconjunto estructural se deberá marcar la orientación en ellos (interior/exterior; arriba/abajo; superior/inferior; etc.).

En producciones seriadas, con componentes idénticos en todos los aspectos se puede repetir la marca de montaje.

78.4.3. Manipulación y almacenamiento en montaje

La manipulación y almacenamiento en obra debe realizarse de manera que se minimicen el riesgo de daño a las piezas. Se deberá prestar especial atención al eslingado en las operaciones de descarga, e izado.

Deberán repararse los daños que pueda sufrir cualquier pieza que afecte a sus tolerancias, acabado de protección o a sus uniones.

La tortillería, elementos de fijación, cubrición y auxiliares deberán estar embalados e identificados adecuadamente.

78.4.4. Montaje de prueba

En estructuras complejas o bien cuando se desee asegurar un correcto y ajustado montaje en obra el Pliego de Condiciones puede exigir la realización de montajes en blanco en taller de acuerdo con el artículo 75.4. En el Programa de Montaje definitivo que se indica en el artículo 78.2 el constructor podrá incluir el montaje en blanco para evaluar el tiempo o duración de operaciones de montaje complicadas.

78.4.5. Métodos de montaje

El montaje de la estructura se realizará de acuerdo con las indicaciones contenidas en el Programa de Montaje indicado en 78.2. A lo largo de todo el proceso deberá estar garantizada la resistencia y estabilidad de la obra.

En edificios es recomendable iniciar el montaje por núcleos rígidos que hagan intraslacional todo el conjunto, confiriendo estabilidad a las piezas que se montan posteriormente.

Los pernos de anclaje en base de pilares no empotrados no deben de considerarse eficaces para evitar el vuelo a menos que se compruebe mediante cálculo.

Debe preverse el efecto de las cargas de ejecución incluyendo peso de personal y equipo durante el montaje así como la acción del viento sobre la estructura no completa.

Los arriostramientos o rigidización provisional deberá mantenerse hasta que el montaje esté lo suficientemente avanzado, de modo que puedan ser retirados sin comprometer la seguridad.

Cabe la posibilidad en edificios o estructuras de gran altura que sea necesario liberar a los arriostramientos del efecto de las cargas gravitatorias a medida que avanza la construcción. En estos casos, que deben estar explícitamente indicados en el Pliego de Prescripciones Técnicas y considerados en el cálculo de la estructura, podrá procederse liberando cada vez únicamente en recuadro y recurriendo a otro arriostrado provisional alternativo si es necesario.

A las uniones de los elementos provisionales de montaje les es aplicable el Pliego de Condiciones del Proyecto. Dichas uniones deben realizarse de forma que no limiten ni la resistencia ni la capacidad de servicio de la estructura definitiva.

En caso de que el montaje implique la rodadura u otro tipo de traslación de la estructura o de parte de ella, hasta su posición definitiva deberán tomarse las medidas pertinentes para conseguir el frenado controlado de la misma y preferiblemente para poder actuar en el sentido de invertir la dirección del desplazamiento si es necesario.

Los anclajes provisionales deberán estar asegurados contra cualquier posible aflojamiento involuntario.

El constructor será responsable de que ninguna parte de la estructura sea sobretensionada o distorsionada por acopio de materiales o cargas de montaje a lo largo de la construcción.

78.4.6. Alineaciones

Cada parte de la estructura debe quedar alineada nivelada y ajustada tan pronto como sea posible una vez que haya sido montada, la ejecución de sus uniones debe realizarse inmediatamente después.

Si dichas uniones son definitivas deberá asegurarse que su ejecución no compromete el ajuste nivelación y aplomado de elementos posteriores.

En la alineación y ajuste de la estructura pueden emplearse tuercas de nivelación cuñas y forros. Cuando exista el riesgo de desplazamiento las cuñas podrán soldarse, el material de las mismas será acero y el espesor mínimo 4 mm cuando se empleen en el exterior.

Cuando no sea posible corregir los errores de montaje o ajuste mediante cuñas en forma de calzas o forros se deberán modificar adecuadamente la fabricación de las piezas consignando los cambios introducidos en los Planos de Montaje.

Debe prestarse especial atención en no forzar el ajuste si ello implica introducir esfuerzos en las barras no considerados en el cálculo de la estructura.

Para facilitar el montaje debe considerarse la posibilidad de disponer agujeros sobredimensionados o rasgados de acuerdo con los artículos 76.2 y 58.2.

Artículo 79.º Tratamiento de protección

79.1. Generalidades.

Este artículo se aplicará tanto a las estructuras tratadas en taller como en obra. El Pliego de Prescripciones Técnicas debe definir el sistema de protección contra la corrosión y los requisitos adicionales para obtener unas condiciones de servicio acordes con la vida útil de la estructura (ver artículo 5.1) y el sistema de mantenimiento (ver artículo 94), teniendo en cuenta el nivel de corrosión atmosférico y grado de exposición de los diferentes componentes.

El diseño en cuanto a tipo de piezas y detalle de uniones debe evitar zonas donde pueda depositarse humedad y suciedad tanto en elementos interiores como en aquellos directamente expuestos al exterior.

Se deberá cuidar especialmente el drenaje de las cubiertas y fachadas de modo que la estructura quede lo más protegida posible.

El Pliego de Condiciones contemplará con un adecuado sistema de protección aquellos elementos que queden al exterior.

Deberá considerarse conjuntamente el tratamiento de protección frente a incendio (de acuerdo con el anejo específico) ya que los requisitos del mismo pueden determinar un grado de defensa frente a la corrosión muy superior al estrictamente necesario, especialmente en el caso de pinturas intumescentes y morteros proyectados.

En el caso de aplicarse pintura el Pliego de Condiciones deberá definir el sistema de tratamiento detallando como mínimo los siguientes aspectos:

- a) Preparación de las superficies
- b) Tipo y espesor de la capa de imprimación anticorrosiva
- c) Tipo y espesor de capas intermedias.
- d) Tipo y espesor de capas de acabado y retoques.

En el Presupuesto del Proyecto, deberá constar claramente si en el precio de la estructura metálica está incluido el sistema de protección.

En ese caso la definición de precios unitarios debe citar el sistema de protección específico de cada partida (en obras donde la preparación e imprimación se aplica en taller).

Para las capas de pintura aplicadas en obra cabe la posibilidad de valorarlas de acuerdo con su área, que se evaluará según la superficie específica de cada sección.

79.2. Preparación de las superficies

La superficie de los elementos que haya de ser pintada se limpiará y preparará de forma adecuada al tratamiento de pintura correspondiente. En principio deben eliminarse la suciedad, cascarilla de laminación, restos de escoria de soldaduras y también la grasa y la humedad superficial. Si existieran revestimientos anteriores, deben ser igualmente eliminados

Las normas aplicables son: ISO 8504-1 e ISO 8504-2 para el chorreado e ISO 8504-3 para la limpieza mecánica y manual.

Los métodos de preparación deberán obtener el grado de rugosidad definido en el Pliego de acuerdo con ISO 8503, partes 1 a 4. Las instalaciones de chorreado fijas deberán inspeccionarse periódicamente. Para facilitar la inspección es necesario conocer el estado inicial de la superficie de acuerdo con la norma ISO 8501-1.

La preparación de las superficies en obra debe ser realizada en condiciones ambientales tales que no perjudiquen la calidad del acabado. Por tanto no se realizarán en tiempo lluvioso, con humedad superior al 85% y temperaturas bajas que puedan producir condensaciones. La temperatura del sustrato a pintar deberá estar 3 °C por encima de la del punto de rocío del ambiente. Se deberán tomar las precauciones oportunas para no dañar a otras superficies.

La preparación de las superficies en taller cuando se realice mediante métodos abrasivos debe ir seguida de una escrupulosa eliminación de polvo, de acuerdo con ISO 8502-3 y de la aplicación de una imprimación de secado rápido que no altere las fases siguientes.

79.3. Métodos de protección

79.3.1. Metalización

En este método la protección se consigue mediante proyección de cinc o aluminio pulverizado, realizado según UNE EN 22063.

Las superficies metalizadas deben ser tratadas con una imprimación anticorrosiva especial, de naturaleza sellante y tapaporos para evitar la formación de ampollas antes de revestirse de pintura.

79.3.2. Galvanización en Caliente .

La protección mediante galvanización en caliente consiste en la formación de un recubrimiento de cinc o aleaciones de cinc-hierro por inmersión de las piezas y artículos fabricados con hierro y acero en un baño de zinc fundido a una temperatura de 450°C. La norma que rige estos recubrimientos es la norma UNE EN ISO 1461 "Recubrimientos galvanizados en caliente sobre productos acabados de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo".

Cuando se diseñe una pieza que vaya a protegerse mediante galvanización en caliente, es importante tener en cuenta algunos requisitos como pueden ser las dimensiones de dichos elementos, que deben adecuarse al tamaño de los crisoles de galvanización, si bien, en algunos casos en los que el tamaño de la pieza sea mayor que el de los baños disponibles pueden sumergirse parcialmente y después darles la vuelta para introducir la parte no tratada.

La preparación superficial de los elementos a galvanizar debe incluir la limpieza de todos los contaminantes superficiales que no puedan ser eliminados mediante el decapado, como es el caso de las grasas, pinturas, escorias de soldadura, etc..

En el Anexo A "Diseño de los productos destinados a recibir un recubrimiento galvanizado en caliente" de la norma UNE EN ISO 14713, se relacionan detalladamente las diferentes cuestiones de diseño que se deben tener en cuenta para obtener un recubrimiento adecuado y de calidad.

En el caso de que tengan que soldarse elementos que ya hayan sido galvanizados o restaurar aquéllos que tengan pequeños defectos de galvanización, existe la posibilidad de restaurar la zona afectada del recubrimiento mediante proyección térmica de cinc (según la norma EN 22.063) o mediante una pintura rica en cinc de elevado contenido en zinc metálico en la película seca (mínimo 80% en masa). Los tipos de pintura más adecuados para esta finalidad son los que tienen ligantes epoxídicos, de poliuretano (1 componente) de secado al aire y de silicato de etilo (1 componente) de secado al aire.

En el caso de que el sistema protector especifique un pintado posterior de las superficies galvanizadas, es necesario que éstas estén adecuadamente tratadas mediante desengrase y un posterior tratamiento de imprimación para asegurar el anclaje de las pinturas, según UNE EN ISO 12.944-4 "Pinturas y barnices. Protección de estructuras de acero frente a la corrosión mediante sistemas de pintura protectores: Parte 4: Tipos y preparación de superficies".

Por último, se aplican capas bases y de acabado en función de la agresividad del medio (UNE EN ISO 12.944-5 "Pinturas y barnices. Protección de estructuras de acero frente a la corrosión mediante sistemas de pintura protectores: Parte 5: Sistema de pinturas protectores").

Los elementos realizados a base de chapa galvanizada por procedimiento en continuo (espesores de hasta 3 mm) (según UNE EN 10.142 y UNE EN 10.147) deben especificarse en un espesor o masa del recubrimiento adecuado a la categoría de corrosividad ambiental, según ISO 9223 ó UNE EN ISO 14.713

79.3.3. Pintado

La pintura debe ser aplicada de acuerdo con la hoja de datos del fabricante del producto.

Se deberá comprobar previamente que el estado de la superficie es el previsto en la fase anterior, es decir tanto el grado de limpieza y rugosidad para una capa de imprimación como el curado, compatibilidad y naturaleza de la capa previa para capas posteriores.

Las distintas pinturas que constituyen un sistema de pintado deben ser compatibles entre sí.

Es recomendable utilizar productos de un mismo fabricante.

En el Plan de Obra deben establecerse las fases de aplicación de la protección considerando adecuadamente el resto de las actividades. Así pues en el caso de realizarse el pintado en obra las piezas deberán ser imprimadas en taller con un espesor mínimo que impida la oxidación incipiente antes del montaje ante la eventualidad de un acopio o almacenamiento prolongado.

Para facilitar el control es aconsejable que cada capa tenga un color o matiz diferenciado según UNE 48103.

Una vez ejecutada y retocada la superficie debe respetarse estrictamente el periodo de secado y endurecimiento que aconseje el fabricante frente a un eventual contacto con agua.

79.4. Requisitos especiales

Las fracciones de piezas que vayan a quedar embebidas en hormigón no necesitan protección a partir de 30 mm por debajo del nivel del mismo, siempre que a su vez la superficie de hormigón este a salvo de procesos de carbonatación Únicamente requieren un cepillado de eliminación de cascarilla de laminación, suciedad y grasa. Caso de venir con imprimación desde taller no necesitan ninguna operación adicional.

Las superficies que vayan a transmitir esfuerzos por rozamiento y las que alojen tornillos pretensados deberán satisfacer los requisitos propios de las superficies de contacto indicadas en 76.8.

Deberá evitarse el daño o contaminación de estas superficies durante el transporte y montaje mediante una adecuada cobertura de protección impermeable.

Las inspecciones de uniones atornilladas se deben realizar antes de la aplicación de la pintura en obra.

Las uniones mediante soldadura se deberán realizar en franjas sin pintura de 150 mm de ancho, o bien con capa de imprimación compatible. La soldadura y la parte adyacente deberá pintarse una vez se haya eliminado completamente la escoria y se haya aceptado la unión.

Debe preverse la dificultad de pintado de elementos inaccesibles y proceder a su ejecución antes del montaje.

Las superficies de aceros autopatinables, resistentes a la corrosión atmosférica por autooxidación, deben ofrecer un aspecto aceptable tras su exposición a la intemperie. Para ello puede ser necesario su limpieza por chorreado mediante agua a presión para garantizar una textura similar y un color homogéneo. Hay que tener en cuenta que el mecanismo de autoprotección que se desarrolla en este tipo de aceros solo tiene lugar en ciclos alternados secos y húmedos y siempre que no exista polución atmosférica ácida o salina. En el diseño se adoptarán los detalles constructivos necesarios para evitar que las escorreduras de óxido, por efecto del agua de lluvia, puedan afectar al resto de la construcción. Debe tenerse en cuenta que no es posible aplicar sobre este tipo de aceros los mismos sistemas de protección pasiva contra incendios que en los aceros de UNE EN 10025.

En el Pliego de Prescripciones debe indicarse si los perfiles cerrados o tubulares requieren tratamiento interno o no. En el caso de que la estanqueidad quede asegurada por las soldaduras estructurales o bien mediante soldaduras de sellado de extremos, se considerará que el espacio interior queda protegido previa aceptación de dichas soldaduras. Para las soldaduras de sellado solamente se requiere inspección visual. Deben tomarse precauciones especiales de estanqueidad en los elementos de fijación que atraviesen elementos en cajón o tubulares sellados.

79.5. Protección de elementos de fijación

Los elementos de fijación y anclaje deberán suministrarse con una protección adecuada a la clase de exposición ambiental. Cualquier protección suplementaria a aplicar en obra se llevará a cabo una vez inspeccionada la unión. Los pernos de anclaje no requieren ningún tratamiento a menos que así lo indique el Pliego de Condiciones.

CAPÍTULO XVIII. TOLERANCIAS

Artículo 80.º Tolerancias

Las tolerancias se clasifican en:

- Tolerancias normales
- Tolerancias especiales

Las tolerancias normales son las que se especifican en esta y que se aplicarán siempre que no se determine y detalle otra cosa en la Especificación del Proyecto.

80.1. Tolerancias de fabricación

Las tolerancias que se especifican en los apartados siguientes, se aplican a las desviaciones admitidas para las estructuras de edificación.

En casos especiales de montaje o para aumentar la seguridad o la capacidad de servicio de los componentes estructurales, pueden ser necesarias unas tolerancias más severas.

