



Recomendaciones para
el proyecto de
puentes mixtos para carreteras

R P X - 95

serie normativas

Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras

RPX-95



SECRETARÍA DE ESTADO
DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS

2003

ESPAÑA. Dirección General de Carreteras

Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para
carreteras RPX-95 / Dirección General de Carreteras, - Ma-
drid : Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2003
257 p. : il. ; 30 cm. - (Serie normativas)

PUENTES DE CARRETERA

624.21

625.7



1ª EDICIÓN. MAYO 1996

1ª REIMPRESIÓN. JUNIO 2000

2ª REIMPRESIÓN. ABRIL 2003

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

I.S.B.N.: 84-498-0224-5

NIPO: 161-03-034-0

Depósito Legal: M-18813-2003

Imprime: JACARYAN, S.A.

Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

Impreso en papel reciclado

	Pág.
1.- INTRODUCCION	13
1.1. CAMPO DE APLICACION DE LAS RECOMENDACIONES	13
1.2. CONDICIONES GENERALES	13
1.3. UNIDADES	13
1.4. SIMBOLOS	14
1.4.1. LETRAS MAYUSCULAS LATINAS	14
1.4.2. LETRAS MAYUSCULAS GRIEGAS	14
1.4.3. LETRAS MINUSCULAS LATINAS	14
1.4.4. LETRAS MINUSCULAS GRIEGAS	15
1.4.5. SUBINDICES	16
1.4.6. EMPLEO DE SUBINDICES	17
2.- BASES DE PROYECTO	21
2.1. REQUISITOS FUNDAMENTALES	21
2.2. CRITERIO DE CUMPLIMIENTO	21
2.3. SITUACIONES DE CALCULO	21
2.4. ESTADOS LIMITE	22
2.4.1. ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (E.L.S.)	22
2.4.2. ESTADOS LIMITE ULTIMOS (E.L.U.)	22
2.5. PROCEDIMIENTOS DE CALCULO	23
2.6. ACCIONES	23
2.7. CRITERIOS DE SEGURIDAD	23
2.8. CRITERIOS DE DURABILIDAD	23
2.8.1. GENERALIDADES	23
2.8.2. SOBREENPESORES EN SUPERFICIES INACCESIBLES	24
2.8.3. ACEROS CON RESISTENCIA MEJORADA A LA CORROSION	25

	Pág.
2.9. DOCUMENTOS DEL PROYECTO.....	25
2.9.1. GENERALIDADES	25
2.9.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	25
2.9.3. ANEJO DE CALCULO.....	26
2.9.4. CALCULOS DE ORDENADOR	26
2.9.5. PROTECCION Y MANTENIMIENTO	27
2.9.6. PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES	28
2.9.7. PUENTES SINGULARES O DE LUCES SUPERIORES A 100 M	29
2.9.8. VERIFICACION DE LA CALIDAD DEL PROYECTO	30
2.10. CRITERIOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES MIXTOS ARMADOS .	30
3.- MATERIALES	35
3.1. GENERALIDADES	35
3.2. ACERO ESTRUCTURAL	35
3.2.1. VALORES NOMINALES.....	35
3.2.2. CONDICIONES DE DUCTILIDAD.....	37
3.2.3. TENACIDAD DE FRACTURA	37
3.2.4. CARACTERISTICAS COMUNES A TODOS LOS ACEROS ESTRUCTURALES .	44
3.3. ACEROS PARA ARMAR Y PRETENSAR	44
3.4. ACEROS FORJADOS Y COLADOS PARA PIEZAS ESPECIALES....	45
3.5. CABLES PARA TIRANTES	45
3.6. HORMIGON	45
3.7. ELEMENTOS DE UNION	46
3.7.1. TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS	46
3.7.2. ELECTRODOS PARA SOLDADURAS	46
3.8. PERÑOS CONECTADORES.....	47
3.9. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	47
4.- ANALISIS ESTRUCTURAL	51
4.1. GENERALIDADES	51
4.2. PROCEDIMIENTOS DE CALCULO.....	52
4.2.1. METODOS DE CALCULO	52
4.2.2. EVALUACION DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.....	53
4.3. IMPERFECCIONES GEOMETRICAS EQUIVALENTES	55
4.4. CARACTERISTICAS MECANICAS DE UNA SECCION	59
4.4.1. TRANSFORMACION DE SECCIONES POR FLEXIBILIDAD FRENTE AL RASANTE	59
4.4.2. HOMOGENEIZACION DE SECCIONES MIXTAS	60
4.4.3. FISURACION DEL HORMIGON	62

	Pág.
4.5. ANCHURA EFICAZ ELASTICA	65
4.5.1. VIGAS O CAJONES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES	65
4.5.2. VIGAS O CAJONES CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	66
4.6. ANALISIS DIFERIDO.....	69
4.6.1. METODO DEL MODULO EFECTIVO.....	69
4.6.2. ANALISIS PASO A PASO EN EL TIEMPO	70
4.7. RIGIDEZ A TORSION.....	71
5.- COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	75
5.1. GENERALIDADES	75
5.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA...	75
5.3. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES DEL ALMA.....	76
5.4. ESTADO LIMITE DE VIBRACIONES	79
5.5. ESTADO LIMITE DE PLASTIFICACIONES LOCALES.....	81
5.6. ESTADO LIMITE DE FISURACION	82
5.6.1. CRITERIOS GENERALES.....	82
5.6.2. CALCULO DE LA ARMADURA MINIMA PARA LOSAS ARMADAS.....	83
5.6.3. SEPARACION MAXIMA ENTRE ARMADURAS.....	84
5.6.4. LOSAS ARMADAS APOYADAS EN ELEMENTOS DISPUESTOS TRANSVERSALMENTE AL EJE DEL TABLERO	85
5.7. ESTADO LIMITE DE DESLIZAMIENTO DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA	85
6.- COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LIMITE ULTIMOS	89
6.1. GENERALIDADES	89
6.2. ESTADO LIMITE DE EQUILIBRIO.....	89
6.3. ESTADO LIMITE DE ROTURA	90
6.3.1. GENERALIDADES	90
6.3.2. DETERMINACION DE LAS SECCIONES REDUCIDAS DE CALCULO DE ELEMENTOS METALICOS PLANOS PARCIAL O TOTALMENTE COMPRIMIDOS	91
6.3.2.1. Secciones sin rigidizadores longitudinales	92
6.3.2.2. Secciones con rigidizadores longitudinales.....	92
6.3.2.3. Alas unidas a la losa de hormigón	95
6.3.2.4. Perfiles rellenos y embebidos con conexión por adherencia	95
6.3.3. CALCULO DE LA RESISTENCIA DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	97

	Pág.
6.3.3.1. Momento flector último	97
6.3.3.1.1. Método elástico corregido (EC) y plástico (P)	
6.3.3.1.2. Método elastoplástico (EP)	
6.3.3.2. Esfuerzo cortante último.....	106
6.3.3.2.1. Criterio básico	
6.3.3.2.2. Paneles interiores de vigas con rigidizadores intermedios	
6.3.3.2.3. Paneles extremos de vigas con rigidizadores intermedios	
6.3.3.2.4. Vigas con rigidizadores en apoyos exclusivamente	
6.3.3.2.5. Vigas embebidas y elementos tubulares rellenos de hormigón	
6.3.3.3. Esfuerzo de compresión último.....	111
6.3.3.3.1. Esfuerzo de compresión último de secciones	
6.3.3.3.2. Esfuerzo de compresión último de una pieza	
6.3.3.4. Esfuerzo de tracción último.....	116
6.3.3.5. Momento torsor último	116
6.3.4. CALCULO DE LA RESISTENCIA DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	119
6.3.4.1. Secciones en I con rigidizadores longitudinales en el alma	119
6.3.4.1.1. Momento flector último	
6.3.4.1.2. Esfuerzo cortante último	
6.3.4.2. Secciones en cajón con rigidizadores longitudinales	120
6.3.4.2.1. Momento flector último	
6.3.4.2.2. Esfuerzo cortante último	
6.3.4.2.3. Esfuerzo de compresión último	
6.3.4.2.4. Esfuerzo de torsión último	
6.3.5. ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON CHAPAS RIGIDIZADAS Y LOSA DE HORMIGON COLABORANTE	129
6.3.5.1. Losa con rigidizadores embebidos.....	129
6.3.5.1.1. Generalidades	
6.3.5.1.2. Condiciones mínimas	
6.3.5.1.3. Momento flector último de secciones en cajón con rigidizadores embebidos	
6.3.5.2. Losa sobre chapa rigidizada.....	132
6.3.5.2.1. Generalidades	
6.3.5.2.2. Condiciones mínimas	
6.3.5.2.3. Momento flector último	

	Pág.
6.3.6. INTERACCION DE ESFUERZOS PARA UNA SECCION.....	135
6.3.6.1. Interacción de momento flector y esfuerzo cortante	135
6.3.6.2. Interacción de momento flector y esfuerzo de compresión.....	135
6.3.6.2.1. Método elástico corregido (EC) y plástico (P)	
6.3.6.2.2. Método elastoplástico (EP)	
6.3.6.3. Interacción de momento flector y esfuerzo de tracción	136
6.3.6.4. Interacción de esfuerzo cortante y esfuerzo de compresión o tracción.....	136
6.3.6.5. Interacción de momento flector, esfuerzo cortante y esfuerzo de compresión o tracción	137
6.3.6.6. Interacción de momento flector, esfuerzo cortante y momento torsor en secciones en cajón	137
6.3.7. INTERACCION DE ESFUERZOS PARA UNA PIEZA	139
6.3.7.1. Piezas solicitadas por esfuerzos de flexión y compresión	139
6.3.7.1.1. Método general	
6.3.7.1.2. Método simplificado	
6.3.8. INTRODUCCION DE CARGAS CONCENTRADAS EN ELEMENTOS ESBELTOS	142
6.4. ESTADO LIMITE ULTIMO DE PANDEO LATERAL.....	145
6.4.1. GENERALIDADES	145
6.4.2. MOMENTO ULTIMO DE PANDEO LATERAL.....	145
6.4.3. MOMENTO CRITICO ELASTICO DE PANDEO LATERAL, M_{cr}	146
6.4.3.1. Vigas con apoyos laterales intermedios	146
6.4.3.2. Vigas sin apoyos laterales intermedios ni rigidizadores transversales intermedios.....	149
6.5. RIGIDIZADORES.....	153
6.5.1. GENERALIDADES	153
6.5.2. CONDICIONES MINIMAS.....	153
6.5.3. RIGIDIZADORES DE ALMAS	155
6.5.3.1. Almas sin rigidizadores longitudinales.....	155
6.5.3.1.1. Rigidizadores transversales intermedios	
6.5.3.1.2. Rigidizadores transversales en apoyos	
6.5.3.2. Almas con rigidizadores longitudinales y transversales	158
6.5.3.2.1. Rigidizadores longitudinales	
6.5.3.2.2. Rigidizadores transversales intermedios	
6.5.3.2.3. Rigidizadores transversales en apoyos	

	Pág.
6.5.4. RIGIDIZADORES EN ALAS COMPRIMIDAS.....	161
6.5.4.1. Rigidizadores longitudinales sin cargas transversales	161
6.5.4.2. Rigidizadores longitudinales con cargas transversales	162
6.5.4.3. Rigidizadores transversales.....	162
6.5.5. DETALLES CONSTRUCTIVOS.....	163
6.6. DIAFRAGMAS	167
6.6.1. SECCIONES EN CAJON.....	167
6.6.1.1. Generalidades.....	167
6.6.1.2. Condiciones mínimas.....	167
6.6.1.3. Condición de resistencia de los diafragmas intermedios.....	169
6.6.1.4. Condición de resistencia de los diafragmas de apoyo	171
6.6.1.5. Diafragmas con vigas transversales	172
6.6.2. SECCIONES CON DOS VIGAS	172
6.6.2.1. Generalidades.....	172
6.6.2.2. Condiciones mínimas.....	172
6.6.2.3. Condición de resistencia de los diafragmas intermedios.....	173
6.6.2.4. Condición de resistencia de los diafragmas de apoyo	173
7.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXION	
ACERO-HORMIGON	177
7.1. GENERALIDADES	177
7.2. CONEXION POR ADHERENCIA EN ELEMENTOS COMPRIMIDOS	177
7.3. PERNOS CONECTADORES	178
7.3.1. EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS	178
7.3.2. RESISTENCIA ULTIMA DE UN PERNO CONECTADOR.....	179
7.3.2.1. Esfuerzo rasante último	179
7.3.2.2. Esfuerzo combinados de rasante y tracción.....	179
7.3.2.3. Rozamiento en las alas de perfiles embebidos conectados.....	180
7.4. OTROS TIPOS DE CONECTADORES EN LOSAS MACIZAS	181
7.4.1. EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS	181
7.4.2. RESISTENCIA ULTIMA.....	182
7.5. DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICION DE CONECTADORES.....	184
7.6. ARMADURAS TRANSVERSALES DE RASANTE	187
7.6.1. CRITERIO DE DIMENSIONAMIENTO	187
7.6.2. DETERMINACION DEL ESFUERZO RASANTE ULTIMO DE CALCULO, H_{Rd}	188
7.6.3. ARMADURA TRANSVERSAL MINIMA DE RASANTE	189
7.6.4. LONGITUD DE LA ARMADURA DE RASANTE	189