Las tolerancias sobre medidas o dimensiones y sobre la forma de productos planos de acero obtenidos por conformación en frío se indican en la norma UNE-EN-10131.

80.1.1. Desviaciones admitidas para secciones transversales de componentes laminados en caliente.

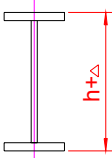
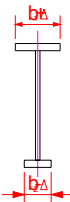
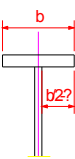
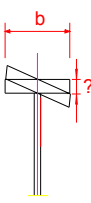
Las desviaciones permitidas para las secciones rectas de los componentes estructurales acabados en caliente serán las que se especifican en las normas siguientes:

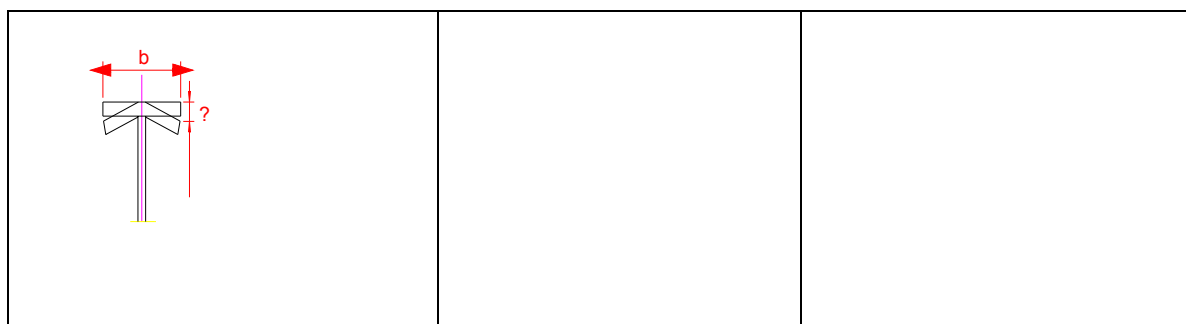
UNE-EN 10029, UNE-EN 10034, UNE-EN 10051, UNE-EN 10056, UNE-EN 10079 y UNE-EN 10210-2.

80.1.2. Secciones transversales de perfiles en I soldados

Las desviaciones de los perfiles en I soldados de las dimensiones o medidas especificadas para las secciones transversales no superarán los valores que se dan en la figura 80.1.2.

Figura 80.1.2 Desviaciones admitidas para perfiles en I soldados

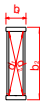
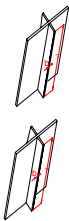
TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Altura: 	Altura de perfil: $h \leq 900 \text{ mm}$ $900 \leq h \leq 1800 \text{ mm}$ $h > 1800$	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$ $\Delta = \begin{bmatrix} + 8 \text{ mm} \\ - 5 \text{ mm} \end{bmatrix}$
Anchura del ala: 	Anchura b_1 o b_2: < 300 $b \geq 300 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$
Excentricidad del alma: 	Posición del alma:	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$
Perpendicularidad de alas: 	Falta de perpendicularidad:	$\Delta = \text{máx de:}$ $\begin{bmatrix} b/100 \\ 5 \text{ mm} \end{bmatrix}$
Planicidad de alas:	Falta de planicidad:	$\Delta = \text{máx de:}$ $\begin{bmatrix} b/150 \\ 5 \text{ mm} \end{bmatrix}$

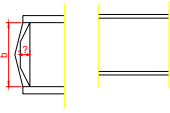


80.1.3. Secciones en cajón

Las desviaciones de las secciones en cajón, que se fabriquen, de las dimensiones, la distorsión de las chapas y las desviaciones de la planeidad o rectilineidad de los rigidizadores de chapa no superarán los valores que se dan en la figura 80.1.3.

Figura 80.1.3 Desviaciones admitidas para secciones en cajón

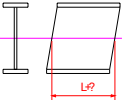
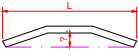
TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Anchura de chapa  Perpendicularidad (en posiciones de diafragma)	Desviación Δ en las anchuras de una chapa individual: $b < 300 \text{ mm}$ $b \geq 300 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$
	Diferencia entre distancias de diagonales nominalmente similares: $\Delta = (d_1 - d_2)$ con $d_1 \geq d_2$	$\Delta = \text{máx de:}$ $\left[\begin{array}{c} \frac{d_1 + d_2}{400} \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$
	Desviación Δ en el plano de la chapa:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\begin{array}{c} b/250 \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$
	Desviación Δ normal al plano de chapa:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\begin{array}{c} b/500 \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$
Distorsión (deformación) de chapa:	Distorsión Δ en la anchura de la chapa o	$\Delta = \text{máx. de:}$

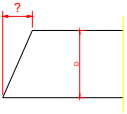
longitud de referencia = ancho b 	longitud de referencia:	$\begin{bmatrix} b/150 \\ 3 \text{ mm} \end{bmatrix}$

80.1.4. Componentes estructurales

Las desviaciones de longitud planeidad (rectilineidad), contraflecha (curvado) y perpendicularidad de los componentes, de las dimensiones especificadas, no superarán los valores que se indican en la figura 80.1.4.

Figura 80.1.4 Desviaciones admitidas para componentes

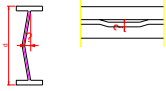
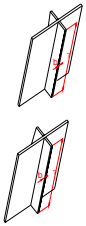
TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Longitud: 	Longitud medida en el eje central o en la esquina de un angular: - longitud $\leq 10 \text{ m}$ - longitud $> 10 \text{ m}$ - barra con ambos extremos acabados para apoyo de contacto	$\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 1 \text{ mm}$
Planeidad 	Planeidad en ambos ejes:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\begin{bmatrix} L/1000 \\ 3 \text{ mm} \end{bmatrix}$
Contraflecha 	Contraflecha f en el medio de la longitud medida con el alma horizontal:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\begin{bmatrix} L/1000 \\ 6 \text{ mm} \end{bmatrix}$
Perpendicularidad de	Perpendicularidad al eje	$\Delta = D/300$

extremos: 	longitudinal: - no acabado para apoyo de contacto - acabado para apoyo de contacto	$\Delta = D/1000$
Perpendicularidad en apoyo 	Verticalidad del alma en los soportes (pilares) para componentes sin rigidizadores de apoyo:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\begin{array}{l} h/300 \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$

80.1.5. Alma y rigidizadores

La distorsión de las chapas de alma, las desviaciones en la planeidad (rectilineidad) de los rigidizadores de alma y las desviaciones en la situación de los rigidizadores no superarán los valores que se dan en la figura 80.1.

Figura 80.1.5 Desviaciones admitidas para almas y rigidizadores

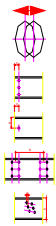
TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Distorsión del alma: 	Distorsión Δ en la altura del alma o en la longitud de referencia:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\begin{array}{l} d/150 \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$
Rigidizadores de alma: 	Desviación Δ de la rectilineidad en el plano del alma:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\begin{array}{l} d/250 \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$
	Desviación Δ de la rectilineidad normal (perpendicular) al plano del alma:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\begin{array}{l} d/500 \\ 3 \text{ mm} \end{array} \right]$
Situación de los	Desviación Δ de la posición	$e = 3 \text{ mm}$

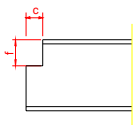
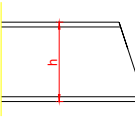
rigidizadores: 	prevista: Excentricidad entre un par de rigidizadores:	$e = t/2$

80.1.6. Agujeros, entalladuras y bordes

Las desviaciones de las posiciones de los agujeros, de la dimensiones de las entalladuras y de la perpendicularidad de los bordes de corte no superarán los valores que se dan en la figura 80.1.6.

Figura 80.1.6 Desviaciones admitidas para agujeros, entalladuras y bordes

TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Posición de los agujeros 	Desviación Δ de un eje central de un agujero individual de su posición prevista dentro de un grupo de agujeros:	$\Delta = \pm 2 \text{ mm}$
	Desviación Δ de un grupo de agujeros de su posición prevista: - dimensión a - dimensión b - dimensión c 1) cuando $h \leq 1000 \text{ mm}$ 2) cuando $h > 1000 \text{ mm}$	$\Delta = \begin{bmatrix} + 2 \text{ mm} \\ - 0 \text{ mm} \end{bmatrix}$ $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 4 \text{ mm}$
Entalladuras:	Desviación Δ de las dimensiones principales de la entalladura: - dimensión b:	

	- dimensión c:	$\Delta = \begin{bmatrix} + 2 \text{ mm} \\ - 0 \text{ mm} \end{bmatrix}$ $\Delta = \begin{bmatrix} + 2 \text{ mm} \\ - 0 \text{ mm} \end{bmatrix}$
Bordes: 	Desviación Δ de un borde cortado achaflanado	$\Delta = 0,1 t$

80.1.7. Empalmes y placas de asiento de pilares

La excentricidad inintencionada de un pilar en un empalme o en una placa de asiento no superará los valores que se dan en la figura 80.1.7. Las desviaciones admitidas para las placas de asiento se aplicarán también a las placas de capitel.

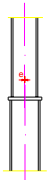
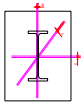
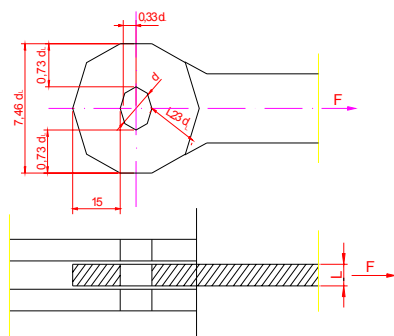
TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Empalme de pilar: 	Excentricidad inintencionada e (en torno de ambos ejes):	$e = 5 \text{ mm}$
Placa de asiento: 	Excentricidad inintencionada e (en cualquier dirección):	$e = 5 \text{ mm}$

Figura 80.1.7 Desviaciones admitidas para empalmes y placas de asiento de pilares

80.1.8. Barras con ojo

Las desviaciones admitidas para las barras con ojo que presenten un huelgo o agujero d menor que $0,1 d_1$ o un máximo de 3 mm estarán de acuerdo con la figura 80.1.8. salvo que se indique otra cosa en el Proyecto.

Figura 80.1.8 Tolerancias para barras con ojo



80.1.9. Planeidad de las superficies de contacto

La planeidad o planicidad de una superficie de contacto será la suficiente para alcanzar la tolerancia de montaje que se especifica en el punto 80.1.8.

Para los empalmes o uniones de contacto, cuya posición esté asegurada por uniones soldadas, el intervalo de aire no superará los 0,5 mm.

Comentarios

Una imperfección debida a la fabricación puede traducirse en que los ejes de los componentes estén desalineados o en desnivel, pueden producirse inestabilidades locales, particularmente cuando se utilizan componentes de pared delgada.

Los requisitos relativos a la limitación de holgura se aplican, por ejemplo, cuando las alas sometidas a compresión están unidas a chapas frontales.

80.2. Tolerancias de montaje

80.2.1. Generalidades

El sistema de desviaciones admitidas se mide a partir de una cuadrícula de pilares establecida al nivel de base, una envolvente para la verticalidad de los pilares y una serie de niveles de piso e intermedios referidos a los niveles de los forjados terminados.

Las desviaciones admitidas que se especifican más abajo on para estructuras metálicas de edificación

Cada valor individual estará de acuerdo con los valores obtenidos de las figuras y de las tablas. Además la suma de los valores discretos no será mayor que las desviaciones admisibles para la estructura total.

El sistema establece los requisitos en las posiciones de unión. Entre dichas posiciones, las tolerancias de fabricación son las que definen las desviaciones admisibles.

El sistema no fija requisitos explícitos para los elementos estructurales secundarios tales como los puntales o montantes laterales y las correas. Los requisitos relativos a estos elementos se pueden inferir a partir de las tolerancias de fabricación del elemento respectivo y de las tolerancias de fabricación y de montaje de los elementos a los que se va a unir.

Es necesario poner una atención muy especial para establecer las líneas y los niveles donde se requiere el ajuste a una construcción existente.

80.2.2. Puntos y niveles de referencia

Las tolerancias de montaje se definirán normalmente con relación a los siguientes puntos de referencia en cada barra o elemento estructural:

- a) Para barras situadas dentro de 10° de la vertical, los puntos de referencia serán el centro real de la barra en cada extremo de la barra en su estado de fabricación.
- b) Para barras dentro de los 45° con la horizontal (incluyendo los cordones superiores de cerchas de celosía), los puntos de referencia serán el centro real de la superficie superior en cada extremo.
- c) Para las barras interiores de las vigas y cerchas de celosía armadas, los puntos de referencia serán el centro real de la barra en cada extremo de la misma.
- d) Para las demás barras, los planos de montaje indicarán los puntos de referencia que generalmente, serán las superficies superiores o exteriores de barras sometidas principalmente a momentos flectores y las líneas centrales o ejes de barras solicitadas principalmente a compresión o tracción directa.

Por facilidades de replanteo se podrán sustituir los puntos de referencia indicados por otros alternativos, siempre que estos tengan un efecto similar a los definidos.

80.2.3. Situación de pilares

Las desviaciones de los pilares o soportes montados se medirán con relación a un emparrillado de líneas de pilares obtenido a partir de las posiciones de base medidas

La cuadrícula así establecida, que presenta el estado de cómo ya construido, estará dentro de la desviación admitida para el emparrillado teórico en dos direcciones planas (en planta) perpendiculares.

Cada línea de pilares están dentro de ± 5 mm de la línea de emparrillado teórica.

La dimensión entre líneas de pilares adyacentes estará dentro de la tolerancia de ± 5 mm de dimensión teórica.

Ese emparrillado teórico se replanteará antes de que se inicie el montaje.

80.2.4. Pernos de anclaje

Las posiciones de los grupos de pernos de anclaje en la cimentación no se desviarán en más de ± 6 mm de la intersección de la cuadrícula representativa de la construcción, establecida tal y como se muestra en la figura 88.2.4. y como se da en la tabla 80.2.4.a.

Cuando los grupos de pernos está previsto que vayan desplazados o desalineados de las líneas teóricas, la desviación de ± 6 mm se aplica a los desplazamientos con respecto a la cuadrícula de pilares establecida:

Las desviaciones admitidas para las posiciones de las cimentaciones y de los pernos de anclaje se pueden ver en la figura 80.2.4. Pero se podría elegir una posición mejor ajustada de óptimo ajuste para valorar o calcular un grupo de pernos de cimentación regulables.

Las desviaciones de los espaciamientos o separaciones entre pernos individuales dentro del grupo de pernos de una barra no superarán los valores que se indican en la tabla 80.2.4.b.

La longitud que sobresale de un perno de anclaje (en su posición de ajuste óptimo si es regulable) estará vertical hasta dentro de 1 mm. En 100 mm. Un requisito similar se aplicará a un conjunto de pernos horizontales a otros ángulos.

Los agujeros de las placas de asiento y de las placas de fijación se dimensionarán considerando holguras coherentes con las desviaciones admitidas para los pernos.

Tabla 80.2.4.a. Desviaciones admitidas en la posición de grupos de pernos de anclaje y acabado de forjado

TIPO DE DESVIACIÓN	DESVIACIÓN ADMITIDA
Desviación de la distancia s entre los grupos de pernos de anclaje de pilares adyacentes	$\Delta s = \pm 5$ mm
Desviación de la distancia L entre los grupos de pernos de anclaje de los pilares extremos de cada hilera	cuando $L \leq 30$ m ; $L = \pm 15$ mm cuando $30 \text{ m} < L < 210$ m: $\Delta L = \pm 0,25 (L + 30)$ mm cuando $L \geq 210$ m; $\Delta L = \pm 60$ mm con L en metros

Tabla 80.2.4.b. Desviaciones admitidas para cimentaciones y pernos de anclaje y otros soportes estructurales

TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
Nivel de cimentación:	Desviación del nivel requerido:	$\Delta = \begin{bmatrix} +15 \text{ mm (por debajo)} \\ -5 \text{ mm (por encima)} \end{bmatrix}$
Pared vertical	Desviación de la posición requerida en el punto de apoyo de una estructura:	$\Delta = \pm 15$ mm
Perno de cimentación pre-establecido cuando está preparado para ajuste:	Desviación de la posición y nivel requeridos y movimiento mínimo en el agujero Posición requerida medida con relación a la posición de grupos que se muestra	$\Delta L = \pm 10$ mm (localización en punta) $\Delta p = \begin{bmatrix} +25 \text{ mm (alto)} \\ -5 \text{ mm (bajo)} \end{bmatrix}$

	en la figura 80.2.1.	
Perno de cimentación pre-establecido cuando no está preparado para ajustes:	Desviación de la posición, nivel y profusión requeridos. Localización requerida medida con relación a la posición de grupos que se ve en la figura 80.2.1 ΔL : Localización, nivel superior ΔP : profusión ΔL : nivel, localización en punta superior ΔP : posición	$\Delta L = \pm 1 \text{ mm}$ $\Delta P = \begin{bmatrix} + 45 \text{ mm} \\ - 5 \text{ mm} \end{bmatrix}$

Figura 80. 2. 4 Desviaciones admitidas para la posición de grupos de pernos de cimentación

80.2.5. Pilares

La posición en planta del centro de un pilar no se desviará en más de $\pm 2 \text{ mm}$. De los ejes de pilares.

El nivel de base de la cara inferior de una placa de asiento no se desviará en más de $\pm 3 \text{ mm}$ de la cota de base.

Las inclinaciones de los pilares y las distancias entre ellos estarán dentro de las desviaciones admitidas que se dan en la tabla 80.2.5.a.

Las desviaciones admitidas para los pilares se indican en las figuras 80.2.5.a, 80.2.5.b, 80.2.5.c. y 80.2.5.d.

Los pilares adyacentes a los fosos de ascensores pueden requerir tolerancias especiales.

Tabla 80.2.5.a. Desviaciones admitidas para pilares

TIPO DE DESVIACIÓN	DESVIACIÓN ADMITIDA
Desviación de la altura total h de un pilar, o de una altura a cualquier nivel intermedio desde la base:	$h \leq 30 \text{ m}$: $\Delta h = \pm 20 \text{ mm}$, $30 \text{ m} < h < 110 \text{ m}$ $\Delta h = \pm 0,25 (h + 50) \text{ mm}$, h en metros

	cuando $h \geq 110$ m: Véase la Especificación del proyecto
Desviación de la distancia L entre pilares de extremo en cada fila	$L \leq 30$ m: $\Delta L = \pm 20$ mm $30 \text{ m} < L < 210$ m $\Delta L = \pm 0,25 (h + 50)$ mm, $L \geq 210$ m: $\Delta L = \pm 65$ mm con L en metros
Desviación de la distancia L entre pilares adyacentes a nivel de base:	$\Delta L = \pm 5$ mm
Desviación de la posición de un pilar a nivel de cualquier forjado comparada con una línea recta que una los pilares adyacentes:	$e = \pm 10$ mm
Desviación de la posición de un pilar en un edificio de pisos múltiples (edificio alto) o cualquier nivel de forjado desde una línea vertical a través de su centro en su base:	$e = h / (300 \sqrt{n})$ Siendo Σ la altura total desde la base hasta el nivel del forjado respectivo y n el número de pisos desde la base hasta dicho forjado
Inclinación de un pilar en un edificio entre niveles de forjado consecutivos:	$e = h/500$ siendo h la altura del piso
Inclinación de un pilar en un edificio de una sola planta, que no soporte ningún camino de rodadura distinto de un pórtico:	$e = h/100$ ó 5 mm como mínimo pero con un máximo de 25 mm
Inclinación de los pilares de un pórtico, que no soportan un camino de rodadura:	Media: $e = h/500$ Individual: $e = h/100$
Desviación de la posición de un empalme de pilar en comparación con una línea recta que pase por los puntos de unión en niveles de forjado adyacentes:	$e = s/500$ donde s es la distancia del empalme contando desde el nivel de forjado más próximo

Tabla 80.2.5.b Desviaciones admitidas para pilares. Parte. 1

TIPO DE DESVIACIÓN	DESCRIPCIÓN	DESVIACIÓN ADMITIDA
	Altura total en pilares medida con relación al nivel de base:	Δh : véase tabla 80.2.2
	Distancia entre extremos de pilares en cada línea a nivel de base:.	ΔL : véase tabla 80.2.2
	Distancia entre pilares adyacentes a nivel de base:	$\Delta L: \pm 5$ mm
	Situación de un pilar a nivel de base y de forjado comparada con una línea	$e = \begin{bmatrix} 2 \text{ mm a nivel base} \\ 10 \text{ mm a nivel forjado} \end{bmatrix}$

	que una pilares adyacentes	

Figura 80.2.5.c. Desviaciones admitidas para pilares. Parte 2

TIPO DE DESVIACIÓN	DESCRIPCIÓN	DESVIACIÓN ADMITIDA
	Inclinación de un pilar entre niveles de forjados adyacentes:	$e = h/500$
	Localización de un empalme de pilar comparada con una línea recta que pasa por puntos de unión a niveles de forjados adyacentes:	$e = s/500$ $s \leq h/2$
	Localización de un pilar en cualquier nivel de forjado, con respecto a una línea vertical que pasa por su centro a nivel de base: n es el número de pisos	$e = \sum h/(300\sqrt{n})$
	Inclinación de un pilar en una vivienda de una sola planta sin otro camino de rodadura que un pórtico:	$e = h/300$

Tabla 80.2.5.d Desviaciones admitidas para pilares. Parte 3

TIPO DE DESVIACIÓN	DESCRIPCIÓN	DESVIACIÓN ADMITIDA
	Inclinación de un pilar que soporte un camino de rodadura, incluidos los pilares de pórticos:	$h < 5 \text{ m}: e = 5 \text{ mm}$ $5 \leq h \leq 25 \text{ m}: e = h/1000$ $h > 25 \text{ m}: e = 25 \text{ mm}$
	Inclinación de los pilares de un pórtico que no soporte un camino de rodadura:	Inclinación de pilares individuales: $e_1 = h/10$ $e_2 = h/10$ Inclinación media de pórtico: $(e_1 + e_2)/2 = h/500$ siendo: $e_1 = e_2$

80.2.6. Vigas

Las desviaciones admitidas para las alineaciones y niveles de vigas se aplican también a otros elementos estructurales principales dispuestos inclinados o en horizontal.

Las desviaciones admitidas para las vigas se indican en la tabla 80.2.6.

Los niveles de las vigas se miden con relación a las cotas establecidas para acabado de forjado.

La desviación admitida en el punto medio de la luz para la contraflecha de una viga montada es igual a la luz/500 medida con relación a sus puntos de apoyo.

La desviación admitida para la contraflecha de una viga triangulada o de celosía de luz superior a 20 m. y montada en obra es igual a la luz/300 medida con relación a sus puntos de apoyo.

La desviación admitida para la pre-flecha o flecha previa del extremo de una viga en ménsula o voladizo es igual a la longitud de la viga/300 medida con relación a su punto de soporte o apoyo.

Tabla 80.2.6 Desviaciones admitidas para vigas

TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
	Situación de una unión viga-pilar, medida con relación a la cuadrícula de acabado:	$e = 5 \text{ mm}$
	Nivel de una unión viga-pilar, medida con relación al nivel establecido como acabado:	$\Delta h = 10 \text{ mm}$
	Nivel en el extremo opuesto de la viga:	$\Delta h = 5 \text{ mm}$
	Nivel en vigas adyacentes, medida en los extremos correspondientes:	$\Delta h = 5 \text{ mm}$
	Distancia entre vigas adyacentes, medida en los extremos correspondientes:	$\Delta h = 5 \text{ mm}$
	Niveles en forjados adyacentes o contiguos:	$\Delta h = 10 \text{ mm}$

80.2.7. Carriles de rodadura y vigas carrilera:

La desviación admitida para la alineación y el ancho de vía de los caminos de rodadura de puentes-grúa será la que se indica en la tabla 80.2.7.

La desviación admitida para los niveles de carriles de rodadura o vigas carriles adyacentes en un punto o unión será la que se muestra en la tabla 80.2.7.

Para adaptar las desviaciones admitidas de la estructura soporte, se dispondrán detalles especiales que permitan ajustes en las uniones de carriles de rodadura y vigas carrileras.

Tabla 80.2.7 Desviaciones admitidas, para carriles de caminos de rodadura de puentes-grúa

TIPO DE DESVIACIÓN	PARÁMETRO	DESVIACIÓN ADMITIDA
	Línea de carril:	$\Delta = 1 \text{ mm}$ $L = 2 \text{ m}$
	Nivel de carril	$\Delta = L/1000$
	Alineación de carriles paralelos:	Para $y \leq 15 \text{ m}$ $\Delta = 3 \text{ mm}$ Para $y > 15 \text{ m}$ $\Delta = 5 \text{ mm}$

	Diferencia de nivel entre carriles:	$\Delta = \text{máx. de:}$ $\left[\frac{A}{2000} \right]$ 10 mm
	Excentricidad de carril con respecto al alma:	Para $t_w \geq 12$ mm Para $t_w < 12$ mm $e = 6$ mm
	Planeidad de la sección transversal del carril con respecto a la horizontal: Escalón o paso en junta de carril:	$\beta = 1/300$
	Escalón o paso en junta de carril:	$\Delta = 0,5$ mm

80.2.8. *Apoyos de contacto total*

Cuando se especifique un apoyo de contacto total, las superficies se dispondrán de tal modo que cuando el apoyo y las barras de contacto estén alineadas localmente dentro de una desviación angular de 1 sobre 1000, la holgura máxima entre las superficies de contacto no excederá de 1 mm localmente y tampoco excederá de 0,5 mm sobre los dos tercios, como mínimo, del área de contacto según se muestra en la tabla 80.2.8.

Cuando la magnitud de la holgura supere los límites especificados pero sea menor que 6 mm. Podrán utilizarse cuñas o calzos para reducir dicha holgura a los límites de desviación admitida. Las cuñas estarán fabricadas de llantas o pletinas de acero suave (de bajo contenido de carbono).

Figura 80.2.8 Desviaciones admitidas para apoyos de contacto

CAPÍTULO XIX. BASES GENERALES DEL CONTROL DE CALIDAD

Artículo 81.º Control de calidad

81.1. Criterios generales del control de calidad

Este título desarrolla el control de recepción que se realiza en representación de la Propiedad.

La presente instrucción establece como preceptivo el control de calidad de los materiales y de la ejecución de la obra. Asimismo, establece los criterios a seguir para el control del proyecto en el caso de que la Propiedad decida su realización.

La finalidad del control es comprobar que la obra cumple unas características de calidad que permiten garantizar, con una determinada probabilidad de aceptación, que la obra en su conjunto y cada uno de los elementos que la componen son conformes tanto con los criterios generales establecidos en esta instrucción, como con los particulares que se definan, en su caso, por el proyecto. En cualquier caso, debe entenderse que las decisiones derivadas del control están condicionadas al buen funcionamiento de la obra durante su período de vida útil definido en el proyecto.

En cualquier caso, todas las actividades ligadas al control de los materiales y la ejecución deben garantizar el mantenimiento de la trazabilidad de cada uno de los productos y materiales empleados, permitiendo identificar, en su caso, los fabricantes y coladas correspondientes a cada elemento estructural.

La Dirección Facultativa es responsable de la aplicación de un Plan de control de calidad de la obra que contemple los criterios establecidos al respecto en esta instrucción. En el caso de que parte de los elementos de la estructura sean montados previamente en taller, la Dirección facultativa tiene la potestad de requerir la información sobre las remesas concretas que afectan a la obra, así como de efectuar los controles que estime necesarios.

En todas las actividades ligadas al control establecido por esta instrucción, podrá estar presente una persona que represente al agente responsable de la correspondiente actividad controlada (fabricante, suministrador, montador de taller, constructor, etc.).

De cada una de las actividades establecidas para el control en esta instrucción (actas de toma de muestras, actas de inspección, informes de resultados, etc.), se deberá dejar constancia mediante documento físico o electrónico, firmado por la persona física responsable de la misma y, en el caso de estar presente, por la persona representante del agente responsable de la actividad controlada. En el caso de procedimientos electrónicos, la firma deberá ajustarse a lo establecido en la Ley 59/2003, de 19 de diciembre.

Para cada una de las actividades incluidas en el control de las estructuras metálicas (materiales, ejecución en taller, ejecución en obra, etc.), dicho control deberá ser desarrollado por organizaciones (laboratorios, entidades de control, etc.) que sean independientes de los agentes responsables de cada una de las respectivas actividades (fabricantes, almacenistas, montadores en taller, constructores, etc.).

Siempre que la legislación aplicable lo permita, el coste del control deberá figurar de forma separada en el Presupuesto de la obra o, en su caso, del proyecto.

Comentarios

La eficacia del control de calidad es el resultado de la acción complementaria del control ejercido por el productor (control interno) y del control ejercido por el receptor (control externo).

El sistema de garantías para el usuario que establece la presente instrucción se fundamenta en:

- a) la aplicación de criterios estadísticos que permitan garantizar, con una determinada probabilidad, el cumplimiento de las especificaciones,
- b) la identificación de las responsabilidades ligadas a cada una de las actividades desarrolladas por lo diferentes agentes durante la construcción de una obra.

La presente instrucción establece unos criterios de conformidad para cada tipo de control asociados a unas determinadas probabilidades globales β_G de aceptar un lote defectuoso (riesgos globales del consumidor), y que deben asegurarse mediante la consideración conjunta del control de recepción y del control de producción, siempre que éste esté amparado por un distintivo oficialmente reconocido. Los valores β_G adoptados en el control de las características de los aceros y de productos incluidos en esta instrucción, se reflejan en las Tablas 81.1 y 81.2.

TABLA 81.1

Característica del tipo de acero	Probabilidad de aceptación global (β_G)
Composición química	0,05
Características mecánicas	0,05
Otras características	0,10

TABLA 81.2

Característica del producto	Probabilidad de aceptación global (β_G)
Geometría de la sección transversal	0,05
Longitud	0,05

Respecto al mantenimiento de las responsabilidades ligadas a cada actividad, resulta imprescindible y, por ello, debe cuidarse especialmente el mantenimiento de la trazabilidad durante cada una de las operaciones de la obra, y en particular durante la recepción de los productos, el montaje en taller y el montaje en la obra.

Es especialmente aconsejable que el abono del control de calidad por parte de la Propiedad se efectúe de forma independiente del abono de la actividad controlada, de manera que se evite abonar el control de proyecto a través del Proyectista o el control de materiales o de ejecución a través del Constructor

En el momento de redactar esta instrucción, se encuentran en fase de desarrollo una serie de estudios al objeto de desarrollar esquemas generales de intercambio de datos en el ámbito de la edificación. Cuando estén disponibles dichos esquemas, se considera muy recomendable que se ajuste a los mismos la estructura de la documentación empleada o generada por las actividades de control en el ámbito de esta instrucción.

81.2. Laboratorios y entidades de control de calidad

Las actividades y ensayos de los aceros y productos incluidos en el control de materiales de esta instrucción, pueden ser realizados por laboratorios oficiales o privados. En el caso de los laboratorios privados, deberán estar acreditados para los correspondientes ensayos conforme a los criterios del Real Decreto 2200/1995, de 28 de diciembre, o estar incluidos en el registro general establecido por el Real Decreto 1230/1989, de 13 de octubre.