	Pág.
8.- UNIONES	193
8.1. BASES DE CALCULO	193
8.1.1. GENERALIDADES	193
8.1.2. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.....	193
8.1.3. EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES	194
8.1.4. PROCEDIMIENTO DE CALCULO.....	194
8.2. UNIONES ATORNILLADAS.....	195
8.2.1. EXIGENCIAS GEOMETRICAS.....	195
8.2.1.1. Criterios básicos	195
8.2.1.2. Distancias límites a los bordes.....	195
8.2.1.3. Distancias límites entre tornillos.....	195
8.2.2. UNIONES CON TORNILLOS NO PRETENSADOS	197
8.2.2.1. Generalidades.....	197
8.2.2.2. Tornillos sometidos a esfuerzos perpendiculares a su eje.....	197
8.2.2.3. Tornillos solicitados en tracción.....	200
8.2.2.4. Tornillos solicitados simultáneamente a cortadura y tracción .	201
8.2.3. UNIONES CON TORNILLOS PRETENSADOS (TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA - T.A.R.)	201
8.2.3.1. Generalidades.....	201
8.2.3.2. Estado límite de servicio	201
8.2.3.3. Estado límite de rotura.....	203
8.2.3.3.1. T.A.R. sometidos a esfuerzos perpendiculares a su eje	
8.2.3.3.2. T.A.R. sometidos a esfuerzos de tracción	
8.2.3.3.3. T.A.R. sometidos a esfuerzos combinados	
8.2.4. UNIONES LARGAS.....	204
8.2.5. UNIONES ATORNILLADAS A TRAVES DE FORROS INTERMEDIOS	204
8.2.6. ARTICULACIONES.....	205
8.3. UNIONES SOLDADAS.....	207
8.3.1. GENERALIDADES	207
8.3.2. UNIONES SOLDADAS A TOPE	207
8.3.2.1. Uniones a tope con penetración total.....	207
8.3.2.2. Uniones a tope con penetración parcial.....	207
8.3.3. UNIONES CON SOLDADURAS EN ANGULO.....	209
8.3.3.1. Generalidades.....	209
8.3.3.2. Resistencia de cálculo de cordones en ángulo.....	211
8.3.3.3. Desgarro laminar	212

	Pág.
8.4. UNIONES POR UNA SOLA CARA DE PERFILES EN "L" O "U"	213
8.5. UNIONES HIBRIDAS	213
9.- FATIGA	217
9.1. GENERALIDADES	217
9.2. METODOS DE VERIFICACION	217
9.3. CARGA DE FATIGA	219
9.4. RESISTENCIA FRENTE A LA FATIGA	220
9.5. FACTOR PARCIAL DE SEGURIDAD PARA LA RESISTENCIA A LA FATIGA	233
10.-TOLERANCIAS	237
10.1. GENERALIDADES	237
10.2. TOLERANCIAS DIMENSIONALES EN LA FABRICACION	237
10.3. TOLERANCIAS EN SOLDADURAS	243
10.4. TOLERANCIAS DIMENSIONALES EN EL MONTAJE	246
11.-CONTROL DE CALIDAD	249
11.1. VERIFICACION DE LA CALIDAD DEL PROYECTO	249
11.1.1. OBJETO	249
11.1.2. AMBITO DE APLICACION	249
11.1.3. NORMAS DE APLICACION	249
11.1.4. METODOLOGIA	249
11.1.5. CONTROL DOCUMENTAL DE LA VERIFICACION	252
11.1.6. TRATAMIENTO DE NO CONFORMIDADES	252
11.2. CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	253
11.2.1. GENERALIDADES	253
11.2.2. RECEPCION DE MATERIALES	253
11.2.3. EJECUCION DE UNIONES SOLDADAS	254
11.2.4. EJECUCION DE LA SOLDADURA DE PERNOS CONECTADORES	255
11.2.5. EJECUCION DE UNIONES CON TORNILLOS	255
11.2.6. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	256

1.- INTRODUCCION

1.- INTRODUCCION

1.1. CAMPO DE APLICACION DE LAS RECOMENDACIONES

Estas Recomendaciones se refieren al Proyecto de Puentes de estructura mixta, contruidos de acero y hormigón armado o pretensado trabajando conjuntamente por medio de conexiones adecuadas que deben soportar las cargas definidas en las Instrucciones españolas vigentes para puentes de carreteras y pasarelas peatonales. Pueden ser también de aplicación a otros tipos de estructuras en aspectos parciales de su contenido.

En el caso de puentes especiales por su tipo (puentes atirantados, colgantes u otros de tipología singular), por su proceso constructivo (construcciones evolutivas complejas), por su geometría, por los materiales empleados o por las cargas que deban soportar, las especificaciones de estas Recomendaciones requieren ser complementadas de acuerdo con el estado de la técnica en cada momento.

En cualquier caso, el autor del Proyecto ha de conocer y tener en cuenta lo especificado en las presentes Recomendaciones; pero, previa justificación, podrá utilizar criterios diferentes a los aquí expuestos.

Si por parte de la Administración Pública se hubiera designado un Director del Proyecto, el Autor de éste ha de seguir cumplidamente los criterios y líneas generales de actuación fijadas por el Director, durante todo el proceso de redacción del trabajo.

1.2. CONDICIONES GENERALES

Los criterios definidos en estas Recomendaciones suponen que:

- los puentes serán proyectados por ingenieros con capacidad y experiencia suficiente;
- existirán controles de calidad adecuados durante todo el proceso de proyecto y ejecución del puente;
- la construcción será realizada por técnicos y operarios con conocimientos adecuados y experiencia suficiente;
- el puente será destinado al uso para el que haya sido proyectado;
- el puente estará adecuadamente conservado.

1.3. UNIDADES

Según el Sistema Internacional de unidades de medida, SI, para los cálculos se recomienda el uso de las unidades siguientes:

- | | | |
|--------------------|-------|-----------------------------|
| - fuerzas y cargas | | kN, kN/m, kN/m ² |
| - masa | | kg |
| - longitud | | m, mm |

- tensiones		$\text{N/mm}^2 = \text{MN/m}^2 = \text{MPa}$
- momentos		$\text{kN} \cdot \text{m}$

A efectos prácticos se podrá considerar la siguiente correspondencia entre las unidades de fuerza de los sistemas MKS y SI:

$$1 \text{ kilopondio (1 kp)} = 10 \text{ Newton (10 N)}$$

1.4. SIMBOLOS

1.4.1. LETRAS MAYUSCULAS LATINAS

A	Area
C	Constante; Factor
E	Módulo de elasticidad
E	Efecto de las acciones
F	Fuerza; Esfuerzo; Rasante
G	Módulo de elasticidad transversal
H	Fuerza
I	Momento de inercia; Módulo de torsión
K	Rigidez
L	Longitud; Luz; Distancia
M	Momento flector; Momento (en general)
N	Esfuerzo axil
P	Fuerza; Rasante
R	Resistencia; Radio; Rasante
S	Esfuerzo o Solicitación (<i>con subíndices d o k</i>)
S	Acero (denominación)
T	Momento de torsión; Tracción
V	Esfuerzo cortante
W	Módulo resistente

1.4.2. LETRAS MAYUSCULAS GRIEGAS

Δ	Incremento o diferencia en... (<i>precede a un símbolo principal</i>); Desviación admisible
----------	---

1.4.3. LETRAS MINUSCULAS LATINAS

a	Distancia; Longitud; Dimensión geométrica
a	Espesor de garganta de una soldadura
b	Ancho
c	Distancia; Longitud de voladizo

d	Diámetro; Canto; Longitud de una diagonal; Altura
e	Excentricidad
e	Distancia; Imperfección; Flecha
f	Resistencia (<i>de un material</i>); Flecha
f	Frecuencia de vibración
g	Ancho de una banda de tensiones
h	Altura; Longitud; Canto
i	Radio de giro
j	Parámetro de ajuste de la función de fluencia
k	Coefficiente; Factor
l (o l o L)	Longitud; Luz; Longitud de pandeo *
n	Coefficiente de equivalencia
n	Número de...
p	Separación; Espaciamento
q	Fuerza uniformemente distribuida
r	Radio
r	Relación
s	Distancia; Longitud; Constante
t	Espesor; Tiempo
x	Distancia
y	Flecha
xx, yy, zz	Ejes ortogonales

1.4.4. LETRAS MINUSCULAS GRIEGAS

α (alpha)	Angulo; Pendiente; Relación; Coeficiente de dilatación térmica; Coeficiente en general; Factor de imperfección
β (beta)	Angulo; Relación de deformaciones unitarias; Relación o Coeficiente en general
γ (gamma)	Coeficiente parcial de seguridad; Coeficiente en general
δ (delta)	Desplazamiento; Relación; Flecha
ϵ (epsilon)	Deformación unitaria; Coeficiente en general
η (eta)	Coeficiente en general
φ (phi)	Coeficiente de fluencia
θ (theta)	Angulo; Pendiente
κ (kappa)	Coeficiente de envejecimiento del hormigón
λ (lambda)	Esbeltez
μ (mu)	Coeficiente de rozamiento; Coeficiente en general
ν (nu)	Coeficiente de Poisson
ρ (rho)	Factor de reducción; Densidad
σ (sigma)	Tensión normal
τ (tau)	Tensión tangencial

*) l puede ser sustituida por L o por l para ciertas longitudes o para evitar confusión con el número 1.

ϕ (phi)	Angulo; Giro; Pendiente; Diámetro; Coeficiente
χ (chi)	Coeficiente de reducción
ψ (psi)	Coeficiente de reducción; Factor

1.4.5. SUBINDICES

a	Acero estructural
b	Valor bruto
b	Aplastamiento
b	Tornillo
bs	Ala de rigidizador
c	Compresión; Hormigón
c	Soporte; Curvatura
co	Comparación
cr	Valor crítico
D	Diafragma
d	Diagonal; Valor de cálculo
dif	Diferido
dst	Desestabilizador
E	Euler
e	Eficaz (<i>con más subíndices si procede</i>); Estático; Exterior
eff	Valor efectivo
el	Elástico
eq	equivalente
f	Ala; Elemento de atado; Imperfección; Fatiga; Fisuración; Frontal
F	Fatiga
g	Relacionado con la fibra neutra elástica
h	Horizontal
i	Indice
i	Interior
inf	Inferior; Valor menor
k	Valor característico
l	Lineal
L	Longitudinal
LT	Pandeo lateral
M	Material
M	Relacionado con momento flector
m	Montante
m	Valor medio
max	Valor máximo
min	Valor mínimo
N	Relacionado con esfuerzo axil
net	Valor neto
o	Orificio; Inicial; Polar

p	Chapa; Pieza; Panel; Presilla
p	Pandeo; Pretensado
pl	Plástico
R	Resistencia
r	Reducido; Referencia
rep	Representativo
S	Esfuerzo o Solicitación
s	Acero de armar
s	Rigidizador; Resistente (tornillos)
s	Tramo
ST	Relacionado con pandeo por torsión de rigidizadores abiertos
stb	Estabilizador
sup	Superior; Valor mayor
T	Transversal
t	Tracción; Torsión uniforme
u	Ultimo (<i>resistencia</i>)
ult	Ultimo (<i>estado límite</i>)
v	Cortadura
v	Vertical
vol	Voladizo
w	Alma
x	Directriz
y	Relacionado con el límite elástico
y	Eje mayor de la sección transversal
z	Eje menor de la sección transversal
σ	Tensión normal
τ	Tangencial
ϕ	Línea media (<i>área para torsión</i>)

1.4.6. EMPLEO DE SUBÍNDICES

- (1) Las tensiones y propiedades de los aceros son valores nominales, que se consideran como valores característicos y que pueden ser representados de la siguiente forma:

f_y	límite elástico	[en lugar de f_{yk}]
f_u	tensión de rotura	[en lugar de f_{uk}]
E	módulo de elasticidad	[en lugar de E_k]

- (2) En la práctica, se omiten algunos subíndices cuando dicha omisión no produce ambigüedad en la interpretación del símbolo.
- (3) Cuando es necesario separar subíndices o grupos de subíndices se utilizan, en general, comas, aunque cabe también la posibilidad de utilizar puntos.

2.- BASES DE PROYECTO

2.- BASES DE PROYECTO

2.1. REQUISITOS FUNDAMENTALES

Un puente debe ser proyectado y construido para que, con una probabilidad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan actuar durante el período de vida previsto, además de cumplir aquella función para la que ha sido construido, con unos costes razonables de conservación y explotación.

Un puente debe ser concebido, también, de manera que a consecuencia de acciones excepcionales, como explosiones, impactos o errores humanos, los daños producidos no sean desproporcionados respecto a la causa que los ha originado.

2.2. CRITERIO DE CUMPLIMIENTO

El cumplimiento de los requisitos citados será consecuencia de realizar adecuadamente la elección de los materiales, concepción, dimensionamiento, detalles y construcción del puente; así como de un control eficaz en todo el proceso desde la concepción hasta su puesta en servicio.

La realización periódica de inspecciones y trabajos de conservación de los distintos elementos del puente representará asimismo una medida eficaz para satisfacer los requisitos fundamentales descritos en el *apartado 2.1.*

2.3. SITUACIONES DE CALCULO

Las situaciones a considerar se clasifican en:

- *persistentes*, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura durante su vida útil;
- *transitorias*, que son las que se producen durante la construcción o reparación del puente y para las que se puede aceptar una duración de un año;
- *accidentales*, que pueden considerarse instantáneas.

Cada una de las situaciones posibles, y entre ellas las que se suceden durante el montaje de una obra, han de ser objeto de comprobaciones independientes.