El control de ejecución y, en su caso, el control de proyecto podrá ser realizado por una entidad de control de calidad o directamente por un organismo de la Administración Pública con competencias en el campo de la construcción, en el caso de ser ésta la Propiedad. En el caso de obras de edificación, la entidad de control de calidad será de aquéllas a las que hace referencia el artículo 14º de la Ley 38/1999, de Ordenación de la Edificación.

En el caso de que el laboratorio de control de calidad no pudiese realizar alguna de sus actividades o ensayos y tuviera que recurrir a subcontratar a un segundo laboratorio, sólo podrá hacerlo, previa autorización de la Dirección facultativa, si éste es un laboratorio oficial o uno privado que cumplan los mismos requisitos que se le han exigido originalmente al laboratorio adjudicatario del control.

81.3. Planificación del control

Previamente al inicio de las actividades de control de la obra, el laboratorio o la entidad de control de calidad, en su caso, deberán presentar a la Dirección facultativa

para su aprobación un Plan de control o, en su caso, un Plan de inspección de la obra que contemple, como mínimo, los siguientes aspectos:

- Identificación de materiales y actividades objeto de control y relación de actuaciones a efectuar durante el mismo (tipo de ensayo, inspecciones, etc.)
- Previsión de medios materiales y humanos destinados al control con indicación, en su caso, de actividades a subcontratar
- Programación inicial del control, en función del programa previsible para la ejecución de la obra
- Planificación del seguimiento del Plan de autocontrol del constructor, en el caso de la entidad de control que efectúe el control externo de la ejecución.
- Designación de la persona responsable por parte del organismo de control
- Sistemas de documentación del control a emplear durante la obra

El Plan de control deberá prever establecimiento de los oportunos lotes, tanto a los efectos del control de materiales, como del de los productos o de la ejecución, contemplando tanto el montaje en taller o en la propia obra, de acuerdo con lo establecido al efecto en esta instrucción.

En el caso de que, en una misma obra, coincidieran un laboratorio de ensayo para el control de los materiales y productos, así como una entidad de control de calidad para el control del proyecto o de la ejecución, cada uno de ellos efectuará de forma independiente su propio Plan de control que presentará para su respectiva aprobación a la Dirección facultativa, la cual deberá velar por la coherencia y coordinación de las diferentes actividades de control que pudieran concurrir en la obra.

Artículo 82.º Distintivos de calidad

82.1. Generalidades

Esta instrucción exige que tanto los materiales como los productos de construcción incluidos en su ámbito satisfagan un conjunto de especificaciones técnicas que se establecen en su articulado. La finalidad de tales exigencias es la de procurar la idoneidad de los productos al uso al que se destinan, con un nivel de garantía suficiente para el usuario sobre la consecución de los niveles de seguridad de las estructuras establecidos en esta instrucción.

La garantía suficiente para poder proceder a la aceptación de un material o producto en el ámbito de esta instrucción debe comprobarse mediante el cumplimiento de los procedimientos y criterios contemplados en este capítulo y que se fundamentan en el un valor máximo de la probabilidad de aceptar un lote que no cumpla las especificaciones exigibles. Dicha garantía debe conseguirse mediante los sistemas el control establecidos por esta instrucción.

En algunos casos, y de forma voluntaria, los aceros y productos incluidos en el ámbito de esta instrucción pueden estar en posesión de marcas, sellos y certificados de calidad, en adelante distintivos de calidad, que avalan que los productos que los ostentan están sometidos a unos procesos específicos y a un control de producción en fábrica que permiten garantizar, con un cierto nivel de confianza, que cumplen las especificaciones

que los propios distintivos se han impuesto a través de los correspondientes procedimientos particulares.

82.2. Reconocimiento oficial de los distintivos de calidad

El control de recepción definido en esta instrucción, al objeto de comprobar la conformidad de cada uno de los materiales y productos empleados en la obra puede tener en cuenta las posibles garantías asociadas a los controles de producción en fábrica, siempre que éstos cumplan unas determinadas condiciones. Así, esta instrucción establece una serie de consideraciones especiales para aquellos productos que ostenten la posesión de un distintivo de calidad, siempre que éste se encuentre reconocido oficialmente por un Centro Directivo competente en el ámbito de la construcción (obras públicas o edificación) y perteneciente a la Administración Pública de un Estado miembro del Espacio Económico Europeo.

A los efectos de esta instrucción, los distintivos de calidad de carácter voluntario deberán cumplir, para su reconocimiento oficial, los requisitos establecidos en el Anexo XX. En su caso, el reconocimiento oficial del distintivo de calidad por parte de la Administración competente que lo lleve a efecto, incluirá la declaración explícita del cumplimiento de los citados requisitos.

Dado que los distintivos de calidad pueden presentar diferentes niveles de garantía en función de los criterios definidos en sus procedimientos particulares, esta instrucción contempla, para algunos casos, varios niveles de reconocimiento oficial que, a su vez, condicionan los diferentes criterios a emplear posteriormente durante el control de recepción de los correspondientes aceros o productos. En su caso, la Administración competente que efectúe el reconocimiento deberá indicar explícitamente el nivel de reconocimiento para el que efectúa el mismo.

Los referidos Centros Directivos velarán para que el reconocimiento de tales distintivos responda a los criterios establecidos para el mismo en esta instrucción, así como para que se mantengan dichos criterios durante la totalidad del período para el que se ha efectuado el reconocimiento.

La relación de los distintivos que haya sido objeto de reconocimiento o, en su caso, renovación o anulación, será comunicada al Ministerio de Fomento (Secretaría General Técnica). Por su parte, el organismo que ha emitido el distintivo deberá tener a disposición del público una relación permanente actualizada de los materiales o productos que lo ostentan.

El Secretario General Técnico del Ministerio de Fomento resolverá, en su caso, la inscripción en el registro de distintivos oficialmente reconocidos a los efectos de la presente instrucción, así como la publicación en la página WEB de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero (www.mfom.es/cpa) de la relación de los distintivos de calidad oficialmente reconocidos, para general conocimiento.

CAPÍTULO XX. CONTROL DE CALIDAD DEL PROYECTO

Artículo 83.º Control de proyecto

83.1. Generalidades

La Propiedad podrá establecer la realización de un control de proyecto, al objeto de comprobar que las soluciones estructurales adoptadas en el mismo cumplen las siguientes condiciones:

- han sido perfectamente definidas para su ejecución y,
- en su caso, cumplen las exigencias de seguridad, funcionalidad y durabilidad exigidas por esta instrucción, así como por el resto de la reglamentación vigente que les sea aplicable.

En cualquier caso, el control de proyecto deberá efectuarse previamente al inicio de la ejecución de las obras a las que se refiere el proyecto objeto de control.

En el caso de las obras de promoción pública, lo anterior será sin perjuicio de lo establecido al respecto en el Real Decreto Legislativo 2/2000, de 16 de junio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, así como en la reglamentación que lo desarrolla.

El control de proyecto deberá ser llevado a cabo por una parte independiente del Autor del Proyecto, con probada experiencia para valorar todas sus partes, esto es, las soluciones elegidas, los cálculos desarrollados, las prescripciones establecidas, las mediciones y presupuestos efectuados, así como los planos y detalles recogidos en el mismo.

Si la estructura objeto de control forma parte de una obra más compleja, sólo podrá procederse a la ejecución de la estructura en cuestión una vez que se haya efectuado el referido control, no siendo necesaria tal circunstancia para el resto de las partes de la obra.

Cuando la Propiedad decida la realización del control de proyecto, dicha circunstancia no supondrá en ningún caso la alteración de las atribuciones y responsabilidades propias del Autor del Proyecto.

Comentarios

La obligatoriedad del control de proyecto es, en principio, una potestad discrecional de la Propiedad en función de la importancia, el uso y la repercusión económica de la estructura proyectada.

El control de proyecto contemplado en el Articulado se plantea como un control externo, efectuado por una parte independiente. Por lo tanto, no está vinculado, en ningún caso, a los procedimientos de control interno que tenga implantados el Proyectista al objeto de mejorar la calidad de sus proyectos.

Al objeto de reducir al mínimo posible los problemas en la etapa de ejecución, así como para asegurar el cumplimiento de esta instrucción, se recomienda, salvo en el caso de obras de muy pequeña importancia, la realización del control de proyecto tanto para estructuras de edificación como para las de ingeniería civil.

En general, y dados los objetivos perseguidos, se recomienda efectuar el control de proyecto previamente a la fase de licitación de la obra.

Se recuerda que, para el caso de las Administraciones Públicas, el Real Decreto Legislativo 2/2000, de 16 de junio, al que se refiere el articulado, se ha desarrollado posteriormente mediante el Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas.

83.2. Niveles del control de proyecto

A los efectos de la presente instrucción se definen dos niveles de control de proyecto:

Control a nivel normal
Control a nivel intenso

En general, para estructuras de obra civil, sólo podrá emplearse el nivel de control intenso.

83.2.1. *Control a nivel normal*

El control de proyecto a nivel normal tiene por objeto comprobar que, tanto el concepto estructural como las soluciones estructurales de detalle están suficientemente definidos como para proceder a su ejecución sin recurrir a interpretaciones subjetivas de las partes involucradas en su construcción, ni a definiciones (planos, prescripciones de materiales, etc.) adicionales a las establecidas en el proyecto original.

Este nivel de control incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- que el proyecto es completo y consta de todos los documentos necesarios;
- que los planos de proyecto están suficientemente definidos;
- que se contemplan todas las unidades de obra intervinientes en la misma, de forma que puede efectuarse su valoración económica completa,
- que los planos cumplen todo lo establecido en 4.3 y, en particular, definen perfectamente la estructura para su ejecución, reflejando asimismo las tolerancias necesarias; y
- que los planos reflejan las circunstancias condicionantes de la ejecución que sean necesarias (proceso constructivo, montaje en taller, procedimiento de ejecución en obra, características de los materiales y productos, etc.).

Este nivel de control incluirá, además, la comprobación del dimensionamiento de una serie de elementos, entre los que se consideren de mayor significación estructural, de acuerdo con la frecuencia mínima que establece la tabla 83.2.1.

Tabla 83.2.1

Tipo de elemento	Frecuencia de comprobación
Cimentaciones	25%
Elementos que trabajen fundamentalmente a compresión	15%
Elementos que trabajen fundamentalmente a flexión	10%

83.2.2. Control a nivel intenso

El control de proyecto a nivel intenso tiene por objeto comprobar que las soluciones estructurales adoptadas cumplen las siguientes condiciones:

- a) que se satisfacen todas las exigencias establecidas en esta instrucción, así como en el resto de la reglamentación que les sea aplicable; y
- b) que están suficientemente definidas como para poder ejecutar las mismas sin recurrir a interpretaciones subjetivas de las partes involucradas en su construcción, ni a definiciones (planos y detalles constructivos, prescripciones de materiales, etc.) adicionales a las establecidas en el proyecto original.

La realización del control de proyecto a este nivel incluirá la totalidad de las comprobaciones definidas en 83.2.1 para el nivel de control normal y, además, deberá contemplar, al menos, los siguientes aspectos adicionales:

- a) La documentación de partida permite identificar de manera precisa todas las servidumbres y los condicionantes geométricos, geotécnicos y de uso que puede tener la estructura proyectada.
- b) Existe una memoria que, en otros aspectos, justifica la selección de la solución tipológica adoptada, indica la magnitud de la vida útil considerada, identifica los ambientes a los que van a estar sometidos los diferentes elementos estructurales y describe el procedimiento seguido para la realización del proyecto.
- c) La tipología estructural adoptada es compatible con los condicionantes establecidos en a) y coherente con los métodos de análisis y dimensionamiento empleados.
- d) La tipología adoptada y el dimensionamiento geométrico de sus elementos estructurales (esbelteces, relaciones de rigidez, etc.), son coherentes con las comprobaciones de los Estados Límite a efectuar en los cálculos (deformaciones, inestabilidad, etc.).
- e) Se define explícitamente una estrategia de durabilidad de la estructura, conforme a lo establecido en el artículo 31º de esta instrucción.
- f) Las acciones consideradas en el proyecto son conformes con lo establecido en la reglamentación de acciones vigente que le sea aplicable, en función del tipo y uso

de la estructura, o, en su defecto, las convenidas de manera justificada con la Propiedad.

- g) Las prescripciones relativas a los materiales son conformes a lo establecido en la presente instrucción y son coherentes con los valores adoptados en el cálculo.
- h) Los cálculos efectuados pueden seguirse con claridad y obedecen a la metodología expuesta en la memoria.
- i) Las dimensiones de los elementos de acero obtenidas para cada elemento son del mismo orden de magnitud que los valores habitualmente obtenidos para tipologías estructurales análogas sometidas a acciones similares o, en su caso, están debidamente justificadas.
- j) Las definiciones geométricas de los elementos que aparecen en los planos, son coherentes con las obtenidas de los cálculos.
- k) Los planos reflejan las circunstancias condicionantes de la ejecución, conforme a las hipótesis establecidas en el resto de documentos del proyecto.
- l) En el caso de elementos proyectados a partir de ensayos, se comprobará que la metodología seguida ha identificado de manera correcta los diferentes modos de fallo, tanto en servicio como en agotamiento, de los elementos ensayados, así como que el formato de seguridad adoptado es asimismo aceptable.

Este nivel de control incluirá, además, la comprobación del dimensionamiento de una serie de elementos, que se consideren estructuralmente más significativos, de acuerdo con la frecuencia mínima que establece la tabla 83.2.2.

Tabla 83.2.2

Tipo de elemento	Frecuencia de comprobación
Cimentaciones	50%
Elementos que trabajen fundamentalmente a compresión	33%
Elementos que trabajen fundamentalmente a flexión	25%

Comentarios

El control de proyecto a nivel intenso implica la comprobación de los cálculos del proyecto y del dimensionamiento de sus elementos estructurales, pero no debe implicar el recálculo completo de la estructura. Deben efectuarse comprobaciones simplificadas, por parte de técnicos con la suficiente experiencia y conocimientos, como para permitir la comprobación de que, por ejemplo, los esfuerzos considerados y las dimensiones seccionales dispuestas son las correctas.

En algunos casos, pueden presentarse acciones que no están habitualmente contempladas en la reglamentación como, por ejemplo, las sobrecargas a considerar en archivos o almacenes. En dichos casos, el control de proyecto deberá comprobar que los valores considerados para las mismas en el cálculo coinciden con los acordados previamente con la Propiedad.

83.3. Informe del control de proyecto

Cualquiera que sea el nivel de control aplicado, el Responsable del control de proyecto elaborará, para la Propiedad, un informe escrito y firmado por persona física en el que se reflejarán, al menos, los siguientes aspectos:

- la definición precisa del proyecto controlado;
- la Propiedad que encarga la actividad del control;
- las comprobaciones efectuadas;
- las no conformidades detectadas, indicando si las mismas, en su caso, se refieren a la definición de la estructura para su ejecución o, por el contrario, afectan a su seguridad, funcionalidad o durabilidad;
- la valoración, en su caso, de la posible trascendencia de las no conformidades; y
- la conclusión explícita sobre la posibilidad de proceder o no a la fase de licitación de las obras o, en su caso, de ejecución de las mismas.

83.4. Tratamiento de no conformidades

La Propiedad, a la vista del informe de control de proyecto establecido en 83.3, tomará las decisiones que estime necesarias de forma previa a la licitación o, en su caso, a la ejecución de las obras. Para ello, y previamente a dicha toma de decisiones, deberá comunicar el contenido del referido informe al Autor del Proyecto, que podrá proceder conforme a una de las siguientes alternativas:

- a) subsanar, en su caso, las no conformidades detectadas; o
- b) justificar, mediante informe escrito y firmado por persona física, las soluciones y definiciones adoptadas.

CAPÍTULO XXI. CONTROL DE LOS MATERIALES

Artículo 84.º Generalidades

El control de materiales establecido en esta instrucción se realizará sobre los productos de acero e incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- a) control de la documentación del suministro, conforme a lo establecido en el artículo 85º,
- b) control de calidad de las características de los aceros mediante la realización, en su caso, de los correspondientes ensayos, conforme a lo establecido en el artículo 86º,
- c) control de las características geométricas de los productos, conforme a lo establecido en el apartado 86.6.

La toma de muestras para la realización de ensayos sobre los aceros, se llevará a cabo conforme con lo establecido en 86.1.

A los efectos de la recepción de los productos de acero establecida en esta instrucción, se procederá a dividir la obra en partes sucesivas, denominadas lotes, que se entenderán como las unidades de aceptación o rechazo del material o producto que se somete al control. Dichos lotes deberán cumplir simultáneamente las condiciones siguientes:

- que los productos incluidos en el mismo pertenezcan a la misma serie de las definidas en la Tabla 84,
- que pertenezcan al mismo tipo y grado de acero,
- que procedan del mismo fabricante, y
- que hayan sido suministrados conjuntamente y por el mismo suministrador

Tabla 84

Tipo de producto	Series de productos
Perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente	Perfil IPN
	Perfil IPE

	Perfil HEB (base) Perfil HEA (ligero) Perfil HEM (pesado) Perfil U normal (UPN) Perfil U comercial (U) Angular de lados iguales(L) Angular de lados desiguales (LD) Perfil T Redondo Cuadrado Rectangular Hexagonal Chapa grueso, de espesor $e \geq 3\text{mm}$
Perfiles huecos laminados en caliente	Sección circular Sección cuadrada Sección rectangular Sección elíptica
Perfiles huecos conformados en frío	Sección circular Sección cuadrada Sección rectangular Sección elíptica
Perfiles de sección abierta conformados en frío	Perfil L Perfil U Perfil C Perfil Z Perfil omega Perfil tubo abierto
Perfiles y chapas no normalizadas	No normalizadas

A los efectos del control de los aceros, con carácter general, los lotes podrán presentar un tamaño máximo de 40 toneladas. En el caso de productos en posesión de un distintivo oficialmente reconocido, independientemente de su nivel de reconocimiento, dicho tamaño podrá aumentarse hasta 80 toneladas.

Para obras de edificación, incluidas en el ámbito de esta instrucción, se tendrán en cuenta los tamaños de lote anteriormente establecidos, contemplando como mínimo dos lotes, uno correspondiente a los pilares y el otro correspondiente a los elementos en flexión.

En el caso de productos de acero que se encuentren en posesión de un distintivo oficialmente reconocido, perteneciente al nivel A de los definidos en el Anexo XX, la Dirección facultativa podrá eximir de la realización de los ensayos de control contemplados en esta instrucción.

En ningún caso, podrá eximirse del control de la documentación que acompaña al suministro, de acuerdo con lo establecido en el artículo 85°.

Artículo 85.º Identificación del producto y control de la documentación

La responsabilidad de la identificación de los productos y del control de la documentación corresponde a la Dirección Facultativa. En el caso de remesas de productos suministradas a un taller de montaje, éste designará a una persona responsable de la recepción que efectuará tales funciones y, posteriormente, transmitirá copia de la documentación original recibida a la Dirección facultativa de la obra, certificando con su firma la veracidad de la documentación transmitida.

En cualquier caso, e independientemente de la casuística de posibles suministradores, la documentación de cada remesa que llegue a la obra (productos, elementos montados en taller, etc.) deberá permitir mantener la trazabilidad del material suministrado a la obra.

Para la recepción de cada remesa de productos de acero que se reciba en el taller de montaje o en la propia obra, deberá comprobarse que los productos de acero llevan marcas indelebles que permiten la identificación del fabricante, del tipo de acero, del tipo de producto y del número de colada. En el caso de productos en posesión de distintivos de calidad oficialmente reconocidos, con nivel A de reconocimiento de acuerdo con lo establecido en el Anexo XX, la referida información deberá materializarse de acuerdo a lo indicado en el referido Anexo, no pudiendo aceptarse otros sistemas alternativos.

Por su parte, en el caso de los elementos montados en taller parcial o totalmente a partir de los productos de acero que se incluyen en el ámbito de esta instrucción, deberá procederse a la identificación del elemento, mediante troquelado, de forma que incluya al menos la identificación del taller y un código único de identificación del elemento que permita garantizar la trazabilidad del mismo.

Adicionalmente, se llevarán a cabo los controles sobre la documentación que acompaña a cada remesa de producto, de acuerdo con lo establecido al efecto en el artículo 87° y en el apartado 1.1 de esta instrucción.

En el caso de una remesa que no proceda directamente del fabricante, el suministrador (almacenista, taller de montaje, etc.) deberá incluir un documento, firmado por persona física que acredite:

- en el caso de un taller de montaje, que se ha realizado el correspondiente control de recepción de las correspondientes remesas y cuáles ha sido los resultados del mismo.
- en otros casos (almacenistas, centro de servicios, etc), que la documentación del producto transmitida se corresponde exactamente con la original facilitada por el fabricante. En el caso de que la manipulación del producto tenga como resultado la alteración o borrado de la identificación original (por ejemplo, como consecuencia de granallado, pintado, etc), se procederá a reponer las marcas originales de forma indeleble y certificando la veracidad de las mismas.

Artículo 86.º Control de los productos de acero

El control de calidad de los productos de acero comprenderá, en cada caso, la comprobación de las características relativas a:

- a) su composición química, según el apartado 86.2,
- b) sus características mecánicas, según el apartado 86.3,
- c) su ductilidad, según el apartado 86.4
- d) sus características tecnológicas, según el apartado 86.5 y
- e) sus características geométricas, según el apartado 86.6.

86.1. Toma de muestras

Previamente al empleo de los productos de acero, se procederá a la toma de muestras para, en su caso, la realización de los ensayos. En ella podrán estar presentes, además del representante del laboratorio de ensayo, un representante del suministrador o, en su caso, del taller. También podrá estar presente la Dirección facultativa.

Previamente a la toma de muestras, el responsable de la recepción deberá comprobar que la designación de los productos de acero que figuran en el albarán se corresponden con las especificaciones del pedido. Además, deberá comprobar que:

- a) que los productos disponen de la documentación que acredite que están legalmente fabricados y comercializados, conforme a las exigencias administrativas que contempla el artículo 1.1 de esta instrucción,
- b) que la documentación de suministro es conforme con lo establecido en el artículo 87º de esta instrucción

El laboratorio de control procederá a realizar la toma de muestras, de acuerdo con el Plan de control previamente aprobado por la Dirección facultativa. Por cada lote, se procederá a la extracción de un número de muestras suficiente para llevar a cabo los ensayos de control del material, conforme al referido Plan. Por cada muestra de ensayo que se tome, se obtendrá otra adicional de que permita, en su caso, el contraste de los resultados.

Para cada toma de muestra se redactará un acta que refleje la identificación completa de la misma, su ubicación, así como el lote y producto de la que se ha obtenido. Dicho acta deberá estar firmado por todas las personas presentes en la toma de muestras y que ostenten la representación de las partes interesadas en el control (laboratorio, suministrador, taller, dirección facultativa, etc.).

86.2. Control de la composición de los aceros

86.2.1. Especificaciones

La composición química de los aceros será la adecuada para cumplir los límites establecidos en los apartados 27.1, 27.2.1, 27.2.2, 27.2.3, 27.2.4 y 27.3 de esta instrucción.

86.2.2. Ensayos

Para cada lote, se efectuarán ensayos de composición química sobre el número de muestras que se haya definido previamente en el Plan de control, y que no podrá ser inferior a tres. Dichos ensayos consistirán en la determinación de la totalidad de los compuestos definidos en el correspondiente apartado del artículo 27º (por ejemplo, carbono, manganeso, cromo, molibdeno, vanadio, níquel, cobre, fósforo, azufre, etc.), para lo que se seguirán los métodos establecidos en las siguientes normas:

- prEN 10025-1:2002, para aceros laminados en caliente,
- pr EN 10025-3:2002, para aceros normalizados de grano fino, para construcción soldada,
- pr EN 10025-4:2002, para aceros de laminado termomecánico de grado fino para construcción,
- pr EN 10025-5:2002, para aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica,
- pr EN 10025-6:2001, para los aceros templados y revenidos,
- UNE EN 10219-1:1998, para los aceros conformados en frío

86.2.3. Criterios de aceptación o rechazo

El control de la composición química se efectuará por atributos. Para el control por atributos el número de resultados no conformes de la muestra (c_D) debe compararse con el número de resultados aceptables para el valor de subnominales del lote de procedencia (c_1) definidos en la tabla 86.2.3.

Tabla 86.2.3

Número de muestras (n) $P_k = 10 \%$	c_1
≤ 28	0
45	1
60	2

El lote será conforme cuando se cumpla la siguiente condición:

$$c_D \leq c_1$$

En el caso de que, una vez efectuados los ensayos correspondientes, los resultados obtenidos no se consideren conformes a lo establecido en esta instrucción, se procederá a rechazar el lote.

86.3. Control de las características mecánicas de los aceros

86.3.1. Especificaciones

Las características mecánicas de los aceros de los aceros será la adecuada para cumplir los límites establecidos en los apartados 27.1, 27.2.1, 27.2.2, 27.2.3, 27.2.4 y 27.3 de esta instrucción.

86.3.2. Ensayos

Para cada lote, se efectuarán ensayos de caracterización mecánica sobre el número de muestras que se haya definido previamente en el Plan de control. Dichos ensayos consistirán en la determinación del límite elástico, de la resistencia a tracción, de la resiliencia y en su caso, de la estricción, para lo que se seguirán los métodos establecidos en las siguientes normas:

- prEN 10025-1:2002, para aceros laminados en caliente,
- pr EN 10025-3:2002, para aceros normalizados de grano fino, para construcción soldada,
- pr EN 10025-4:2002, para aceros de laminado termomecánico de grado fino para construcción,
- pr EN 10025-5:2002, para aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica,
- pr EN 10025-6:2001, para los aceros templados y revenidos,
- UNE EN 10219-1:1998, para los aceros conformados en frío

86.3.3. Criterios de aceptación o rechazo

El control de las características mecánicas de los aceros se efectuará por variables en el caso del límite elástico y de la resistencia a tracción, mientras que se hará por atributos en el caso de la resiliencia y de la estricción.

Para el caso de f_y y f_u , se realizarán al menos tres ensayos por lote. En dicho caso, se procederá a la aceptación del lote cuando se cumpla que:

$$LI \leq \bar{x} - k_N \cdot R$$

donde LI es el valor de la especificación, $\bar{x}$ es el valor medio obtenido en los ensayos, R es el recorrido de los valores obtenidos en los ensayos y k_N es coeficiente cuyo valor será el indicado en la tabla 86.3.3.a.

Tabla 86.3.3.a

N (número de muestras ensayadas)	k_N
3	
4	
5	
6	

En el caso de productos en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, será suficiente con el ensayo de una sola muestra, aceptándose el lote cuando se cumpla que:

$$LI \leq x - k'_N \cdot \sigma$$

donde LI es el valor de la especificación, x es el valor obtenido en el ensayo, σ es la desviación típica garantizada por el distintivo y k'_N es coeficiente cuyo valor será el indicado en la tabla 86.3.3.b.

Tabla 86.3.3.b

N (número de muestras ensayadas)	k'_N
1	
2	
3	

El control de la resiliencia, y de la estricción en su caso, se efectuará sobre al menos tres muestras por cada lote, procediéndose a la aceptación cuando se cumplan la especificación correspondientes del artículo 27º.

En el caso de que, una vez efectuados los ensayos correspondientes, los resultados obtenidos no se consideren conformes a lo establecido en esta instrucción, se procederá a rechazar el lote.

86.4. Control de la ductilidad de los aceros

86.4.1. Especificaciones

Los aceros deberán cumplir los requisitos de ductilidad establecidos en el apartado 26.3 de esta instrucción.

86.4.2. Ensayos

El control de las características de ductilidad de los aceros se efectuará por atributos sobre, al menos tres muestras, y se efectuará mediante los mismos ensayos que se efectúen para la determinación de las características mecánicas.

86.4.3. Criterios de aceptación o rechazo

Se procederá a la aceptación del acero cuando, una vez realizados los ensayos, no se produzca ningún incumplimiento de las especificaciones exigidas. En caso contrario, se procederá a rechazar el lote.

86.5. Control de las características tecnológicas de los aceros

86.5.1. Especificaciones

El control de las características tecnológicas de los aceros comprenderá, al menos, la comprobación de su soldabilidad, que deberá cumplir las especificaciones de carbono equivalente (CEV) establecidas en 27.1, 27.2 y 27.3, en función del tipo de acero.

En el caso de aceros con resistencia mejorada a la deformación perpendicular a la superficie del producto, deberá comprobarse además la resistencia al desgarro laminar, mediante el cumplimiento de las especificaciones específicas de estricción mínima que se incluyen en 27.2.5.

Adicionalmente, cuando así esté contemplado en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas generales de la obra o lo indique la dirección facultativa, deberá comprobarse la aptitud al doblado.

86.5.2. Ensayos

Para cada lote, la determinación del carbono equivalente (CEV) para el control de la soldabilidad se efectuará a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de composición química, en número no inferior a tres, a los que se refiere el apartado 86.2.2.

La realización de los ensayos de comprobación, en su caso, de la resistencia al desgarro laminar deberá adecuarse a lo establecido en UNE-EN 10164:1993, sobre un número mínimo de tres muestras.

El ensayo de doblado simple se realizará, en su caso, conforme al procedimiento definido en UNE 7472:1989, con la frecuencia que establezca, en su caso, el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra.

86.5.3. Criterios de aceptación o rechazo

Se considerará que la soldabilidad del acero es conforme cuando no se produzca ningún incumplimiento en la determinación del carbono equivalente respecto a la especificación exigida.

La resistencia al desgarro laminar, en su caso, se considerará conforme cuando no se produzca ningún incumplimiento de la especificación exigida en esta instrucción para la estricción en el ensayo de tracción.

El doblado se considerará conforme cuando una vez efectuado los correspondientes ensayos, se cumplan los criterios establecidos al efecto por el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares.

En el caso de que, una vez efectuados los ensayos correspondientes, los resultados obtenidos no se consideren conformes a lo establecido en esta instrucción, se procederá a rechazar el lote.

86.6. Control de las características geométricas de los productos

El control geométrico seccional se efectuará sobre una muestra del 10% de los productos de cada lote definido conforme a lo establecido en el artículo 84º. Se considerará el lote conforme cuando la totalidad de las muestras ensayadas cumplan las dimensiones seccionales y tolerancias establecidas en el artículo 28º de esta instrucción. En el caso de que los resultados obtenidos no se consideren conformes, se procederá a rechazar el lote.

En el caso de productos de acero con marcado "CE", el incumplimiento de las prescripciones dará lugar a su rechazo, procediéndose por parte de la dirección facultativa a una comunicación de tal circunstancia a la comisión interministerial creada por la disposición final primera del Real Decreto 1630/1992, de 29 de diciembre.

Adicionalmente, en el caso de que el producto de acero posea un distintivo oficialmente reconocido en el sentido expuesto en 82.2 y se hayan realizado ensayos, resultando el producto no conforme con las especificaciones de esta instrucción, se notificará dicha circunstancia a la Administración que hubiera efectuado el reconocimiento, independientemente del nivel al que se haya efectuado el mismo de entre los contemplados en el Anexo XX.