2.4. ESTADOS LIMITE

Para justificar la seguridad de los puentes y su aptitud en servicio, en estas Recomendaciones se considera aplicable el método de los estados límite, que son aquellos que, de ser superados, obligarían a considerar que el puente no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectado.

Generalmente, los estados límite se clasifican en: *de servicio* y *últimos*.

2.4.1. ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Los estados límite que se deben considerar son los siguientes:

- *E.L.S.* de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad del puente, o que causen daño a elementos no estructurales.
- *E.L.S.* de vibraciones inaceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- *E.L.S.* de plastificaciones en zonas localizadas del puente que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.
- *E.L.S.* de deslizamiento en uniones realizadas mediante tornillos de alta resistencia.
- *E.L.S.* de fisuración del hormigón traccionado.

2.4.2. ESTADOS LIMITE ULTIMOS (E.L.U.)

Los estados límite últimos que se deben considerar son los siguientes:

- *E.L.U.* de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad del puente, considerado éste como un cuerpo rígido.
- *E.L.U.* de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local por abollamiento o pérdida de estabilidad de una parte o de la totalidad del puente.
- *E.L.U.* de fatiga, por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

2.5. PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

Para cada estado límite procede establecer un modelo de cálculo basado en una adecuada definición de:

- la geometría estructural, los materiales constitutivos y las condiciones ambientales del puente;
- la naturaleza de las acciones y la forma en que pueden actuar sobre el puente;
- el comportamiento de zonas singulares del puente.

2.6. ACCIONES

La definición, clasificación y valores de las acciones serán los recogidos en la vigente "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" o normativa que la sustituya, basadas en los principios de los correspondientes documentos de la Norma Europea Experimental ENV 1991.

2.7. CRITERIOS DE SEGURIDAD

Los criterios de seguridad serán los establecidos en la vigente "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" o normativa que la sustituya, basadas en los principios de los correspondientes documentos de la Norma Europea Experimental ENV 1991.

2.8. CRITERIOS DE DURABILIDAD

2.8.1. GENERALIDADES

Los puentes mixtos deben ser proyectados, contruidos y utilizados de forma que mantengan sus condiciones de seguridad, funcionalidad y aspecto, ajustándose a los costes de conservación y explotación previstos.

Con tal finalidad, su diseño ha de minimizar el riesgo de corrosión. Se intentará que todas las partes del puente sean accesibles para inspección, limpieza y pintado. Todas las superficies de acero deben disponer de una protección adecuada, con la única excepción de los aceros resistentes a la corrosión.

Es importante asegurar que no existan puntos de acumulación de agua, previendo el drenaje necesario. Se ha de evitar, también, con una concepción adecuada de los nudos y encuentros de los elementos estructurales, la formación de recintos que favorezcan el depósito de residuos o suciedad. Asimismo, es fundamental el estudio de la accesibilidad para limpieza y conservación de los apoyos, juntas y sistema de evacuación de aguas superficiales.

Las piezas constituidas por perfiles huecos deben quedar completamente cerradas. Las piezas en cajón que no puedan hacerse visitables para inspección o conservación, han de estar prácticamente cerradas para evitar la entrada de humedad, diseñándose pequeños agujeros que no afecten a su comportamiento estructural, para permitir la salida del agua de filtración o la procedente de lluvias que ocurran durante el proceso de construcción. En los extremos de los cajones conviene establecer, también, pequeños agujeros que aseguren la salida del aire caliente hacia el exterior, tomándose medidas para que por dichos orificios no penetren al interior del cajón, aves u otros animales. Los sobreespesores a disponer serán los indicados en el *apartado 2.8.2*.

En los casos en que se proyecte un cajón cerrado herméticamente, se comprobarán todos los elementos del cajón sometidos adicionalmente a la sobrepresión o depresión provocadas en el interior del cajón por la variación de temperatura.

En cualquier caso, el espesor mínimo de las chapas en cajones inaccesibles será de 8 mm y su interior irá pintado, cualquiera que sea el tipo de acero, con una pintura de calidad igual o superior a la que resulta con el siguiente tratamiento:

- Chorreado abrasivo al grado Sa 2½ de la Norma Sueca SIS 055900;
- Aplicación de dos capas, de 150 micras de espesor cada una, de brea epoxi. La última capa se ejecutará en obra una vez que hayan finalizado todos los trabajos de soldadura previos al cierre definitivo de las piezas.

2.8.2. SOBRESPEORES EN SUPERFICIES INACCESIBLES

Las superficies inaccesibles a la inspección o a la reposición de la pintura y que no sean adecuadamente selladas, estarán dotadas inicialmente con una protección calculada para la vida útil de la obra siguiendo las especificaciones que figuran en el *apartado 2.8.1* y adicionalmente se incrementará el espesor de la chapa estrictamente calculada, con un sobreespesor que compense los efectos previsibles de la corrosión durante la vida de la obra.

En ausencia de datos específicos, el incremento de los espesores nominales, según el ambiente en que se encuentre ubicada la obra, se establecerá de acuerdo con los datos siguientes:

- Ambientes marinos o industriales de alta agresividad: 1,5 mm por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista para el puente.
- Ambientes exteriores con agresividad media: 1 mm por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista para el puente.
- Ambientes poco contaminados: 0,5 mm por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista para el puente.

2.8.3. ACEROS CON RESISTENCIA MEJORADA A LA CORROSION

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica podrán ser utilizados sin pintura de protección en las superficies exteriores, incrementando en cualquier caso los espesores nominales, deducidos del cálculo, en 1 mm por la cara expuesta al ambiente exterior. En las caras interiores de secciones cerradas inaccesibles se aplicará la pintura de protección tal como se ha definido en el *apartado 2.8.1*. También se dispondrán, en caso necesario, los sobreespesores indicados en el *apartado 2.8.2*.

Teniendo en cuenta que el empleo de estos aceros presenta problemas en situaciones tales como ambientes marinos, ambientes industriales con alto contenido en SO_3 , presencia de sales de deshielo y contacto con el terreno y con el agua de forma prolongada, la elección de este material ha de estar debidamente justificada.

2.9. DOCUMENTOS DEL PROYECTO

2.9.1. GENERALIDADES

En todos los proyectos de nueva construcción, reforma o rehabilitación de puentes mixtos, la documentación mínima debe ser la que se relaciona a continuación:

- Memoria
 - . Anejo de procedimiento constructivo
 - . Anejo de cálculo
 - . Anejo de protección y conservación
- Planos
 - . Planos generales
 - . Planos de detalle
 - . Planos de montaje y de fases de construcción
 - . Planos de auscultación
- Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares
- Mediciones y Presupuesto

2.9.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El proyectista ha de proponer un procedimiento constructivo para el puente, detallado en un anejo, reflejado en los Planos y con la repercusión adecuada en el Presupuesto.

En el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, deben recogerse las disposiciones necesarias para que el contratista pueda presentar y justificar procedimientos alternativos que mejoren la solución propuesta en el proyecto, sin que ello suponga modificación con variación del presupuesto contratado. Debido a la importancia de cualquier cambio introducido en el proceso de construcción

y montaje, ha de establecerse que el contratista debe documentar la alternativa que proponga, analizando sus repercusiones sobre el proyecto global. Las variaciones han de someterse al visto bueno del proyectista y a la autorización del Director de obra.

2.9.3. ANEJO DE CALCULO

En el Anejo de Cálculo se han de justificar y razonar, con arreglo a lo expuesto en estas Recomendaciones, tanto las dimensiones de los distintos elementos como el cumplimiento de las condiciones de estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad, etc., del puente en su conjunto y de cada una de las partes en que pueda suponerse dividido, con objeto de asegurar el buen servicio del mismo. Además, dada su importancia, se incluirá específicamente un apartado con el cálculo de nudos y uniones.

La exposición de estos cálculos, en forma clara y precisa, debe facilitar su ulterior revisión. A tal efecto, se recomienda:

- a) Utilizar la misma notación adoptada en estas Recomendaciones.
- b) Incluir las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula, mediante las oportunas referencias a los planos o a los croquis suplementarios.
- c) Especificar el origen y la naturaleza de las cargas, así como de cualquier valor introducido como resultado de cálculos precedentes.
- d) Incluir los datos de partida utilizados en el cálculo, en relación con los materiales.
- e) Describir los modelos de comportamiento supuestos para la cimentación y justificar los parámetros aceptados para el terreno.
- f) Justificar las asimilaciones realizadas con el modelo estructural.
- g) Incluir las hipótesis de cálculo en caso de no ser las habituales o no estar recogidas en las presentes Recomendaciones.

2.9.4. CALCULOS DE ORDENADOR

Cuando se efectúen los cálculos con ayuda de ordenador, se recomienda separar en capítulos específicos cada una de las etapas del cálculo, debiendo dichos capítulos constituir por sí mismos unidades completas y ordenadas.

Cada capítulo debe contener en sus hojas iniciales:

- Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real al asimilarla a otra apta para su tratamiento en ordenador, la posible repercusión de dichas simplificaciones en los resultados y las correcciones que deban efectuarse en los mismos, en su caso, para tener en cuenta estos efectos.

- Las propiedades supuestas para los materiales, como diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, resistencias y tensiones admisibles, coeficientes de retracción, fluencia y térmicos, carga admisible y deformabilidad del terreno, etc..
- La descripción detallada de la estructura ideal calculada, acompañada de croquis siempre que sea conveniente, incluyendo numeración de nudos, barras y elementos, dimensiones, áreas e inercias de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.
- Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta en cada caso.
- Cualquier otro dato incluido en el cálculo, especificando siempre unidades y signos.
- Nombre del programa de cálculo.
- Método de cálculo utilizado en el programa y especialmente las bases del mismo y sus posibles simplificaciones, indicando referencias y documentación técnica consultada si la formulación utilizada o el propio programa no son habituales.
- Métodos, aproximaciones y simplificaciones empleados en la programación, si no es un programa suficientemente divulgado.
- Listado resumen de los resultados de cálculo, especificando unidades y signos.
- Análisis de dichos resultados, acompañando siempre que sea conveniente diagramas de esfuerzos o tensiones, e incluyendo, si es posible, la comprobación con resultados obtenidos por métodos simplificados.
- Utilización posterior de los resultados, en especial correcciones efectuadas sobre los mismos y obtención, a partir de ellos, de otros resultados que vayan a emplearse posteriormente.
- Cuando por su excesivo volumen no puedan incluirse todos los listados de los cálculos realizados, se podrán sustituir por discos flexibles, con ficheros ASCII con las salidas del programa, así como un manual de edición.

2.9.5. PROTECCION Y MANTENIMIENTO

El proyecto debe definir con todo detalle las diferentes protecciones contra la oxidación de los elementos metálicos, según sea su ubicación o la etapa de la vida de la obra de que se trate. En ese sentido, distinguirá entre elementos expuestos a la intemperie, accesibles o no, elementos en ambiente protegido, chapas bajo el pavimento, bajo aceras, etc.. A su vez, determinará la protección exigible para la chapa apilada antes de comenzar el proceso de fabricación, para los

elementos fabricados en taller, para los elementos almacenados en obra, para la estructura en las diversas etapas del montaje, para el puente en su conjunto y para los repintados de conservación.

A fin de justificar estas medidas, en el anejo correspondiente, han de especificarse los tratamientos mecánicos previstos en cada uno de los lugares y etapas, así como las diferentes capas de pintura, tipo, composición y espesor. En este mismo anejo, se deben indicar las medidas adoptadas en el proyecto para posibilitar la accesibilidad a los aparatos de apoyo y a los puntos del puente que vayan a requerir futuras inspecciones. Asimismo, definir los procedimientos previstos para un eventual cambio de juntas, aparatos de apoyo o cables, y su repercusión en el comportamiento estructural del puente.

El proyecto debe contemplar también las indicaciones relativas a la protección y mantenimiento contenidas en la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91) y la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado" (EP-93) o normativas que las sustituyan.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares debe recoger las especificaciones pertinentes, teniendo en cuenta los eventuales deterioros de la protección durante la obra, y el Presupuesto incluir un capítulo específico dedicado exclusivamente a las protecciones.

2.9.6. PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TECNICAS PARTICULARES

En este documento se han de consignar expresamente, o por referencia a pliegos de prescripciones técnicas generales que resulten de aplicación, las características que hayan de reunir los materiales que se van a emplear y ensayos a que deben someterse aquellos para comprobación de las condiciones a cumplir. También, se deben indicar las normas para elaboración de las distintas unidades de obra, las instalaciones que han de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción y los niveles de control exigidos para los materiales y ejecución, recogiendo claramente las tolerancias de ejecución.

En el caso de uniones o nudos soldados de importancia, bien por su complejidad, bien por su trascendencia en el comportamiento global del puente, en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o en los Planos de detalle han de figurar especificados los procedimientos de soldeo autorizados, el grado de penetración, la preparación de bordes y la necesidad, en su caso, de pre o post calentamiento.

Asimismo, debe considerarse la conveniencia o no de realizar tratamientos térmicos para eliminar tensiones residuales en elementos especiales del puente, como pueden ser chapas plegadas o zonas con una notable acumulación de soldaduras. Estos tratamientos han de ser valorados específicamente en el Presupuesto.

Facilitada al constructor la elección del procedimiento de soldeo, entre los autorizados en el Pliego, se debe especificar la exigencia de preparar la correspondiente documentación justificativa de su elección y someterla a la aprobación del Director de la obra antes de comenzar los trabajos.

En el documento deben figurar, además, las líneas básicas del control de calidad a efectuar, cuantificando el alcance de todos los controles y ensayos destructivos y no destructivos, así como los criterios de aceptación y rechazo, definiéndose también las condiciones de abono de aquéllos.

2.9.7. PUENTES SINGULARES O DE LUCES SUPERIORES A 100 M

En los puentes que por su diseño puedan considerarse singulares o de luces superiores a 100 metros, la documentación complementaria a incluir debe ser la siguiente:

a) Anejo de auscultación

Previsiones de auscultación del puente en tres etapas diferentes:

- . durante la ejecución;
- . al finalizar las obras, antes de su puesta en servicio;
- . posteriormente, a lo largo de su vida útil.

En este anejo se han de determinar los puntos que deben ser auscultados para contrastar la validez de los modelos empleados y comprobar el correcto funcionamiento del puente y sus estructuras auxiliares. Asimismo, se ha de incluir el control que deba realizarse sobre el valor de las acciones derivadas del medio ambiente, de las sobrecargas excepcionales y de las cargas permanentes definitivas.

En el documento se han de definir:

- . variables a medir en las tres etapas;
- . tipos de instrumentos a utilizar, rangos de medidas necesarios y precisiones exigibles a los mismos;
- . instalaciones especiales para realizar las medidas;
- . plan de mantenimiento para los dispositivos de medida permanentes;
- . calendario de medidas;
- . valores esperados para las variables y rango de admisibilidad;
- . proyecto de prueba de carga.

La auscultación ha de aparecer definida a su vez en los Planos y en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, y con un presupuesto parcial específico en el Presupuesto.

b) Anejo de conservación y explotación

Incluye el programa de conservación del puente, que ha de comprender, como mínimo, los siguientes puntos:

- . calendario de inspección y revisión de puntos críticos;
- . criterios de revisión;
- . periodicidad en la reposición de protecciones;
- . medios previstos para el acceso a los puntos de inspección y reposición;
- . medidas adoptadas para acceder, controlar, reparar o cambiar los cables, los aparatos de apoyo y las juntas;
- . medidas adoptadas en el diseño para evitar la acumulación de agua en puntos del puente, o su circulación y desagüe por zonas de difícil acceso.

c) Anejo de estabilidad aerodinámica

En el caso de que el diseño corresponda a un puente sensible a los efectos aerodinámicos, este anejo servirá para justificar, tanto la estabilidad de conjunto del puente como la de sus componentes. Todo ello, con base en los correspondientes cálculos analíticos y/o ensayo en túnel de viento, que garanticen el correcto comportamiento del puente.

2.9.8. VERIFICACION DE LA CALIDAD DEL PROYECTO

El proceso de verificación para el aseguramiento de la calidad del proyecto ha de ajustarse al contenido del *apartado 11.1.*

2.10. CRITERIOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES MIXTOS ARMADOS

Tal como se indica en el *apartado 2.9.2.*, el proyecto debe incluir la propuesta de un procedimiento constructivo para el puente, reflejado en un Anejo y Planos. Siempre que no existan condiciones de ejecución que lo impidan, son preferibles aquellas soluciones constructivas que potencien estados tensionales de tracción en el acero estructural y que limiten en lo posible las tracciones en el hormigón, aprovechando en lo posible el buen comportamiento del hormigón a compresión.

Como consecuencia de lo anterior y para el caso de puentes sin apear, ha de tenerse en cuenta:

- **En estructuras isostáticas:** analizar la posibilidad de establecer el hormigonado del tercio central, con objeto de limitar las compresiones en las platabandas superiores de las piezas metálicas.
- **En estructuras continuas:** analizar, en función de la movilidad del encofrado, la posibilidad de hormigonar en primer lugar las zonas de vanos y apoyos extremos dejando para el final las zonas de apoyos centrales.

3.- MATERIALES

3.- MATERIALES

3.1. GENERALIDADES

En este capítulo se especifican las características de los materiales que se requieren para el Proyecto de Puentes Mixtos, objeto de estas Recomendaciones.

Estas características responden, con carácter general, a las exigencias de las siguientes Normas o aquellas que las sustituyan:

PG-3/75	"Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carretera y puentes (MOPT)".
UNE 36-080 8R 1M	"Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para las construcciones metálicas de uso general".
UNE 36-082	"Aceros para construcción metálica con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica".
UNE-EN 10113-1-2-3	"Productos laminados en caliente para construcciones metálicas. Aceros soldables de grano fino".
EH-91	"Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (MOPT)".
EP-93	"Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado (MOPTMA)".

En el caso de los aceros, además de los tipos especificados en las normas anteriormente citadas, pueden ser utilizados otros tipos, si sus características mecánicas, composición química y condiciones de soldadura, determinadas de acuerdo con procedimientos normalizados, son semejantes a las de los aceros antes especificados. También pueden ser utilizados otros aceros siempre que existan referencias rigurosas de utilizaciones similares y sean conformes a normativas internacionalmente aceptadas.

Las propiedades de los materiales definidas en el presente capítulo, son valores nominales que se han de considerar como valores característicos en los cálculos.

3.2. ACERO ESTRUCTURAL

3.2.1. VALORES NOMINALES

Para los aceros estructurales que, en general, se utilizan en el Proyecto de Puentes Mixtos, se considerarán las características mecánicas que se incluyen en las tablas 3.2.1.a) y 3.2.1.b).

TABLA 3.2.1.a).- CARACTERISTICAS MECANICAS DE ACEROS INCLUIDOS EN NORMA UNE 36-080

DESIGNACION DEL ACERO (1)	ANTIGUA DESIGNACION SEGUN UNE	ESPESOR NOMINAL t [mm]						TEMPERATURA [°C] para la cual la resiliencia mínima es 27 [J] (2) (6) (7)
		t ≤ 40		40 ≤ t ≤ 100		100 ≤ t ≤ 150		
		f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	
S 235 JR S 235 JO S 235 J2G3 S 235 J2G4	AE 235 B AE 235 C AE 235 D	235	360	215	340	195	340	+20 0 -20 -20
S 275 JR S 275 JO S 275 J2G3 S 275 J2G4	AE 275 B AE 275 C AE 275 D	275	430	235	410	225	400	+20 0 -20 -20
S 355 JR S 355 JO S 355 J2G3 S 355 J2G4 S 355 K2G3 S 355 K2G4	AE 355 B AE 355 C AE 355 D	355	510	315	490	295	470	+20 0 -20 -20 -30 ⁽⁹⁾ -30 ⁽⁹⁾
S 355 J2G1W ⁽⁸⁾ S 355 J2G2W ⁽⁸⁾	AE 355 W1D AE 355 W2D	355	510	315	490	-	-	-20 -20

TABLA 3.2.1.b).- CARACTERISTICAS MECANICAS DE ACEROS INCLUIDOS EN NORMA EN 10113

ACEROS DE GRANO FINO	LIMITE ELASTICO MINIMO [N/mm²]			TENSION DE ROTURA MINIMA A TRACCION [N/mm²]	RESILIENCIA [J] (2)							POSICION PROBETA (4)
	ESPESOR NOMINAL [mm]				TEMPERATURA DE ENSAYO [° C]							
DESIGNACION (1) (3)	≤ 40	> 40 ≤ 80	> 80 ≤ 100 (5)		+20	0	-10	-20	-30	-40	-50	
S 460 N	460	410	400	550	55	47	43	40	-	-	-	l
					31	27	22	16	-	-	-	t
S 460 NL	460	410	400	550	63	55	51	47	40	31	27	l
					40	34	30	27	23	20	16	t

- (1) Designación de los aceros según Norma UNE-EN 10027-1 y ECISS IC 10 (1993).
- (2) Ejecución de los ensayos según Norma UNE 7475-1.
- (3) Los aceros de grano fino están igualmente disponibles en la calidad M (tratamientos termomecánicos).
- (4) *t*: perpendicular a la dirección de laminación.
l: paralelo a la dirección de laminación.
- (5) Para espesores superiores a 100 mm, las características mecánicas se deberán especificar para cada caso particular.
- (6) Válido para espesores nominales inferiores a 150 mm.
- (7) Para perfiles laminados con espesores nominales superiores a 100 mm será preciso confirmar estos valores con el suministrador.
- (8) Características según Euronorma Pr EN 10155/1992.
- (9) Corresponde a una resiliencia de 40 [J] a una temperatura de -20 [°C].

Para el límite elástico y la tensión de rotura se pueden utilizar, alternativamente, los valores nominales indicados en las normas UNE 36-080 y UNE-EN 10113 en función de una mayor graduación del espesor nominal.

3.2.2. CONDICIONES DE DUCTILIDAD

Los aceros laminados que se utilicen en puentes, deberán cumplir las condiciones siguientes:

- La relación entre la tensión de rotura f_u y el límite elástico f_y , en valores de ensayo, no debe ser inferior a 1,20.
- El alargamiento en rotura en una probeta de sección original A_0 , medida sobre una longitud $5,65 A_0^{1/2}$, debe ser superior al 15%.
- La relación ϵ_u/ϵ_y entre las deformaciones correspondientes a la tensión de rotura y al límite elástico, debe ser superior a 20.

Los aceros a los que se hace referencia en el *apartado 3.2.1.* cumplen estas condiciones.

3.2.3. TENACIDAD DE FRACTURA

El material deberá ser utilizado en condiciones que no favorezcan la rotura frágil de elementos traccionados. En ausencia de comprobaciones más rigurosas, basadas en la medida directa de la tenacidad de fractura del material y en la aplicación de las teorías de Mecánica de Fractura, se puede considerar que para los aceros incluidos en la norma UNE 36-080, tales condiciones se cumplen cuando la resiliencia del material a temperatura mínima de servicio, medida en ensayo normalizado Charpy, supere el valor que determinan las curvas de las figuras 3.2.3.a) a 3.2.3.i), según el espesor y las condiciones en servicio del elemento estructural. En el caso de uniones soldadas, este requisito de tenacidad debe ser satisfecho por el material base, el material de aportación y la zona térmicamente afectada. Para espesores superiores a 200 mm, la resiliencia mínima será la correspondiente al espesor de 200 mm según las curvas.

En la tabla 3.2.3 se dan valores orientativos del espesor máximo utilizable en función de la temperatura mínima de servicio y de las condiciones de servicio para diferentes tipos de acero. Estos espesores máximos están basados en los valores garantizados de la resiliencia de los aceros y pueden ser empleados como referencia por el proyectista cuando no disponga de datos experimentales, determinados directamente sobre el material que se utilizará en la construcción del puente. Si no se superan los espesores máximos recogidos en la tabla 3.2.3, no será necesario verificar los requisitos de resiliencia del material base, establecidos en las curvas de las figuras 3.2.3.a) a 3.2.3.i); sin embargo, sí es necesaria la comprobación de la resiliencia de las soldaduras.

TABLA 3.2.3.- ESPESORES MAXIMOS DEL MATERIAL BASE EN FUNCION DE LA TEMPERATURA MINIMA Y LAS CONDICIONES DE SERVICIO

DESIGNACION DEL ACERO	ESPESOR MAXIMO [mm] PARA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO								
	0° C			-10° C			-20° C		
Condiciones de servicio	C ₁	C ₂	C ₃	C ₁	C ₂	C ₃	C ₁	C ₂	C ₃
S 235 JR	150	41	18	108	30	13	74	22	9
S 235 JO	250	110	49	250	75	34	187	53	24
S 235 J2G3	250	250	150	250	212	104	250	150	67
S 235 J2G4	250	250	150	250	212	104	250	150	67
S 275 JR	90	26	11	63	19	8	45	14	5
S 275 JO	250	63	29	150	45	20	123	33	15
S 275 J2G3	250	150	83	250	127	55	250	84	38
S 275 J2G4	250	150	83	250	127	55	250	84	38
S 355 JR	40	12	5	29	9	3	21	6	2
S 355 JO	106	29	13	73	21	9	52	16	6
S 355 J2G3	250	73	34	177	52	24	150	38	17
S 355 J2G4	250	73	34	177	52	24	150	38	17
S 355 K2G3	250	128	56	250	85	39	250	59	27
S 355 K2G4	250	128	56	250	85	39	250	59	27

Las condiciones en servicio a considerar -C₁, C₂ o C₃- dependen de las soldaduras existentes en el elemento y del valor de las tensiones locales de tracción a que esté sometido. Estas últimas se han de calcular multiplicando las tensiones nominales correspondientes a la combinación frecuente en el Estado Límite de Servicio según la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" o normativa que la sustituya, por un factor de concentración de tensiones adecuado, que tenga en cuenta el efecto de los cambios de geometría y que se determina de acuerdo con textos especializados o utilizando métodos numéricos. Si no se realiza un cálculo riguroso de las tensiones locales de tracción procede considerar las Condiciones C₃.

Las condiciones C₁ corresponden a los tres casos siguientes:

- Elementos estructurales sin soldaduras.
- Elementos estructurales con soldaduras sin tratamiento térmico posterior, que soporten tensiones locales de tracción inferiores al 20% del límite elástico.
- Elementos estructurales con soldaduras sometidas posteriormente a tratamientos térmicos de relajación de tensiones, que soporten tensiones locales de tracción inferiores al 67% del límite elástico.

Las condiciones C_2 corresponden a los dos casos siguientes:

- Elementos estructurales con soldaduras sin tratamiento térmico posterior, que soporten tensiones locales de tracción comprendidas entre el 20 y el 67% del límite elástico.
- Elementos estructurales con soldaduras sometidas posteriormente a tratamientos térmicos de relajación de tensiones, que soporten tensiones locales de tracción comprendidas entre el 67 y el 200% del límite elástico.