Artículo 87.º Documentación de los productos suministrados

A la entrega del suministro del producto de acero, el suministrador aportará un albarán, con documentación anexa si fuera necesario, conteniendo los siguientes datos:

- Identificación del fabricante y suministrador del producto de acero:
 - a) Nombre de la fábrica donde se ha elaborado el producto de acero.
 - b) Nombre y dirección de la empresa suministradora, adicionalmente, nombre y dirección de la empresa fabricante del producto de acero si es distinta de la suministradora.
- Fecha del suministro
- Identificación del vehículo de transporte (matrícula)
- Cantidad que se suministra.
- Designación normalizada del producto y tipo de acero, conforme a la presente instrucción
- Nombre y dirección del comprador y punto de destino del producto
- Referencia del pedido.
- Advertencias, en su caso, en materia de seguridad, salud y medio ambiente
- Logotipo del marcado “CE” y el número de identificación del organismo de certificación.
- Número del certificado de conformidad “CE”.
- En su caso, referencia del distintivo de calidad oficialmente reconocido, en el sentido expuesto en 82.2. y mención del número de certificado correspondiente y año de concesión.

Además del albarán, la empresa suministradora facilitará la documentación adicional que se relaciona a continuación, salvo en el caso de que el producto de acero se encuentre en posesión de un distintivo oficialmente reconocido, en cuyo caso el responsable de la recepción podrá renunciar a disponer de la misma.

1. Un documento firmado por persona física, con poder de representación de la empresa, en que se ponga de manifiesto la garantía de que el producto de acero suministrado cumple las especificaciones de esta instrucción, y en el que se recoja, al menos, la siguiente información:
 - a) Identificación del cliente y lugar de suministro (obra, almacén, taller, etc.);
 - b) Designación de los productos y tipos de acero amparados por la garantía
 - c) Período de suministro
2. Un certificado de evaluación estadística de la producción de los últimos seis meses, sellado por la empresa suministradora. En el caso de que el producto de acero esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido en el sentido expuesto en 82.2, esta documentación podrá ser sustituida por copia de un certificado análogo al anterior, expedido por el organismo certificador.

Alternativamente, esta documentación podrá ser sustituida por la posibilidad de acceso a la misma información, pero suministrada por el organismo certificador y la que pueda accederse en cualquier momento a través de una página web.

En todos los casos, el certificado de evaluación estadística deberá contener, al menos, la siguiente información:

- a) Nombre de la fábrica
- b) Nombre de la empresa
- c) Designación del producto y del tipo de acero
- d) Período de referencia del control de producción
- e) Número de muestras consideradas en el control de producción
- f) Fecha de expedición del certificado

Para las características controladas por variables, se aportará la siguiente información, tanto para los resultados del control de producción, como para las muestras de contraste, en su caso:

- a) Especificación, según la presente instrucción
- b) Valor medio
- c) Número de ensayos
- d) Desviación típica
- e) Valor inferior
- f) Valor superior

Para las características controladas por atributos, se aportará la siguiente información, tanto para los resultados del control de producción, como para las muestras de contraste, en su caso:

- a) Especificación, según la presente instrucción
- b) Valor medio
- c) Número de ensayos
- d) Número de resultados defectuosos
- e) Número de resultados defectuosos admisibles conforme a la presente instrucción

Artículo 88.º Control de los medios de unión

88.1. Control de los tornillos, tuercas y arandelas

88.1.1. Especificaciones

Los tornillos, tuercas y arandelas incluidos en los apartados 29.2 y 29.3 de esta instrucción, deberán cumplir los requisitos establecidos al efecto en los respectivos apartados. En otros casos, deberán cumplir las especificaciones que se establezcan al efecto en el respectivo pliego de prescripciones técnicas particulares.

88.1.2. Ensayos

Se considerará un lote de tornillos, tuercas y arandelas, por cada uno de los grados y clases de tornillo que se empleen en la obra.

El control de las características de los tornillos, tuercas y arandelas se efectuará por atributos, sobre al menos diez muestras, mediante los ensayos establecidos en esta instrucción o, en su caso, por el pliego de prescripciones técnicas particulares..

88.1.3. Criterios de aceptación o rechazo

Se procederá a la aceptación de los tornillos, tuercas y arandelas cuando, una vez realizados los ensayos, no se produzca ningún incumplimiento de las especificaciones exigidas. En caso contrario, se procederá a rechazar el lote.

88.2. Control del material de aportación para las soldaduras

88.2.1. Especificaciones

El material de aportación utilizado para la realización de las soldaduras deberá cumplir las exigencias de aptitud al procedimiento de soldeo y de compatibilidad con el acero del producto de base que define el apartado 29.4 de esta instrucción.

88.2.2. Ensayos

En el caso de que el suministro del material se acompañe de un certificado de garantía del fabricante, específico para la obra y firmado por persona física, la dirección facultativa podrá eximir de la realización de los correspondientes ensayos.

La realización de ensayos, en su caso, se efectuará mediante los procedimientos establecidos en UNE 14022, así como los que se recojan específicamente al efecto en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares.

88.2.3. Criterios de aceptación o rechazo

En general, la presentación a la dirección facultativa del certificado de garantía al que hace referencia el apartado 88.2.2 permitirá la aceptación del correspondiente lote. En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del lote, se seguirán los criterios establecidos al efecto en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra.

Artículo 89.º Control de los sistemas de protección

89.1.1. Especificaciones

Los sistemas de protección deberán cumplir las prescripciones establecidas en 30.3 en función de la clase de exposición a la que vaya a estar sometido el elemento estructural.

Todo suministro de material, deberá acompañarse de un certificado de garantía del fabricante, específico para la obra y firmado por persona física,

89.1.2. Ensayos

Los ensayos se efectuarán sobre probetas que cumplan las siguientes condiciones:

- que sean del mismo tipo de acero que el que se vaya a emplear en la obra;
- en su caso, que tenga el mismo recubrimiento de cinc que se vaya a utilizar,
- que presente un tamaño mínimo de 150x70 mm²,
- que presente un espesor no inferior a 2 mm y compatible con el ensayo que se pretenda efectuar,
- que cumplan las condiciones de preparación y estado superficial prescritas en UNE-EN ISO 12944-6:1999

El número de probetas a ensayar será, al menos, de tres por cada conjunto de sistema de protección y tipo de acero empleado en la obra.

Los ensayos se efectuarán de acuerdo con los métodos definidos en el apartado 30.3 de esta instrucción.

En el caso de que el producto de protección esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá eximir de la realización de los correspondientes ensayos.

89.1.3. Criterios de aceptación o rechazo

La posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido puede entenderse, en general, como suficiente para avalar la conformidad del sistema de protección suministrado sin efectuar ensayos específicos, salvo criterio en contra de la dirección facultativa.

En el caso de recurrir a la realización de algún ensayo, se considerará que éste es conforme con las especificaciones cuando:

- a) antes del ensayo, la clasificación obtenida por la probeta de acuerdo con ISO 2409:1992 es 0 ó 1. Cuando el espesor de la película seca del sistema de protección es mayor que 250 µm, este requisito debe sustituirse por la inexistencia de desprendimiento de la pintura del sustrato en el ensayo de adherencia según ISO 4624:1978, a menos que los valores de la tracción sean mayores o iguales a 5 MPa
- b) después de ensayo, con la duración en horas indicadas en 30.3, según el caso, para la clase de exposición y grado de durabilidad exigidos, la probeta no presenta defectos según los métodos de evaluación establecidos en las partes 2 a 5 de ISO 4628:1982, y la clasificación obtenida de acuerdo con ISO 2409:1992 sea 0 ó 1. Cuando el espesor de la película seca del sistema de pintura es mayor que 250 µm, se empleará la misma sustitución de este último requisito que la indicada en el apartado a). La evaluación de la condición tras el ensayo según 2409:1992 o según el ensayo sustitutivo se efectuará tras 24 horas de reacondicionamiento de la probeta.

Se considera que la probeta no presenta defectos, según el caso, cuando cumple los siguientes requisitos:

- a) aplicando ISO 4628.2:1982, cuando se presente ampollamiento 0 (S0)
aplicando ISO 4628-3:1982, cuando se presente óxido Ri 0
aplicando ISO 4628-4:1982, cuando se presente agrietamiento 0 (S0)
aplicando ISO 4628-5:1982, cuando se presente descamación 0 (S0)

Además, deberá comprobarse que, una vez efectuado un envejecimiento artificial, conforme a ISO 7253:1996, no existe ningún avance de corrosión del sustrato, a partir de la incisión, que sea superior a 1mm, determinado de acuerdo con UNE-EN ISO 12944:1999.

En la evaluación de defectos anteriormente citada, no se tendrán en cuenta aquellos que se produzcan a menos de 10 mm de los bordes de la probeta.

CAPÍTULO XXII. CONTROL DE LA EJECUCIÓN

Artículo 90.º Generalidades

El control de la ejecución, que se establece como preceptivo, tiene por objeto garantizar que la obra se ajusta a las especificaciones del proyecto y a lo establecido en esta instrucción.

El control de la ejecución es responsabilidad de la dirección facultativa y consistirá en la combinación del autocontrol por parte del Constructor y del control externo, a través de las inspecciones llevadas a cabo por la entidad de control de calidad. Comprenderá todas las fases de la obra, incluidas aquéllas que puedan desarrollarse en instalaciones específicas de montaje de la estructura metálica, tanto si se trata de talleres de montaje propios del Constructor, como de instalaciones contratadas por éste.

La conformidad de la ejecución de la estructura se fundamenta en el autocontrol del Constructor. El Plan de inspección de la ejecución, efectuado por una entidad independiente, tiene por objetivo el contraste de la fiabilidad de aquél mediante un control externo los resultados obtenidos en el autocontrol.

Para el desarrollo del Control de la ejecución, se dividirá previamente la obra en lotes, de acuerdo con los siguientes criterios:

- a) En el caso de montaje en taller, se procederá a dividir éste en función de las actividades a desarrollar, como por ejemplo entre otras, las siguientes:
- enderezado
 - corte
 - conformación
 - perforación
 - definición geométrica
 - uniones soldadas
 - uniones atornilladas
 - armado en taller

Asimismo, el control de la ejecución del montaje en taller comprobará que se cumplen las prescripciones relativas a la trazabilidad de los productos de acero.

- b) En el caso de montaje en obra, se definirán lotes en función de los criterios establecidos en la Tabla 90.

Tabla 90

Tipo de obra	Tamaño del lote
Edificios	500 m ² de planta, sin rebasar las dos plantas
Chimeneas, torres y mástiles	125 m ³ de volumen exterior de la estructura, sin rebasar los 25 m
Puentes y otras obras de ingeniería civil	250 m ³ de volumen exterior de la estructura, sin rebasar los 50 m

El alcance de las inspecciones a realizar para la aceptación de cada lote dependerá de que se trate del Plan de autocontrol del constructor o de las inspecciones externas realizadas por la entidad de control de calidad en el Plan de inspección de la ejecución.

90.1. Plan de autocontrol de la ejecución

El Constructor desarrollará, previamente al inicio de la obra, un Plan de autocontrol de la ejecución que será presentado a la dirección facultativa para su aprobación. Dicho autocontrol deberá contemplar lo establecido al efecto en esta instrucción e incluirá todas las fases de la ejecución de la estructura de acero, incluida la de montaje en taller, en su caso.

El Constructor o, en su nombre, el responsable del taller de montaje si este estuviera contratado, registrará los controles efectuados, con la frecuencia establecida por esta instrucción y los pondrá en su totalidad a disposición de la dirección facultativa.

A los efectos del control de la ejecución establecido en esta instrucción, el constructor designará una persona responsable del autocontrol de la ejecución que será quién se encargue de la realización del mismo y de firmar las correspondientes actas de autoinspección que se redactarán como consecuencia de cada una de las actividades ligadas al autocontrol del constructor.

90.2. Plan de inspección de la ejecución

Asimismo, la entidad de control de calidad elaborará el Plan de inspección de la ejecución, conforme a los términos establecidos en esta instrucción. Dicho Plan comprenderá una serie de actuaciones que deberán ser aprobadas por la dirección facultativa, antes de iniciarse la aplicación de las mismas.

La entidad de control efectuará las inspecciones de la documentación y de los procedimientos de enderezado, corte, y taladrado, conforme al apartado 91.2.1 de esta instrucción. Además, en función de la clase de ejecución de la estructura, efectuará un número mínimo de inspecciones por cada lote que podrán incluir comprobaciones de la geometría de los elementos, las uniones soldadas o atornilladas, en su caso, y el armado en taller, conforme a lo establecido en la Tabla 90.2.

Tabla 90.2

Clase de ejecución de la estructura, según el apartado 5.2.3	Número mínimo de inspecciones por lote
Clase 1	2 inspecciones/lote
Clase 2	3 inspecciones/lote
Clase 3	4 inspecciones/lote

Clase 4	5 inspecciones/lote

Artículo 91.º Control del montaje en taller

El taller de montaje podrá ser propiedad de constructor o contratado por éste. El control de la ejecución en taller incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- a) control de la documentación de taller,
- b) control del Plan de autocontrol del taller
- c) control de la geometría de los elementos,
- d) control de las uniones, soldadas o atornilladas, y
- e) control del armado en taller

91.1. Control de la documentación de taller

91.1.1. Control de la documentación de recepción

A la recepción de los productos en taller, el responsable de la recepción en el taller comprobará que cada suministro está acompañado por la documentación a la que hace referencia los apartados 87.1 y 87.2 de esta instrucción. En el caso de cualquier defecto de la documentación, se procederá a rechazar el suministro.

91.1.2. Control de la memoria de fabricación

Previamente al inicio de las actividades de montaje en taller, el constructor redactará una memoria de fabricación que deberá aprobarse por la dirección facultativa.

La memoria incluirá el cálculo de las tolerancias de fabricación de cada componente de forma coherente con el sistema general de tolerancias, los procedimientos de corte, de doblado, el movimiento de las piezas, etc.

Además, dedicará especial atención a la compatibilidad entre los distintos procedimientos de fabricación y entre éstos y los materiales empleados, así como a las soldaduras para las que se indicarán los procedimientos, preparación de bordes, precalentamientos requeridos etc.

Igualmente se desarrollará un apartado específico dedicado al tratamiento de las superficies, distinguiendo entre aquéllas que formarán parte de las uniones soldadas, las que constituirán las superficies de contacto en uniones atornilladas por rozamiento o las destinadas a recibir algún tratamiento de protección.

91.1.3. Control de los planos de taller

La entidad de control de calidad comprobará que cada plano de taller cumple, al menos, lo establecido para los planos en el apartado 83.2.1. En particular, se comprobará que incluye la indicación del material de cada componente, cotas, tolerancias, procedimientos de fabricación y las herramientas a emplear y, en general, toda la información precisa para la fabricación

Si el elemento requiriese de varios componentes simples (por ejemplo, un tramo de pilares con placa de testa y casquillos) el plano correspondiente constará de varias hojas, una para cada componente y otra para el conjunto.

Los planos deberán completarse con la identificación de las coladas correspondientes a cada pieza que va ejecutarse.

La dirección facultativa deberá dar su conformidad a los planos de taller, antes de dar comienzo a la fase de ejecución taller.

91.1.4. Control de la trazabilidad en taller

El Plan de inspección llevado a cabo por la entidad de control deberá comprobar mediante muestreo aleatorio que comprenda, al menos, el 10% de las piezas elaboradas en el taller pertenecientes a cada lote, que se han establecido los sistemas adecuados para mantener la trazabilidad del acero que las componen, así como que se corresponde con los registros elaborados por el autocontrol del constructor.