Las condiciones C_3 corresponden a los dos casos siguientes:

- Elementos estructurales con soldaduras sin tratamiento térmico posterior y con tensiones locales de tracción que estén comprendidas entre el 67 y el 200% del límite elástico.
- Elementos estructurales con soldaduras sometidas posteriormente a tratamientos térmicos de relajación de tensiones, que sin llegar al colapso plástico, soporten tensiones locales de tracción comprendidas entre el 200% y el 300% del límite elástico.

En todos los casos, las tensiones nominales deben ser inferiores al límite elástico del acero que constituye el elemento.

La temperatura mínima de servicio a considerar (-20° , -10° ó 0°C) debe ser la más próxima a la temperatura mínima absoluta registrada en el lugar del emplazamiento del puente durante los anteriores 50 años. A falta de otros datos, pueden emplearse los valores publicados por el Instituto Nacional de Meteorología para la estación más cercana a dicho emplazamiento, restando $0,5^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m de aumento de altitud, o añadiendo $0,5^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m de disminución de altitud.

Si la rotura del elemento estructural considerado no lleva aparejado el colapso del conjunto antes de realizar alguna operación de conservación durante la cual dicha rotura haya de ser previsiblemente detectada, pueden utilizarse espesores mayores que los correspondientes a la resiliencia del material según las figuras 3.2.3.a) a 3.2.3.i) y que los indicados en la tabla 3.2.3.

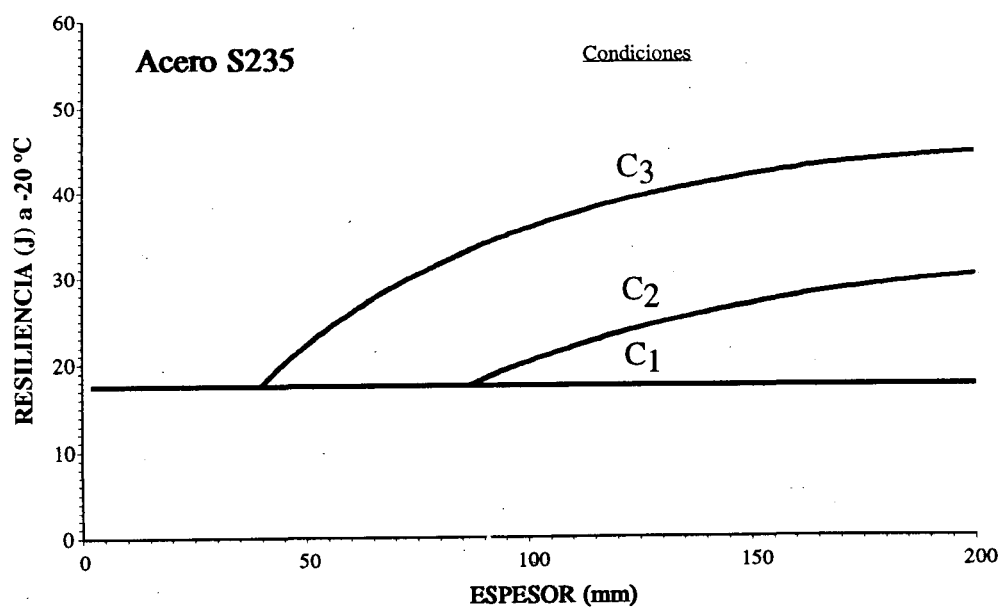


FIGURA 3.2.3.a).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 235: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE -20°C.

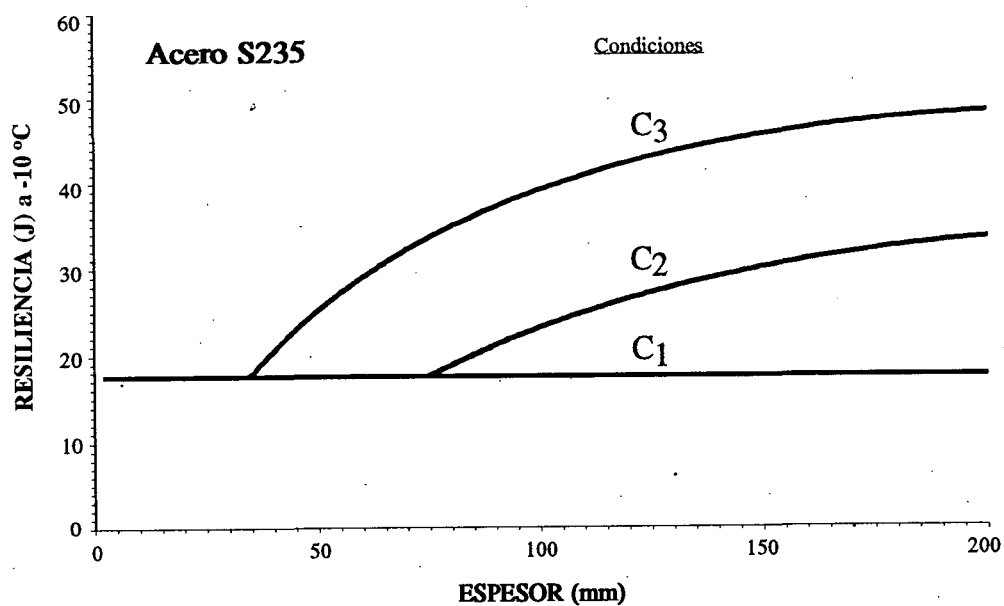


FIGURA 3.2.3.b).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 235: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE -10°C.

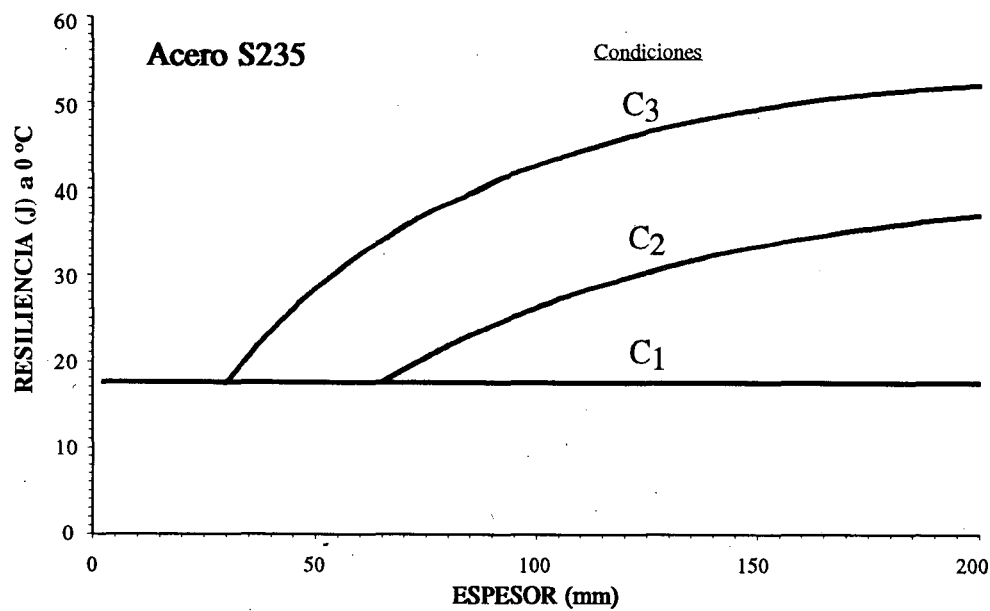


FIGURA 3.2.3.c).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 235: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE 0°C.

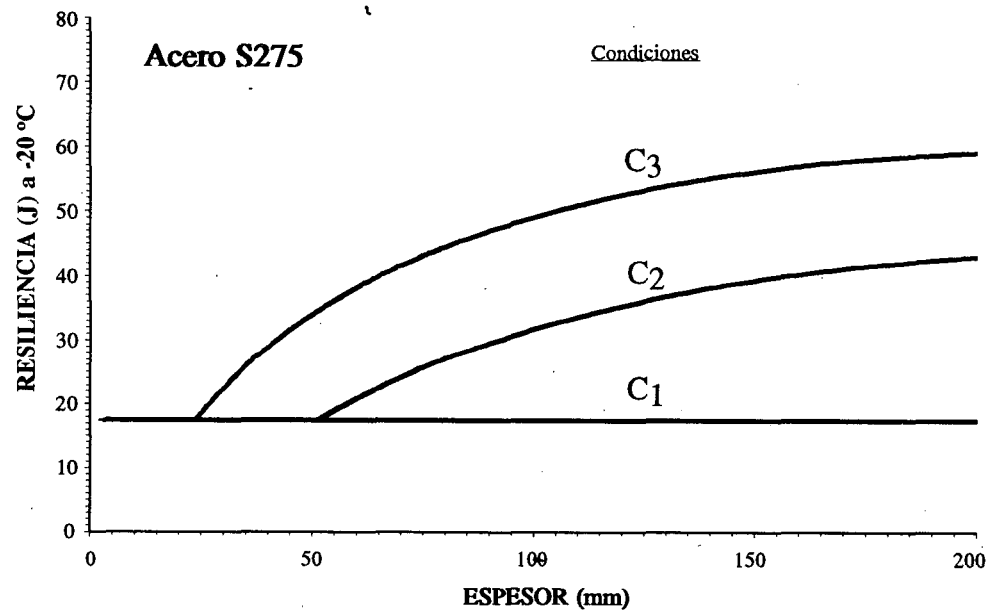


FIGURA 3.2.3.d).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 275: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE -20°C.

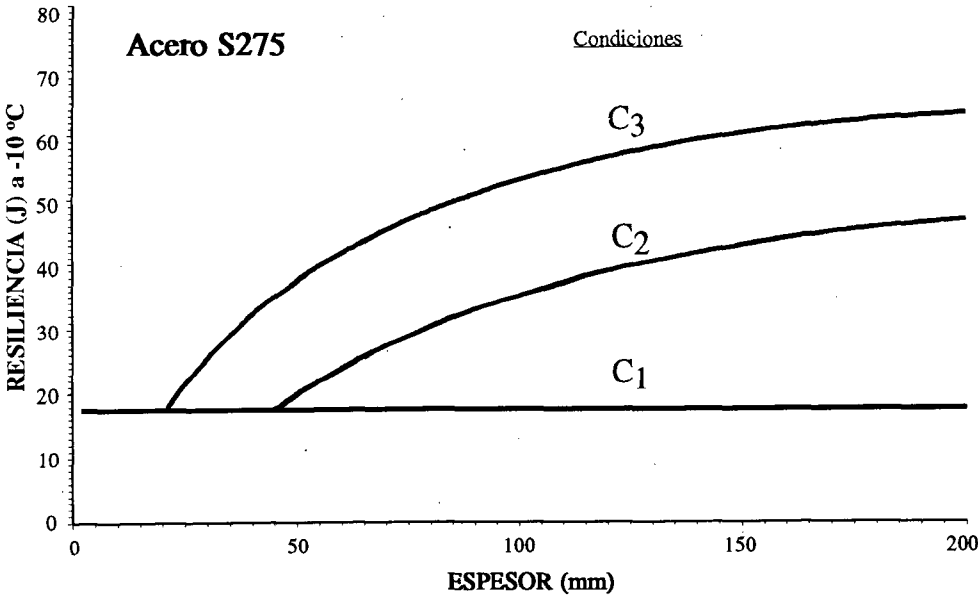


FIGURA 3.2.3.e).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 275: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE -10°C.

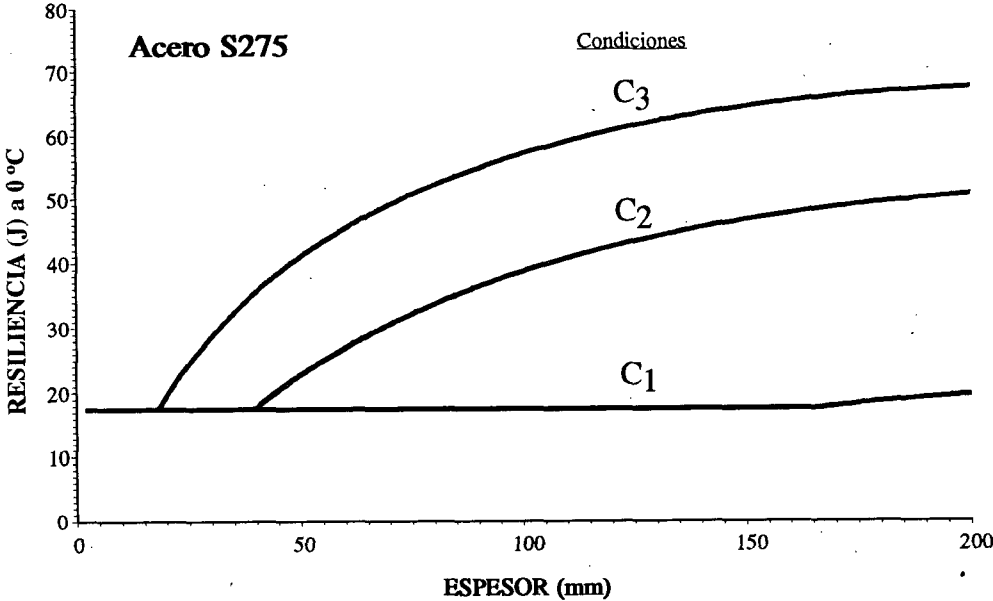


FIGURA 3.2.3.f).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 275: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE 0°C.

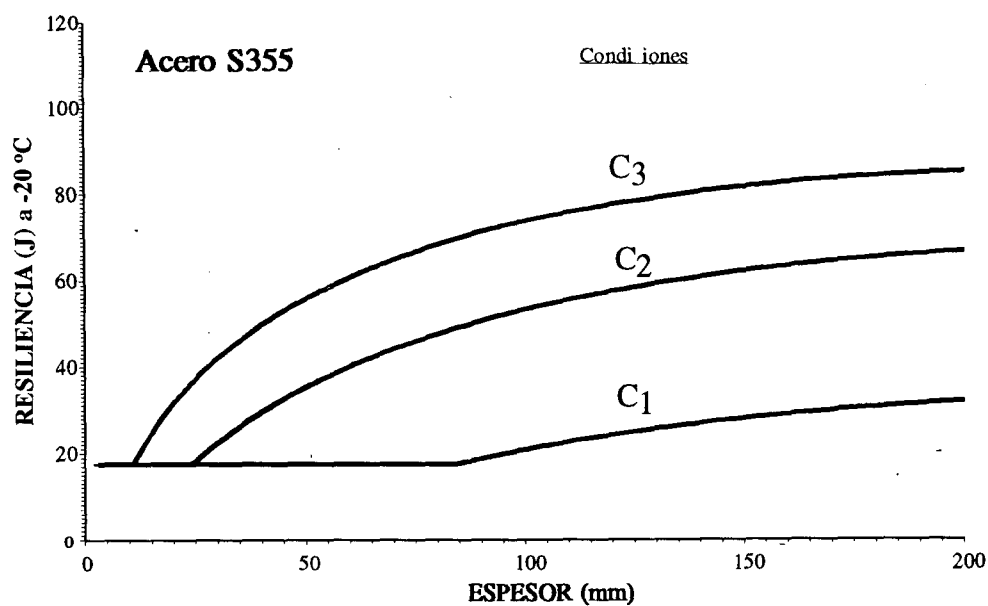


FIGURA 3.2.3.g).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 355: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE -20°C.

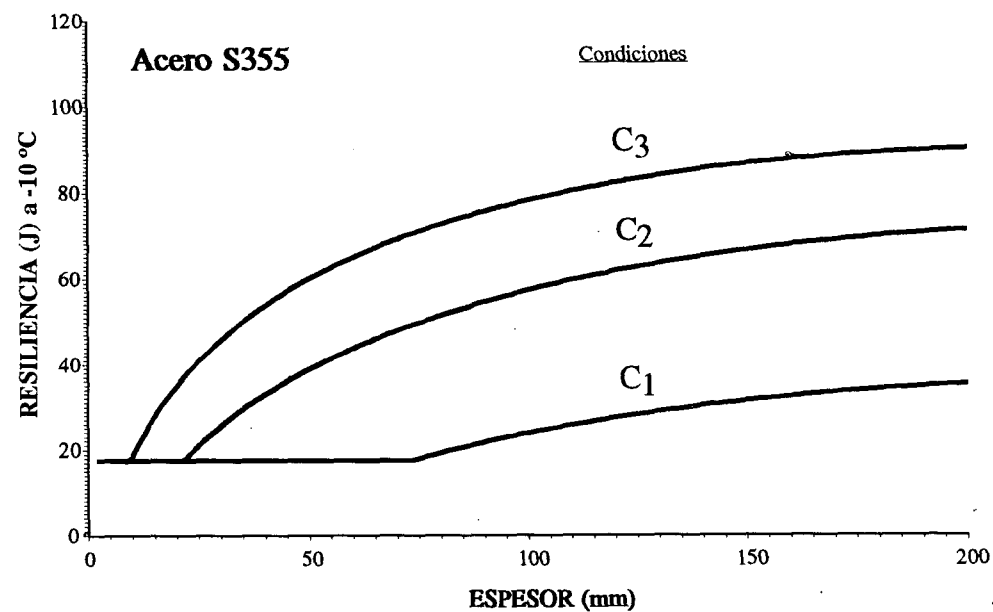


FIGURA 3.2.3.h).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 355: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE -10°C.

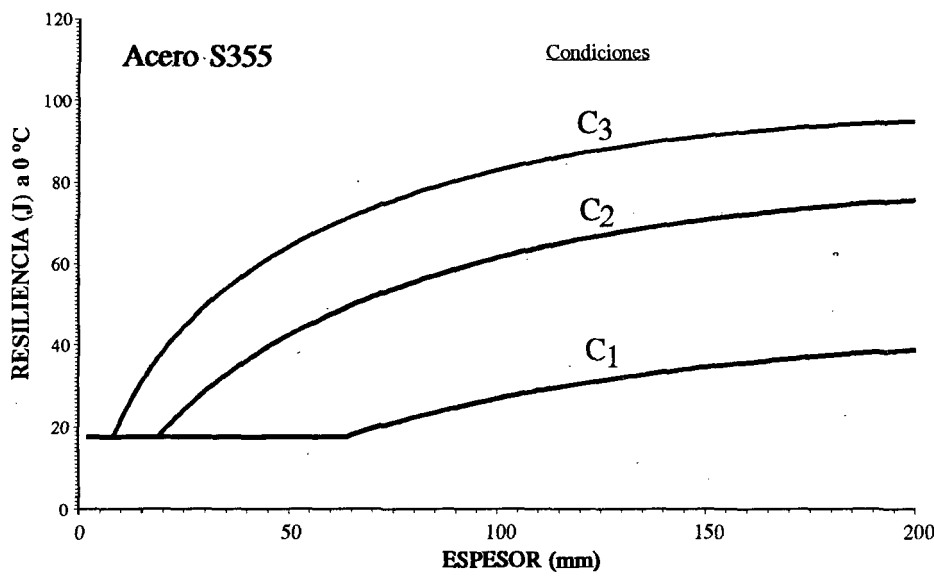


FIGURA 3.2.3.i).- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO S 355: RESILIENCIA CHARPY REQUERIDA PARA LA TEMPERATURA MINIMA DE SERVICIO DE 0°C.

3.2.4. CARACTERISTICAS COMUNES A TODOS LOS ACEROS ESTRUCTURALES

Se consideran los valores siguientes:

- | | |
|---|--|
| - Módulo de elasticidad | $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$ |
| - Módulo de elasticidad transversal | $G_a = 81.000 \text{ N/mm}^2$ |
| - Coeficiente de Poisson | $\nu = 0,3$ |
| - Coeficiente de dilatación térmica | $\alpha = 12 \times 10^{-6} [^\circ\text{C}]^{-1}$ |
| - Densidad | $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ |

A efectos de cálculo, el diagrama tensión-deformación del acero estructural puede idealizarse adoptando el correspondiente a un material elastoplástico.

3.3. ACEROS PARA ARMAR Y PRETENSAR

Los aceros de pretensado, serán conformes a lo establecido en la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado" (EP-93), del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente o normativa vigente que la sustituya. Otros tipos de acero pueden ser utilizados si cumplen normativas internacionales reconocidas, o si se verifica su adecuación experimentalmente.

Los aceros para armaduras serán conformes a lo establecido en la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91), del Ministerio de Obras Públicas y Transportes o normativa vigente que la sustituya.

3.4. ACEROS FORJADOS Y COLADOS PARA PIEZAS ESPECIALES

Los aceros forjados y colados serán conformes a lo establecido en las normas especializadas. Se prestará cuidadosa atención a los problemas relacionados con la rotura frágil y la soldabilidad. Para piezas forjadas, se podrá aplicar la Norma UNE 36086.

3.5. CABLES PARA TIRANTES

Los cables que se vayan a utilizar como tirantes estarán fabricados a partir de materiales conformes con lo establecido en normativas internacionales reconocidas.

3.6. HORMIGON

Las características del hormigón serán las especificadas en los *artículos 26 y 35* de la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91) y vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado" (EP-93), respectivamente o normativas vigentes que la sustituyan. Para cargas instantáneas se podrá emplear alternativamente la siguiente expresión, más ajustada, del módulo de elasticidad.

$$E_c(t) = E_{c,28} \sqrt{e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}}$$

siendo:

$E_c(t)$	módulo de elasticidad en el instante t
$E_{c,28}$	módulo de elasticidad a los 28 días
t	instante considerado, expresado en días, a partir de la fecha de hormigonado
s	parámetro función del tipo de cemento:
	0,20 para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido
	0,25 para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal
	0,38 para cementos con endurecimiento lento

Para $E_{c,28}$ se podrá tomar el valor:

$$E_{c,28} = 10.000 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

con f_{ck} y $E_{c,28}$ en [N/mm²]

Si se requiere una evaluación precisa de las deformaciones, podrá emplear el diagrama tensión-deformación que figura en el artículo 43.2 de la citada Instrucción EH-91.

Cuando se trate de cargas diferidas pueden utilizarse los valores del módulo de elasticidad efectivo que figuran en el apartado 4.4.2.

Otros valores que caracterizan al hormigón son:

- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica $\alpha = 10 \times 10^{-6} [^{\circ}\text{C}]^{-1}$

3.7. ELEMENTOS DE UNION

3.7.1. TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS

Según las presentes Recomendaciones, es aceptable el empleo de tornillos de las calidades 5.6, 8.8, y 10.9 de entre las reconocidas en la Norma UNE correspondiente.

Para la fijación de elementos provisionales de montaje o auxiliares sin misión resistente, se admite la posibilidad de emplear tornillos de calidad 4.6 de la Norma UNE correspondiente.

Los valores nominales del límite elástico f_{yb} y de la tensión de rotura f_{ub} tomados como valores característicos en los cálculos, son los siguientes:

Tipo	Calidad	f_{yb} [N/mm ²]	f_{ub} [N/mm ²]	Alargamiento mínimo en rotura ⁽¹⁾
Tornillos ordinarios	4.6	240	400	22%
Tornillos ordinarios	5.6	300	500	20%
Tornillos de alta resistencia	8.8	640	800	12%
Tornillos de alta resistencia	10.9	900	1000	9%

⁽¹⁾ Medido en probeta normalizada de longitud $L_o = 5,65 \sqrt{A_o}$

Las tuercas y arandelas tendrán las calidades que figuran en las Normas UNE correspondientes.

3.7.2. ELECTRODOS PARA SOLDADURAS

El material de aportación se elegirá en función del material base, de forma que sus características mecánicas (límite elástico, tensión de rotura, alargamiento en rotura y resiliencia), no sean inferiores a las de éste.

Las características técnicas de los electrodos deberán ser conformes a lo establecido en la normativa en vigor.

3.8. PERNOS CONECTADORES

El material utilizado para pernos conectadores deberá tener las siguientes características:

Límite elástico mínimo [N/mm²]	Tensión mínima de rotura [N/mm²]	Alargamiento mínimo en rotura [%] ⁽¹⁾
350	450	15

⁽¹⁾ Medido en probeta normalizada de longitud $L_o = 5,65 \sqrt{A_o}$

La relación entre la tensión de rotura y el límite elástico no será inferior a 1,20.

Las propiedades del material que se emplee, deberán ser las apropiadas para el procedimiento de soldadura que se vaya a utilizar.

3.9. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

En el Proyecto de Puentes Mixtos debe figurar la calidad de los diferentes materiales normalizados que se empleen, así como las características mecánicas exigidas a los materiales no normalizados.

En el caso de materiales no normalizados han de especificarse, igualmente, los tipos de control necesarios.

4.- ANALISIS ESTRUCTURAL

4.- ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1. GENERALIDADES

El método de análisis empleado debe servir para asegurar el equilibrio del conjunto del puente y de cada una de sus partes, para todas las posibles situaciones de cálculo, así como el cumplimiento de las condiciones de compatibilidad de deformaciones.

Los modelos de cálculo deben servir, también, para determinar el comportamiento de zonas singulares del puente, en las que las hipótesis clásicas de la resistencia de materiales no son aplicables.

En puentes en los que las deformaciones afecten al cálculo de esfuerzos, han de tenerse en cuenta los efectos de segundo orden según el *apartado 4.2.2*.

La determinación de solicitaciones (E.L.U.) y efectos de las acciones (E.L.S.) se puede realizar teniendo en cuenta la no linealidad del material (análisis global elastoplástico), tal como se indica en el *apartado 4.2.1*.

Ha de tenerse en cuenta la no linealidad derivada de los fenómenos de fluencia y fisuración del hormigón, mediante los criterios expuestos en los *apartados 4.4.2 y 4.4.3*.

En el caso de puentes atirantados, el comportamiento no lineal de los cables puede considerarse utilizando un módulo de elasticidad reducido.

En aquellos puentes en los que se prevea que su comportamiento pueda ser afectado por las condiciones de deformabilidad del terreno de cimentación, procede un análisis mediante métodos de cálculo que incorporen la modelización de la interacción terreno-puente.

Cuando las constantes de deformación del terreno puedan experimentar variaciones sensibles respecto a su valor medio estimado, en el cálculo han de tenerse en cuenta los valores extremos -máximos y mínimos- de dichas constantes dentro del rango probable de oscilación, establecido en el oportuno estudio geotécnico.