En caso de incumplimiento de la trazabilidad del material, se procederá al rechazo del lote.

91.1.5. Control del Plan de autocontrol en taller

El Plan de autocontrol del constructor, elaborado por éste y aprobado por la dirección facultativa, será auditado periódicamente por la entidad de control de calidad al objeto de comprobar que se lo está desarrollando conforme a lo establecido.

En el caso de advertirse incumplimientos en la realización del Plan de autocontrol, la dirección facultativa podrá rechazar cualquier lote que pudiera estar afectado por dicho incumplimiento.

91.2. Control de la geometría de los elementos

91.2.1. Control de los medios de enderezado, corte, conformación y perforación

Los medios y procedimientos empleados en las actividades de enderezado, corte, conformación y perforación deberán ser comprobados periódicamente por el autocontrol del constructor, de acuerdo con lo establecido en el correspondiente Plan. Las prescripciones que se incluyen a continuación en 91.2.1.1 a 91.2.1.3, se refieren a las comprobaciones que deberá efectuar la entidad de control externa en el Plan de inspección.

91.2.1.1. Control de las operaciones de corte

Previamente al inicio de la actividad, para cada tipo de elemento a cortar y para cada material se fabricarán, al menos, cuatro probetas, por parte del control externo de la entidad de control:

- Una consistirá en un corte recto del elemento de mayor espesor.
- Otra, del elemento de menor espesor
- Una de un corte en ángulo entrante con radio mínimo de acuerdo y sobre un elemento de espesor representativo
- Una última de un corte en curva sobre un elemento de espesor representativo.

Las probetas tendrán una dimensión tal que permitan cortes de, al menos, 200 mm de longitud.

La calidad de cada corte será la correspondiente a la clase de la estructura y la de los cortes curvados será similar a la de los rectos

Si los resultados de la inspección de los bordes cortados fuesen no conformes, la dirección facultativa rechazará el proceso, debiendo el constructor modificar el mismo

definiendo un nuevo procedimiento, debiendo procederse a iniciar un nuevo proceso de comprobación.

91.2.1.2. Dureza en los bordes cortados

Los procedimientos de corte que puedan producir incrementos locales de la dureza del material (cortes con llama, cizallado) han de ser ensayados. Ello se realizará por la entidad de control según se indica:

- a) Se fabricarán cuatro probetas del material más susceptible al endurecimiento de entre todos los que vayan a ser ensayados.
- b) En cada una de las cuatro probetas se mediarán las durezas en cuatro puntos de elegidos de entre aquellos en los que se suponga mayor incremento. La medida se realizará conforme a ISO 6507.
- c) El mayor de los valores medidos no excederá 380 HV 10

Si los resultados de las medidas son no conformes, se modificará el proceso de corte y se repetirá el ensayo sólo para aquellos casos en los que no ha habido conformidad.

El presente apartado no cubre la comprobación de durezas en los cortes que vayan a ser soldados, los cuales serán ensayados conforme al procedimiento específico de soldadura.

91.2.1.3. Taladrado

Los medios y procedimientos de taladrado han de ser comprobados periódicamente. Para ello, la entidad de control deberá:

- a) fabricar ocho probetas para cada procedimiento a ensayar, cubriendo el rango de calidades de los materiales, diámetros de agujeros y espesores del material. medir el diámetro de los agujeros en cada extremo del espesor taladrado utilizando patrones (pasa/no pasa). El valor medido cumplirá las tolerancias correspondientes a la clase.

Si los resultados de las medidas son no conformes, se modificará el proceso de corte y se repetirá el ensayo sólo para aquellos casos en los que no ha habido conformidad.

91.2.2. Control dimensional de los elementos

El Plan de autocontrol deberá incluir el control dimensional de la totalidad de los elementos elaborados en el taller, procediendo al registro de los resultados correspondientes. En el caso de que las inspecciones del control externo se refieran al control dimensional, deberán cubrir, al menos el 15% de los elementos del lote.

91.2.2.1. Requisitos

Se deberá comprobar que los elementos elaborados en el taller presentan las dimensiones reflejadas en los planos de taller, considerando las tolerancias indicadas en el artículo 88º de esta instrucción, salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares defina otros valores distintos de la referidas tolerancias.

91.2.2.2. Medios

Los medios de medida deberán estar incluidos en ISO 7976 partes 1 y 2. Por su parte, la precisión de la medida se ajustará a lo indicado en ISO 8322.

91.2.2.3. Procedimiento

Las medidas se referirán con respecto a las contraflechas especificadas en proyecto, y se corregirán para tener en cuenta las posibles deformaciones por temperatura o peso propio.

El taller dispondrá de los elementos necesarios (mesas de medida, bastidores, etc) para la correcta ejecución de las medidas.

91.2.2.4. No conformidades

En el caso de aparición de no conformidades, se corregirán mediante alguno de los medios especificados en la presente instrucción, si ello fuera posible. En otro caso, se estudiará la posibilidad de modificar la geometría del resto de la estructura de forma que se compense la no conformidad, en cuyo caso dicho procedimiento deberá ser aprobado previamente por la dirección facultativa.

Comentarios

Cabe llamar la atención en este punto sobre que, en ocasiones, el sobrepasar las tolerancias correspondientes a ciertas dimensiones puede conllevar como única consecuencia la de impedir la correcta unión con otros elementos, pero en otras ocasiones, puede influir en la capacidad del elemento.

91.3. Control de uniones soldadas

91.3.1. *Control del personal*

Los soldadores deberán estar en posesión de la calificación adecuada, conforme a lo establecido en 77.3.2.

El Plan de autocontrol del constructor deberá incluir la revisión y archivo de la documentación acreditativa de la calificación. Adicionalmente, la dirección facultativa podrá disponer la realización de controles semestrales para aquellos soldadores que efectúen las soldaduras más complicadas.

Para la realización de las soldaduras de taller serán admitidos los certificados que posean los soldadores, siempre que éstos sean empleados fijos del taller, salvo decisión en contra por parte de la dirección facultativa. Por otra parte, se realizarán pruebas de cualificación a todo soldador que haya de participar en el montaje, aunque éste posea un certificado equivalente de otra obra o taller.

La dirección facultativa podrá retirar las cualificaciones a cualquier soldador por baja calidad de su trabajo o incumplimiento de alguno de los requisitos establecidos en este documento. Podrá asimismo presenciar y dirigir la cualificación de los soldadores, independientemente del lugar donde desarrolla su actividad (taller u obra).

El taller mecánico mantendrá al día los correspondientes registros de identificación de sus soldadores de forma satisfactoria, en los que debe figurar:

- nº de ficha,
- copia de homologación y
- marca personal.

Esta documentación estará en todo momento a disposición del director de la obra y de la entidad de control de calidad.

Cada soldador identificará su propio trabajo, con marcas personales que no serán transferibles.

Toda soldadura ejecutada por un soldador no calificado, será rechazada, procediéndose a su levantamiento. En caso de que esto pudiese producir efectos perniciosos, a juicio de la dirección facultativa, el conjunto soldado será rechazado y repuesto por el constructor de la estructura metálica.

91.3.2. Control de los procedimientos de soldeo

Antes de iniciarse la fabricación en taller, el autocontrol del constructor incluirá cuantas pruebas y ensayos sean necesarios para la cualificación de los distintos métodos de soldeo a tope y en ángulo, hasta determinar las características de soldeo más adecuadas.

Se comprobará además que todos los procesos de soldadura, levantamiento de la misma y reparación de zonas por soldadura, son objeto de un procedimiento por escrito, con indicación, entre otros, de las características de materiales de aportación, las preparaciones de borde, incluyendo temperaturas de precalentamiento entre pasadas y calor de aportación.

Los procedimientos deberán ser homologados conforme a lo indicado en la Norma UNE EN288. Dichas homologaciones serán efectuadas por la entidad de control de calidad que lleve a cabo el control externo. Esta entidad certificará por escrito que con los procedimientos homologados quedan cubiertos todos los procesos de soldadura a efectuar en la obra en concreto.

En caso de espesores de ala superiores a 30 mm, se homologará también el procedimiento de soldadura en ángulo alas-ala y de unión de platabandas, de modo que se asegure que no existe excesivo aporte de calor que baje las características de resiliencia de la zona soldada, material base y zona de transición, precalentando si es necesario.

91.3.3. Control de la ejecución de las soldaduras

91.3.3.1. Inspección previa

Con anterioridad a la realización de la soldadura se procederá a la inspección de las piezas a unir conforme a EN 729.

En el caso de secciones huecas la inspección se centrará en:

- a) En el caso de secciones circulares: las partes centrales del talón y de los flancos
En el caso de secciones cuadradas o rectangulares: las cuatro esquinas

91.3.3.2. Control de los cordones de soldadura

Las inspecciones, tanto si pertenecen al Plan de autocontrol como si son parte del Plan de inspección externo, serán realizadas por un Inspector de soldadura de nivel 2, conforme a la norma UNE EN 14618, o por cualquier otra persona con la suficiente cualificación técnica que sea autorizada por el Director de Obra.

De todos los controles que se efectúen, se registrará su correspondiente protocolo de inspección, donde además de la descripción, se adjuntarán fichas de control de soldadura que incluirán los resultados del ensayo y la posición exacta de dicho control.

Se autocontrolarán todos los cordones. Cualquier ensayo se realizará una vez transcurridas al menos 16 horas desde la deposición del cordón. Este plazo se alargará hasta 40 horas cuando exista riesgo de fisuración en frío. En particular:

- a) Materiales de espesor superior a 40 mm
- b) Aceros de calidad superior a S355
- c) Cordones muy embridados
- d) Aceros de resistencia a la corrosión mejorada

Las soldaduras que, a lo largo del proceso de fabricación resulten inaccesibles, deberán inspeccionarse antes de que ello ocurra.

Cuando un elemento o una zona del mismo haya sido deformado para corregir desviaciones geométricas resultantes de la fabricación, todas las soldaduras situadas en las zonas afectadas serán inspeccionadas y, si procediera, ensayadas, como si no lo hubieran sido con anterioridad.

El autocontrol de las soldaduras incluirá una serie de comprobaciones que serán, como mínimo:

- una inspección visual, preceptiva para todos los cordones, conforme a lo establecido en 91.3.3.3, y
- unas comprobaciones adicionales, para clases de ejecución diferentes de C4, mediante la realización de ensayos no destructivos, cuya frecuencia debe ser función de la clase de ejecución, de acuerdo con la Tabla 91.3.3.2.

Tabla 91.3.3.2

Tipo de soldadura		Ensayo			
		Soldaduras en Taller		Soldaduras en obra	
		C.E. 1 & 2	C.E. 3	C.E. 1 & 2	C.E. 3
Cordones de fuerza	Cordones a tope sometidos a tensiones de tracción ($k \geq 0,8$)	100 %	50 %	100 %	100 %
	$0,3 < k < 0,8$	50 %	20 %	100 %	50 %
	$k \leq 0,3$	10 %	5 %	20 %	10 %
	Cordones a tope sometidos a tensiones de compresión	10 %	5 %	20 %	10 %
	Cordones de ángulo.	20 %	10 %	20 %	10 %
	Cordones Longitudinales	10 %	5 %	20 %	10 %
Uniones de atado	Rigidizadores, correas, etc.	5 %			

K: Coeficiente de utilización

C.E. Clase de ejecución

Si del autocontrol se derivase alguna no conformidad, se rechazará el lote y se incrementará la frecuencia de ensayos, respecto de la indicada en la Tabla 91.3.3.2.

91.3.3.3. Alcance de la inspección visual de los cordones

La inspección visual de los cordones se desarrollará una vez completadas todas las soldaduras de un área de inspección y previamente a la realización de cualquier ensayo.

La inspección visual incluirá:

- a) La existencia y situación de todos los cordones.
- b) La inspección de los cordones conforme a EN 970
- c) Zonas de cebado y cierre

La inspección de la forma y superficie de los cordones de los nudos entre secciones huecas prestará atención especial a los siguientes aspectos:

- a) En el caso de secciones circulares, a las partes centrales del talón y de los flancos
- b) En el caso de secciones cuadradas o rectangulares: a las cuatro esquinas

La aceptación de los cordones en la inspección visual se efectuará según lo que establece el apartado 77.5 de esta instrucción.

91.3.3.4. Ensayos no destructivos

Se realizarán los siguientes ensayos no destructivos según los principios generales establecidos en EN12062 y conforme a las especificaciones particulares de cada método de ensayo:

- a) Líquidos penetrantes (LP), según UNE-EN 1289
- b) Partículas magnéticas (PM), según UNE-EN 1290
- c) Ultrasonidos (US), según UNE-EN 1714
- d) Radiografías (RX), según UNE-EN 12517

Cuando se localice alguna imperfección “admisible” no será precisa su reparación, pero se inspeccionará un tramo adicional del mismo cordón. Si se encuentra una imperfección no admisible se repararán todos los defectos.

Si la imperfección es “no admisible” será necesaria una reparación, según un procedimiento establecido. Dicha reparación no afectará únicamente a la imperfección no admisible, sino también a todas aquellas admisibles que se hayan detectado con anterioridad. Adicionalmente, se incrementará el nivel de control para las soldaduras de ese soldador en el porcentaje adicional indicado en el correspondiente Plan de autocontrol.

Si un tercio de los soldadores tiene un incremento de su nivel de control se comunicará a la Dirección de Obra para que aumente el nivel de control externo llevado a cabo por la entidad de control y tome las medidas oportunas.

Todas las soldaduras se inspeccionarán visualmente. Se realizarán ensayos adicionales en los puntos donde se sospeche pueden existir defectos.

Las radiografías podrán sustituirse por ultrasonidos en soldaduras de difícil acceso y, en general siempre que así lo indique el Director de Obra. Los procedimientos LP y PM son intercambiables, siendo preferible la realización de éste último.

En todos los puntos donde existan cruces de cordones de soldadura se realizará una radiografía adicional.

En general, el autocontrol realizará una inspección mediante partículas magnéticas o en su defecto líquidos penetrantes, de un 15% del total de la longitud de las soldaduras en ángulo, con los criterios de aceptación fijados en las normas ya referidas. Esta inspección será posterior a la visual y realizada por el mismo inspector, que seleccionará estas soldaduras, y siempre comprenderá los extremos (inicios y finales) de cordones.

Cuando la porosidad superficial sea excesiva, a juicio del Director de Obra, será obligatorio realizar una inspección del interior del cordón.

Asimismo, en general, se realizará una inspección radiográfica y ultrasónica de las soldaduras a tope, tanto de chapas en continuación como de uniones en T, cuando éstas sean a tope. Cuando coexistan la inspección visual y la realización de ensayos no destructivos en una misma costura, se simultanearán ambos cuando esto sea posible.

- En las inspecciones radiográficas que se realicen, las uniones calificadas con 1 ó 2 de acuerdo con la Norma UNE 12517 serán admisibles.
- Las calificaciones con 3, 4 ó 5 se levantarán para proceder a su nueva ejecución. Excepcionalmente, las calificadas con 3 podrán admitirse en función de la amplitud del defecto, posición y características de la unión, sollicitaciones, etc.
- Las deformaciones provocadas por las soldaduras serán corregidas por calor, no adoptando en ningún caso temperaturas de calentamiento superiores a 900° C.
- No se empleará agua o cualquier otro proceso para enfriar bruscamente.
- Si durante la inspección visual de las soldaduras se detectase algún defecto, ésta será corregido conforme al criterio que figura en la tabla que sigue:

Descripción del defecto	Corrección
Fisuras	Saneado de las fisuras y nuevo cordón
Poros y desbordamientos	Soldar de nuevo después de sanear con arco-aire. Longitud mínima de saneado 40 mm
Mordeduras	Saneado y depósitos posterior de aportación, longitud mínima de saneado 40 mm
Concavidades y convexidades no previstas	Amolado
Otros defectos: entallas y estrías superficiales con posterior depósito de material; hendiduras de límite de aportación, etc.	Amolado o saneado por arco-aire

91.3.4. Control de soldaduras reparadas

En el caso de estructuras de clases 1, 2 ó 3, el control de las soldaduras reparadas se efectuará conforme a los procedimientos homologados.