4.2. PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

4.2.1. METODOS DE CALCULO

Para la determinación de las solicitaciones (E.L.U.) en las diferentes secciones estructurales, así como para la determinación de la resistencia última de las secciones (E.L.U.), puede utilizarse alguno de los métodos que se reflejan en el cuadro siguiente:

Denominación del método	Determinación de solicitaciones (E.L.U.)	Determinación de la resistencia última de una sección (E.L.U.)
E/EC	ELASTICO (E)	ELASTICO CORREGIDO (EC)
E/P	ELASTICO (E)	PLASTICO (P)
E/EP	ELASTICO (E)	ELASTOPLASTICO (EP)
EP/EP	ELASTOPLASTICO (EP)	ELASTOPLASTICO (EP)

En los métodos E/EC y E/P, las solicitaciones se determinan considerando un comportamiento indefinidamente elástico de la sección. La resistencia última de la sección es función de sus dimensiones geométricas, características mecánicas del material y tipo de solicitación, pudiéndose aceptar plastificaciones en las zonas de tracción (según los *apartados* 6.3.3.1.1, 6.3.4.1.1 y 6.3.4.2.1) en el caso de secciones esbeltas o moderadamente esbeltas (EC), y plastificaciones, tanto en tracción como en compresión, cuando se trate de secciones compactas (P). Como paso previo a la determinación de la resistencia última de las secciones, es necesario proceder a su clasificación de acuerdo con los criterios establecidos en el *apartado* 6.3.3.1.1. En caso de que alguna sección resulte esbelta, se determina su sección reducida¹⁾ de acuerdo con el *apartado* 6.3.2.

Cuando se utilice el método E/EP, para la determinación de las solicitaciones, se considera, como en el caso anterior, que la estructura se comporta elásticamente, cualquiera que sea el nivel de las acciones que actúan sobre ella. Para la determinación de la resistencia última de las secciones, que hay que emplear en la comprobación de la seguridad en el "estado límite último", se utilizan las hipótesis de cálculo indicadas en los *apartados* 6.3.3.1.2, 6.3.4.1.1 y 6.3.4.2.1, con los valores de las deformaciones unitarias máximas que allí se indican y que se pueden admitir en las fibras extremas de las secciones transformadas¹⁾.

¹⁾ Según las Recomendaciones del presente documento, y a efectos de cálculo, se transforma la geometría real de las secciones bien para tener en cuenta la abolladura de placas metálicas comprimidas, bien para tomar en consideración la transferencia no uniforme de los esfuerzos por la flexibilidad de las secciones frente al esfuerzo rasante, bien para considerar la homogeneización de las secciones mixtas. En adelante, cuando se haga referencia a la transformación de una sección, se distinguirá, en función de su origen, entre sección reducida (abolladura), sección eficaz (flexibilidad frente al esfuerzo rasante) y sección homogeneizada, respectivamente.

En el método EP/EP se modeliza el comportamiento de las secciones estructurales mediante diagramas momentos-curvatura, deducidos a partir de las hipótesis de deformaciones unitarias y reducción de secciones especificadas para el método anterior, y se determinan las solicitaciones y los efectos de las acciones a partir de dichos diagramas.

Con los métodos E/EP y EP/EP, la sección reducida de cálculo se establece en función de las deformaciones unitarias de los elementos comprimidos.

En cualquiera de los métodos, se ha de tener en cuenta la transformación de secciones debida a la flexibilidad frente al rasante, según el *apartado 4.4*.

Las acciones a considerar para cada una de las situaciones serán, en todos los posibles métodos de cálculo, todas las que puedan actuar sobre el puente, con los coeficientes parciales de seguridad y de combinación definidos en el *capítulo 2*.

4.2.2. EVALUACION DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Para la evaluación de los efectos de segundo orden en puentes o elementos estructurales parcial o totalmente comprimidos, se han de tener en cuenta las imperfecciones geométricas, el efecto de las tensiones residuales y la no linealidad de los materiales. Con tal finalidad, se puede reducir la capacidad resistente de las diferentes secciones estructurales aplicando un adecuado coeficiente de reducción o bien amplificar las solicitaciones.

En el texto de estas Recomendaciones, se incluyen los valores de los coeficientes de reducción para soportes de sección constante, placas comprimidas y vigas en flexión que pueden pandear lateralmente. Dichos coeficientes se calculan asignando al elemento que está siendo evaluado una longitud equivalente de pandeo o, lo que es análogo, una carga crítica de pandeo basada en la teoría elástica de bifurcación de equilibrio. En el texto de las Recomendaciones se incluyen, también, criterios para determinar longitudes equivalentes de pandeo en soportes mixtos.

Para otros tipos estructurales, no contemplados explícitamente en estas Recomendaciones, la consideración de los efectos de segundo orden requiere la utilización de otros métodos. Se puede utilizar alguno de los siguientes:

- a) *Cálculo elástico (E) en segundo orden.*- Tiene en cuenta la no linealidad geométrica mediante el cálculo en segundo orden y las imperfecciones geométricas, el efecto de las tensiones residuales y la no linealidad de los materiales, mediante la consideración de una geometría de la estructura modificada respecto a la teórica por medio de unas imperfecciones iniciales equivalentes o conjuntos de fuerzas autoequilibradas, definidas en el *apartado 4.3* para los métodos de cálculo E/P y E/EP.

b) *Métodos no lineales de cálculo.*- Requieren una modelización adecuada de:

- las imperfecciones geométricas constructivas de los elementos estructurales (tolerancias según *capítulo 10*);
- las tensiones residuales existentes en las secciones;
- los diagramas tensión-deformación de los materiales.

Forma parte de este grupo, un cálculo elastoplástico (EP) en segundo orden en el que se modelicen las imperfecciones geométricas constructivas y las tensiones residuales mediante las imperfecciones iniciales equivalentes o conjuntos de fuerzas autoequilibradas, definidas en el *apartado 4.3* para el método de cálculo EP/EP.

En ambos casos han de efectuarse las comprobaciones necesarias considerando las acciones con sus correspondientes coeficientes parciales de seguridad y verificar que los esfuerzos de cálculo obtenidos cumplen las condiciones de resistencia a nivel de sección.

4.3. IMPERFECCIONES GEOMETRICAS EQUIVALENTES

Los efectos de la no linealidad del comportamiento del puente, de las tensiones residuales, de las imperfecciones constructivas y de las del material, pueden tenerse en cuenta mediante la modificación de la geometría inicial de los puentes, es decir, de la introducción de unas deformaciones geométricas equivalentes en el cálculo. Dichas deformaciones no tienen en cuenta los efectos de segundo orden.

Estas deformaciones geométricas equivalentes se definen como suma de las dos siguientes:

- a) Una curvatura en todas las barras comprimidas del puente, con forma parabólica de segundo grado, siendo la flecha máxima e_o . El valor de e_o depende de las imperfecciones constructivas y de las tensiones residuales, introducidas a través del factor de imperfección α del método de cálculo empleado, así como del tipo de sección transversal y se podrá tomar de la tabla 4.3.

Las expresiones indicadas están basadas en ensayos efectuados sobre elementos de dimensiones limitadas con imperfecciones constructivas iniciales del orden de $L/1000$, siendo L la longitud de la barra comprimida considerada. En piezas de grandes dimensiones se puede dar la situación de que las tolerancias admitidas garantizadas mediante controles sistemáticos durante la construcción lleven a imperfecciones constructivas inferiores. En estos casos, se podrán adoptar otros valores de e_o , siempre que se tenga adecuadamente en cuenta la influencia de las tensiones residuales.

TABLA 4.3.

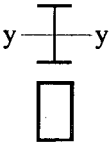
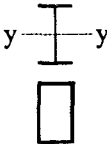
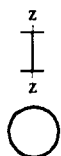
Método de cálculo	Tipo de sección	Pandeo respecto al eje	e_o
E/EC	Cualquiera	Cualquiera	$\alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_\gamma \frac{W_{el}}{A}$
E/P y E/EP		y - y	$1,33 \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_\gamma \frac{W_{pl}}{A}$
		z - z	$2,0 k_\gamma \frac{e_{eff}}{\eta}$
			$1,5 k_\gamma \frac{e_{eff}}{\eta}$

TABLA 4.3.

Método de cálculo	Tipo de sección	Pandeo respecto al eje	e_o
EP/EP		y - y	$\alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y \frac{W_{pl}}{A}$
		Cualquiera	
		z - z	$k_y \frac{e_{eff}}{\eta}$

con:

$k_y = (1 - k_\delta) + 2 k_\delta \bar{\lambda} \leq 1,0$

Factor de imperfección α según apartado 6.3.3.3.2	e_{eff}	k_δ
0,21	$l/600$	0,23
0,34	$l/380$	0,15
0,49	$l/270$	0,11
0,76	$l/180$	0,08

$\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

α factor de imperfección según apartado 6.3.3.3.2.

A área de la sección en el centro de la longitud de pandeo l_p

W_{el} módulo resistente elástico de la sección en el centro de la longitud de pandeo l_p

W_{pl} módulo resistente plástico de la sección en el centro de la longitud de pandeo l_p

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_y}{N_E}}$ esbeltez relativa

$N_E = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_p^2}$ carga crítica de Euler

N_y axil en la barra que produce la plastificación de alguna de sus secciones

$(EI)_e$ rigidez elástica equivalente a flexión de la sección en el centro de la longitud de pandeo l_p

A estos efectos, se considera como una barra al tramo de estructura comprendido entre dos secciones, denominadas extremos de la barra, cuyos desplazamientos en el plano del

pandeo están coaccionados elásticamente por otras barras de la estructura, o por apoyos o vínculos exteriores.

- b) Una inclinación de cada barra sin apoyo lateral, cuyo valor máximo absoluto es:

$$\phi = k_c k_s \phi_o$$

siendo:

$$\phi_o = \frac{1}{200}$$

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_c}} \geq 1,0$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_s}} \geq 1,0$$

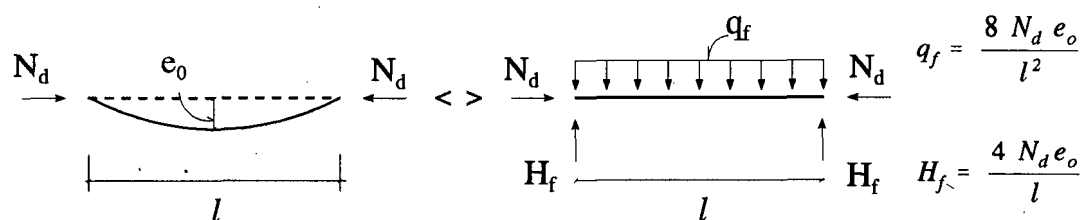
n_c número de pilares en el plano de pandeo considerado

n_s número de tramos verticales de los pilares en el plano de pandeo considerado

La geometría del modelo de cálculo es la que resulte de incorporar a la geometría teórica de la estructura, las "imperfecciones equivalentes" de cada una de las barras. Dichas imperfecciones, curvaturas e inclinaciones equivalentes, han de tener la posición que produzca en cada caso los efectos más desfavorables.

Las imperfecciones equivalentes pueden sustituirse, asimismo, a efectos de cálculo, por "cargas geométricas equivalentes", q_f y H_f , aplicadas en las barras sin imperfecciones, y que tendrán por valor:

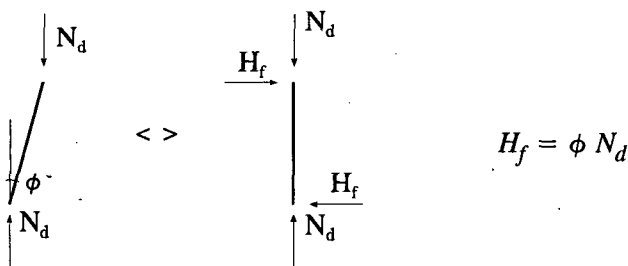
- a) En el caso de la curvatura de las barras:



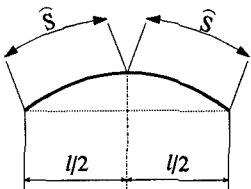
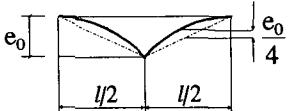
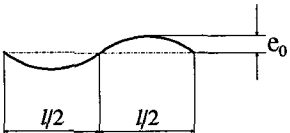
siendo:

N_d valor de cálculo del esfuerzo de compresión

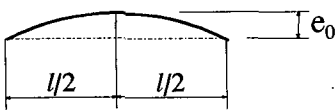
b) En el caso de la inclinación de las barras:



En el caso de estructuras en arco, cuando se analiza el pandeo en el plano del arco, han de considerarse las siguientes imperfecciones geométricas equivalentes:

		Forma de las imperfecciones geométricas equivalentes en el plano del arco (parábola)	Valor de $e_o \sqrt{\frac{f_y}{235}}$ para secciones correspondientes a las diferentes curvas de pandeo			
			a	b	c	d
1	Arco triarticulado con pandeo simétrico		$\frac{s}{400}$	$\frac{s}{300}$	$\frac{s}{200}$	$\frac{s}{150}$
2	Arco biarticulado, empotrado, triarticulado con pandeo antisimétrico		$\frac{l}{800}$	$\frac{l}{600}$	$\frac{l}{400}$	$\frac{l}{300}$

Cuando se analiza el pandeo fuera del plano del arco, han de considerarse las siguientes imperfecciones geométricas:

	Forma de las imperfecciones geométricas equivalentes fuera del plano del arco (parábola)	Valor de $e_o \sqrt{\frac{f_y}{235}}$ para secciones correspondientes a las diferentes curvas de pandeo			
		a	b	c	d
Arco triarticulado Arco biarticulado Arco empotrado		$\frac{l}{400}$	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{150}$

4.4. CARACTERISTICAS MECANICAS DE UNA SECCION

4.4.1. TRANSFORMACION DE SECCIONES POR FLEXIBILIDAD FRENTE AL RASANTE

Las características geométricas de la sección, a incorporar en los modelos de cálculo, deben englobar los efectos de la no linealidad existente en la transferencia de las tensiones rasantes en el encuentro de las almas con las alas de las vigas o de los elementos en cajón. Dichos efectos se pueden asimilar a una reducción en la sección de las alas de las vigas o cajones, que se determina de acuerdo con los criterios establecidos en el cuadro 4.4.1, donde ψ_{el} tiene el valor definido en el apartado 4.5.