Los cordones reparados se inspeccionarán y ensayarán de nuevo como si fueran nuevos.

91.4. Control de uniones atornilladas

El Plan de autocontrol del constructor deberá considerar, en su caso, la comprobación de las uniones mediante fijación con elementos mecánicos, a las que se refiere el artículo 76º de esta instrucción.

Dichas comprobaciones deberán incluir las correspondientes a la aplicación los pares de apriete adecuados, de acuerdo con lo especificado en el proyecto y en la presente instrucción. En el caso de tornillos pretensados se comprobará que el esfuerzo aplicado es superior al mínimo establecido.

Los criterios de aceptación o rechazo serán los definidos al efecto en esta instrucción.

El Plan de autocontrol deberá fijar la frecuencia de las comprobaciones, que puede establecerse, en principio, en el 100% de las uniones entre elementos principales (vigas, pilares, chapas, etc.) y el 25% de las uniones en elementos secundarios (rigidizadores, triangulaciones secundarias, etc.).

91.5. Control del armado en taller

Antes de iniciarse la fabricación, el constructor propondrá, por escrito y con los planos necesarios, la secuencia de armado y soldeo, que a juicio de sus conocimientos y experiencia considere óptimas, en función de la máxima reducción de tensiones residuales y deformaciones previsibles. Estas secuencias se someterán a la Dirección de Obra para su aprobación.

En el armado previo de taller se comprobará que la disposición y dimensiones de cada elemento se ajusta a las indicadas en los planos de taller. Se rectificarán o rechazarán todas las piezas que no permitan el acoplamiento mutuo, sin forzarlas, en la posición que hayan de tener, una vez efectuadas las uniones definitivas.

En cada una de las piezas preparadas en taller se pondrá con pintura o lápiz grueso la marca de identificación con que ha sido designada en los planos de taller para el armado de los distintos elementos.

Asimismo, cada uno de los elementos terminados en taller llevará la marca de identificación necesaria (realizada con pintura) para determinar su posición relativa en el conjunto de la obra. Adicionalmente, se procederá a troquelar la pieza armada al objeto de garantizar la trazabilidad de los productos hasta la obra.

La dirección facultativa efectuará las visitas e inspecciones que considere oportunas para comprobar el proceso de montaje. Por otra parte, la entidad de control efectuará también las inspecciones que establezca el correspondiente Plan de inspección externa.

El autocontrol incluirá, al menos, las siguientes comprobaciones:

- Identificación de los elementos
- Situación de los ejes de simetría
- Situación de las zonas de sujeción a los elementos contiguos
- Paralelismo de alas y platabandas
- Perpendicularidad de alas y almas
- Abollamiento, rectitud y planeidad de alas y almas
- Contraflechas

El control del armado se realizará con un muestreo cubriendo los siguientes porcentajes: 100% y 25%, según se trate de elementos principales o secundarios, respectivamente.

Artículo 92.º Control de la ejecución en obra

De forma análoga al control de la ejecución en taller, el control de la ejecución en la obra deberá estar definido previamente en el correspondiente Plan de autocontrol del constructor y en el Plan de inspección de la entidad de control de calidad.

El objetivo del control de la ejecución de la obra, tiene un doble objetivo:

- comprobar que se cumplen las especificaciones del proyecto,
- comprobar que se cumple el programa de montaje en obra, elaborado por el constructor, y
- garantizar la trazabilidad de los productos hasta su ubicación final en la configuración final de la obra

92.1. Control de Calidad de la documentación de montaje.

Es responsabilidad del constructor la elaboración de la documentación de montaje necesaria, documentación que deberá ser aprobada por la dirección facultativa, previamente al inicio de las operaciones de obra.

Como mínimo, tal documentación constará de los siguientes documentos:

92.1.1. Memoria de montaje

En la que se incluirá el cálculo de las tolerancias de posicionamiento de cada componente de forma coherente con el sistema general de tolerancias (en especial en lo que al replanteo de placas base se refiere), la descripción de las ayudas al montaje (casquillos provisionales de apoyo, orejetas de izado, elementos de guiado, etc.), definición de las uniones en obra, medios de protección de soldaduras, procedimientos de apriete de tornillos, etc.

Un apartado básico de la memoria será el dedicado a las comprobaciones de seguridad durante el montaje, comprobando además que, como consecuencia del proceso de montaje, no se generan solicitaciones permanentes sobre la estructura diferentes a las consideradas en su dimensionamiento.

92.1.2. Planos de Montaje.

Se comprobará que recogen en forma esquemática la posición y movimientos de las piezas durante el montaje, los medios de izado, los apuntalamientos provisionales y en, general, toda la información necesaria para el correcto manejo de las piezas.

92.1.3. Plan de Puntos de Inspección

Deberá indicar los procedimientos de autocontrol del constructor, especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo (visual, mediante ensayos no destructivos, etc.) y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles, etc.

92.2. Control de Calidad del montaje.

Establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita.

En concreto, se comprobará que cada operación se efectúa en el orden y con las herramientas especificadas, que el personal encargado de cada operación posee la cualificación adecuada, que se mantiene el adecuado sistema de trazado que permita identificar el origen de cada incumplimiento, etc

TÍTULO 8.º MANTENIMIENTO

CAPITULO XXIII. MANTENIMIENTO

Artículo 93.º Recomendaciones de diseño

93.1. Detalles

Los procesos de corrosión del acero se ven potenciados si se producen en zonas de difícil acceso o de acumulación de agua o de otras materias. Para paliar, o evitar en la medida en que ello sea posible, un agravamiento de las consecuencias estructurales o funcionales es conveniente que, en la fase de diseño, se respeten las reglas de buena práctica referidas en el art. 31.2.

En estructuras de edificación se evitará, en la medida de lo posible, disponer bajantes o cañerías adosadas o adyacentes a pilares metálicos. Esta prescripción podrá ser soslayada si la estructura metálica queda vista y es accesible para su inspección o mantenimiento.

En todo caso, en las zonas de codos, “tes” o cambios de orientación de conducciones de agua que se sitúen en proximidades de algún pilar o viga metálica, se dispondrá un elemento aislante entre el elemento metálico y la tubería. Se dispondrán, asimismo, las caídas y pendientes de tal forma que en caso de una eventual fuga o rotura de la conducción, el agua sea conducida alejándose en la estructura metálica.

93.2. Accesibilidad

Se deberá intentar que no existan zonas inaccesibles o de difícil acceso con vistas a ser repintadas adecuadamente. Así, es conveniente dejar en la estructura ganchos, pasadores u otros elementos de fijación que permitan la instalación de andamios u otros medios de acceso para poder acometer operaciones de mantenimiento durante el servicio de la obra.

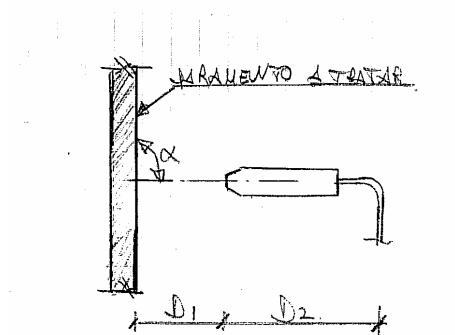
Es conveniente que todas las superficies de la estructura que dispongan de algún tratamiento de protección anticorrosión sean visibles y que sean accesibles con unos medios que tengan suficiente seguridad. Además, deberá existir el espacio adecuado para que el operario pueda trabajar en condiciones de seguridad suficientes. En la tabla 93.2.a se indican las distancias típicas mínimas requeridas para que puedan ser

empleadas adecuadamente las herramientas habitualmente utilizadas en trabajos de protección anticorrosiva.

Tabla 93.2.a. Requisitos dimensionales para operaciones de mantenimiento

OPERACIÓN	LONGITUD DE LA HERRAMIENTA D_2 (mm)	DISTANCIA DE LA HERR. AL PARAMENTO D_1 (mm)	ÁNGULO DE OPERACIÓN α (°)
Preparación de superficies mediante chorreado	800	200-400	60-90
Limpieza con herramientas mecánicas (lijado)	100-350	--	--
Limpieza con herramientas manuales (cepillado)	100	--	--
Pulverización mecánica	300	--	90
Aplicación de pinturas			
- Pulverizada	200-300	200-300	90
- Con brocha	200	--	45-90
- Con rodillo	200	--	10-90

Figura 93.2.a. Disposición de las herramientas de mantenimiento



Para posibilitar la realización de los trabajos de preparación de superficies y de pintado se deberá evitar, siempre que sea posible, dejar espacios de dimensiones reducidas entre piezas cercanas. Se debe intentar que el operario de mantenimiento sea capaz de ver y de alcanzar con la herramienta la superficie a tratar. En las figuras 93.2.b y 93.2.c se dan los criterios mínimos de accesibilidad visual de la superficie y de accesibilidad física para alcanzar la superficie que deben ser respetadas. En caso de que no se alcancen las dimensiones mínimas propuestas, se deberá considerar la superficie como inaccesible, a efectos de aplicación de los sobreespesores indicados en el art. 31.2.2.1.

Figura 93.2.b. Distancias mínimas entre piezas cercanas (1)

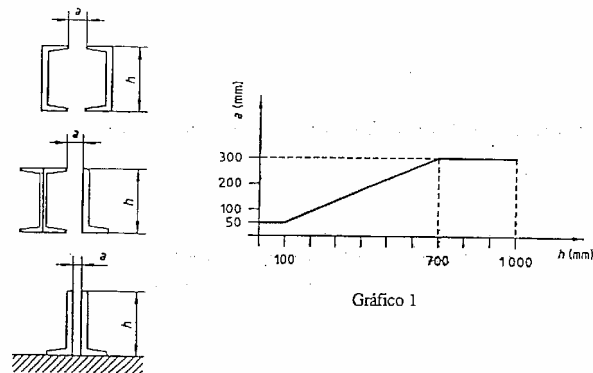


Gráfico 1

a : Distancia mínima permitida entre secciones o entre una sección y una superficie adyacente (mm).

h : Distancia máxima accesible para un operario en un espacio estrecho (mm).

La distancia mínima permitida a entre las dos secciones se representa en el gráfico 1 como h , hasta 1000 mm.

Figura 93.2.c. Distancias mínimas entre piezas cercanas (2)

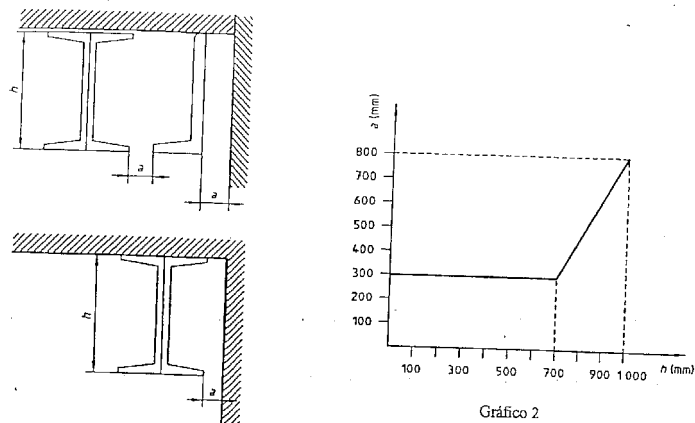


Gráfico 2

a distancia mínima permitida a entre la sección y la superficie adyacente se representa en el gráfico 2.

OTA 1 – Si el operario debe alcanzar distancias mayores de 1 000 mm, a en el gráfico 2 debería estar, preferiblemente, a 800 mm como mínimo.

OTA 2 – Cuando el diseñador no pueda cumplir con las recomendaciones arriba señaladas, será necesario tomar medidas especiales.

En muchas ocasiones, las estructuras de edificación compuestas por pilares y vigas metálicas no son accesibles y, en muchos casos, ni siquiera visibles. Se comprende que en estos casos las labores de inspección y de mantenimiento se ven dificultadas en gran medida. Por ello, para evitar agravamientos de cualquier patología estructural producida por la corrosión, es fundamental eliminar o, al menos, limitar aquellos condicionantes que

generan problemas de corrosión. Por ello, se respetarán en estos casos con escrupulosidad las prescripciones expuestas en los arts. 31.2 y 93.1.

Artículo 94.º Plan de inspección y mantenimiento

Para estructuras clase 4 ó 3 (ver art. 5.2.3) será obligatorio incluir en el Proyecto de Construcción un “Plan de Inspección y Mantenimiento” que defina las labores a llevar a cabo sobre la parte metálica de la estructura tendentes a mantener su capacidad estructural y funcional en niveles razonables a lo largo de su vida útil.

El Plan de Inspección y Mantenimiento deberá contener la definición precisa de, al menos, los siguientes elementos u operaciones relativas a la conservación:

- Descripción de la estructura.
- Estimación de la vida útil de cada elemento estructural.
- Descripción de los puntos críticos más característicos de cada elemento.
- Periodicidad de las inspecciones recomendadas.
- Criterios de inspección.
- Medios auxiliares necesarios para el acceso a las diferentes zonas de la estructura.
- Definición del tratamiento de protección propuesto para superficies inaccesibles.
- Definición de la pintura de protección propuesta para superficies expuestas.
- Calendario de repintado de la estructura.

Artículo 95.º Memoria de construcción

Toda obra debe ser inspeccionada en tres etapas diferentes:

- Durante la ejecución (fase de control de calidad).
- Al finalizar la obra, antes de su puesta en servicio.
- Posteriormente, a lo largo de su vida útil.

En lo que respecta al mantenimiento, es un hecho constatado que muchos de los problemas surgidos durante la fase de servicio tiene su origen en fallos de diseño o en incidencias surgidas durante la construcción. Es, por ello, fundamental que dichas circunstancias queden recogidas en un documento que sirva de base para actuaciones posteriores.

En base a lo antedicho, para estructuras clase 4 ó 3 (ver art. 5.2.3) será obligatorio realizar una inspección “fin de obra” en que se revise el estado de todos los elementos estructurales con vistas a su futuro mantenimiento. Los deterioros detectados y las correspondientes medidas correctoras adoptadas se reflejarán en un documento ex profeso redactado al efecto a modo de “Memoria de construcción” o “Informe fin de obra”.

Además, para estructuras clase 4 ó 3 (ver art. 5.2.3), en el citado documento se definirán, además, las especificaciones relativas al tratamiento de protección utilizado, con vistas a posteriores intervenciones. En concreto, se definirán al menos los siguientes aspectos:

- Vida útil esperada de la pintura de protección empleada tanto para superficies expuestas como para superficies inaccesibles.
- Descripción del tratamiento de protección empleado describiendo, tanto para superficies expuestas como para superficies inaccesibles, los siguientes aspectos:
 - Tipo preparación.
 - Nº capas.
 - Dotación y espesor de cada capa.
 - Productos empleados en cada capa.
 - Datos de identificación de la casa suministradora de la pintura.
 - Datos de identificación de la empresa aplicadora.

Como Anexo a este “Informe fin de Obra” se incluirá el “Plan de Inspección y Mantenimiento” referido en el art. 94 precedente.

El “Informe fin de Obra” deberá ser puesto a disposición del responsable de la explotación de la estructura.