Los criterios para la utilización de secciones transformadas se establecen también en el cuadro siguiente:

CUADRO 4.4.1.- ANCHURA DE LAS ALAS A CONSIDERAR EN DIFERENTES COMPROBACIONES

ESTADO LIMITE	DETERMINACION DE SOLICITACIONES	RESPUESTA ESTRUCTURAL (R)			
		Resistencia última	Comprobación tensional	Desplazamientos y vibraciones	Fisuración
ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	Anchura a considerar, según criterio del proyectista. En general, no es necesario considerar reducción de anchuras, excepto en casos de bajos valores de ψ_{el} o cuando las solicitaciones son muy sensibles al ancho considerado, como puede ser el caso de puentes en celosía, puentes en arco, puentes atirantados o determinadas situaciones durante las fases de montaje.	-	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}
ESTADOS LIMITE ULTIMOS ⁽¹⁾		SI ⁽²⁾ con anchura eficaz $\psi_{ult} = 2 \psi_{el}$ ($\psi_{ult} \geq 1$)	-	-	-
ESTADO LIMITE ULTIMO DE FATIGA		-	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}	-	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}

- (1) Además, en los elementos comprimidos con riesgo de inestabilidades locales, se considera una reducción adicional por este concepto, de acuerdo con lo que se establece en el apartado 6.3.2.
- (2) La sección eficaz se calcula aplicando un coeficiente ψ_{el} en los casos en que el comportamiento de la sección considerada sea fundamentalmente elástico lineal (ELS, Fatiga). En Estado Límite Ultimo, las deformaciones unitarias son sensiblemente superiores, lo que conduce al coeficiente ψ_{ult} .

A efectos de la determinación del diagrama momento-curvatura de una sección, se puede interpolar linealmente entre los dos valores anteriores, de manera que $\psi_{el} \leq \psi \leq \psi_{ult}$. Estos coeficientes son de aplicación, tanto para los elementos metálicos como de hormigón, comprimidos o traccionados.

4.4.2. HOMOGENEIZACION DE SECCIONES MIXTAS

Para el cálculo de las características mecánicas de una sección mixta sometida a flexocompresión, se sustituye el ancho de cada fibra de hormigón por el ancho reducido que se obtiene dividiendo por el coeficiente de equivalencia.

Se entiende por coeficiente de equivalencia, el cociente de los módulos de elasticidad del acero estructural y del hormigón.

$$n = \frac{E}{E_c}$$

El módulo de elasticidad del hormigón es función de las acciones consideradas y del método de cálculo seguido.

- Para acciones instantáneas, se toma un módulo de elasticidad $E_c(t)$, función del instante de actuación t de la carga, definido en el *apartado 3.6*.
- Para el análisis diferido de las acciones permanentes según el *apartado 4.6.1*, se considera un módulo de elasticidad efectivo del hormigón que se podrá evaluar por uno de los siguientes métodos:

Método del módulo efectivo:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{c,28}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

siendo:

$\varphi(t, t_0)$ coeficiente de fluencia definido en el artículo 26.9 de la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91) o normativa que la sustituya.

Para los casos de pequeñas variaciones de tensión en el hormigón, entre el instante t considerado y el de puesta en carga t_0 , el método proporciona resultados aceptables.

Método del módulo efectivo con edad ajustada:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{c,28}}{1 + j(t, t_0) \varphi(t, t_0)}$$

siendo:

$j(t, t_0)$ parámetro de ajuste de la función de fluencia.

El parámetro de ajuste $j(t, t_0)$, se puede evaluar con carácter general a partir de la expresión:

$$j(t, t_0) = \frac{\sigma_{t_0}}{\sigma_t} (1 - \kappa(t, t_0)) + \frac{\sqrt{e^{s \left(\sqrt{\frac{28}{t}} - 1 \right)} - 1}}{\varphi(t, t_0)} + \kappa(t, t_0)$$

siendo:

$\frac{\sigma_{t_0}}{\sigma_t}$ razón de las tensiones en el centro de gravedad del elemento de hormigón para los instantes t_0 y t

t_0 instante (días) de la puesta en carga del hormigón

s parámetro función del tipo de cemento y definido en el apartado 3.6.

$\kappa(t, t_0)$ coeficiente de envejecimiento del hormigón, que depende de:

- . la ley de variación de la tensión del hormigón en función del tiempo;
- . la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga;
- . el coeficiente de fluencia.

El coeficiente $\kappa(t, t_0)$ toma siempre valores menores que uno. Para el caso en que la variación de tensiones sea proporcional al coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$, el coeficiente de envejecimiento $\kappa(t, t_0)$ se debe determinar según las recomendaciones de textos especializados).

Para largo plazo, se puede tomar el valor medio $\kappa(\infty, t_0) = 0,8$ con lo que el parámetro de ajuste $j(\infty, t_0)$ toma el valor:

$$j(\infty, t_0) = 0,2 \frac{\sigma_{t_0}}{\sigma_\infty} + \frac{\sqrt{e^{s \left(\sqrt{\frac{28}{t}} - 1 \right)} - 1}}{\varphi(\infty, t_0)} + 0,8$$

Para la determinación de j , se puede seguir un proceso iterativo partiendo inicialmente del valor $j = 1$, determinando el correspondiente valor de σ_∞ que se vuelve a utilizar para determinar un nuevo valor de j y así sucesivamente.

El método descrito es suficientemente aproximado para la mayoría de las estructuras de puentes mixtos.

2) Valores de $\kappa(t, t_0)$ se pueden obtener, por ejemplo, a partir de los gráficos incluidos en el documento "Structural effects of Time-dependent Behaviour of Concrete" del CEB. Bulletin 215 (marzo 1993).

Las formulaciones establecidas para la evaluación del módulo efectivo del hormigón para cargas permanentes, sólo son válidas para tensiones en el hormigón menores que $0,40 f_{cm}(t_0)$, siendo $f_{cm}(t_0)$ la resistencia media a compresión en el instante de puesta en carga t_0 , y su valor:

$$f_{cm}(t_0) = f_{ck}(t_0) + 8 \quad \text{en [N/mm}^2\text{]}$$

- Para las acciones variables con el tiempo y proporcionales al coeficiente de fluencia, se considera un módulo de elasticidad efectivo para el hormigón, de valor:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{c,28}}{1 + 0,6 \varphi(t, t_0)}$$

4.4.3. FISURACION DEL HORMIGON

Una vez determinados los esfuerzos a partir de las secciones sin fisurar (secciones brutas), se recalcula la estructura, con el siguiente criterio de asignación de inercias en aquellas secciones en las que el hormigón está fraccionado:

- Si la deformación en la fibra más traccionada es menor que ε_{ct} (figura 4.4.3.a), se considera que la sección está sin fisurar y se mantendrá la inercia bruta I_b .
- Si la deformación en la fibra menos traccionada es mayor que ε_{cf} (figura 4.4.3.a), se considera que la sección está totalmente fisurada y se tomará la inercia fisurada I_f .
- Si no se cumple ninguna de las dos condiciones anteriores, se toma una inercia intermedia entre la bruta I_b y la fisurada I_f , que se podrá obtener por dos métodos:
 - A partir de una fórmula de interpolación, entre I_b e I_f que esté suficientemente sancionada por la práctica, para el tipo de estructura objeto de cálculo.
 - A partir del diagrama momento-curvatura de la sección, obtenido teniendo en cuenta la rigidización del hormigón entre fisuras. Para ello se podrán utilizar, a su vez, dos procedimientos:
 - Utilizando un diagrama ideal tensión-deformación del hormigón a tracción, con un valor máximo $f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3}$ y una rama de descarga tal y como muestra la figura 4.4.3.a), estando f_{ck} expresado en [N/mm²].

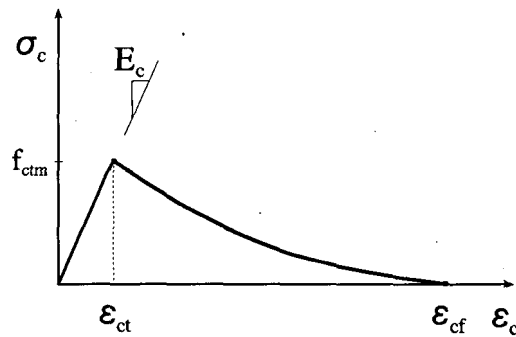


FIGURA 4.4.3.a)

Para ε_{cf} se toma la deformación correspondiente al límite elástico del acero de las armaduras.

Utilizando un diagrama ideal tensión-deformación para el acero de armar, como el que muestra la figura 4.4.3.b).

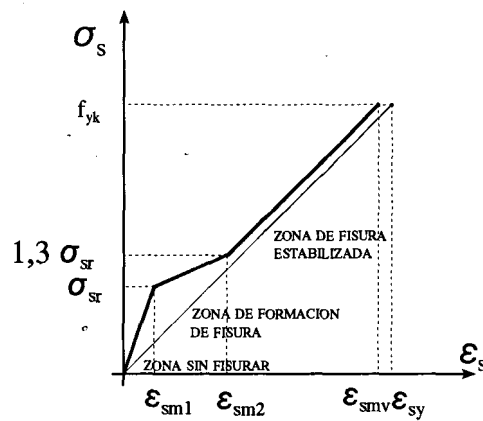


FIGURA 4.4.3.b)

siendo:

ε_{sy} deformación correspondiente al límite elástico del acero f_{yk} .

$$\varepsilon_{sm1} = \frac{1}{E_s} (\sigma_{sr} - \Delta \sigma)$$

$$\varepsilon_{sm2} = \frac{1}{E_s} (1,3 \sigma_{sr} - 0,4 \Delta \sigma) \quad [\text{Para acciones de corta duración}]$$

$$\varepsilon_{sm2} = \frac{1}{E_s} (1,3 \sigma_{sr} - 0,25 \Delta \sigma) \quad [\text{Para acciones de larga duración}]$$

$$\varepsilon_{smv} = \frac{1}{E_s} (f_{yk} - 0,4 \Delta \sigma)$$

En función del tipo de acción y del valor de la tensión en el acero, se puede elaborar el siguiente cuadro:

CUADRO 4.4.3.

Zona del diagrama	Acciones de corta duración	Acciones de larga duración o repetitivas
Formación de fisura	$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - \left(3 - 2 \frac{\sigma_s}{\sigma_{sr}} \right) \Delta \sigma \right]$	$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - \left(3,5 - 2,5 \frac{\sigma_s}{\sigma_{sr}} \right) \Delta \sigma \right]$
Fisura estabilizada	$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} (\sigma_s - 0,40 \Delta \sigma)$	$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} (\sigma_s - 0,25 \Delta \sigma)$

con
$$\Delta \sigma = f_{ctm} \left(\frac{A_{c,ef}}{A_s} + n \right) - \sigma_{sr}$$

siendo:

- f_{ctm} resistencia media a tracción del hormigón
- $A_{c,ef}$ área de hormigón de la zona traccionada definida en la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91) o normativa que la sustituya
- A_s área de armadura
- n coeficiente de equivalencia para el instante considerado
- σ_{sr} tensión de la armadura correspondiente al instante en que la deformación en la fibra más traccionada es ε_{ct}
- σ_s tensión en el acero de armar, calculada en la hipótesis de fisuración completa
- ε_{sm} deformación media del acero de armar considerando la rigidización por tracción del hormigón

De forma simplificada, los efectos de la fisuración pueden ser tenidos en cuenta considerando la inercia de la sección correspondiente al hormigón fisurado en una longitud igual al 15% del vano a cada lado de un apoyo, cuando en la sección de apoyo la tensión en la fibra más traccionada, determinada considerando la inercia de la sección sin fisurar, supera el valor de $0,15 f_{ck}$, y siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- vanos intermedios de luces similares (diferencias no mayores del 20%);
- vanos laterales compensados (del orden del 60% del vano tipo);
- canto constante.

4.5. ANCHURA EFICAZ ELASTICA

4.5.1. VIGAS O CAJONES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES

El valor de la anchura eficaz elástica será (figura 4.5.1.a):

$$b_e = \psi_{el} b$$

$$b_{1e} = \psi_{el} b_1$$

siendo los valores de ψ_{el} los especificados en la tabla 4.5, y la distribución de anchuras eficaces a lo largo de la viga, la representada en la figura 4.5.1.c). Para L se toma la distancia entre puntos de momento nulo o, como simplificación, los valores aproximados establecidos en la figura 4.5.1.d), siempre que la relación entre luces de vanos contiguos sea inferior a 1,5 y la longitud del voladizo inferior a la mitad de la luz del vano adyacente.

Cuando actúen simultáneamente cargas puntuales y cargas repartidas, el coeficiente ψ_{el} se puede deducir mediante la expresión:

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

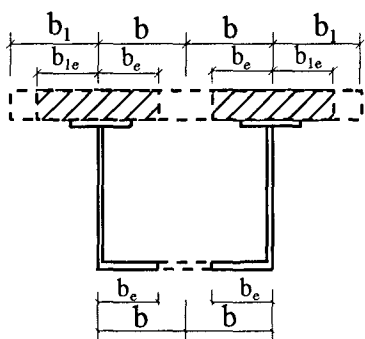
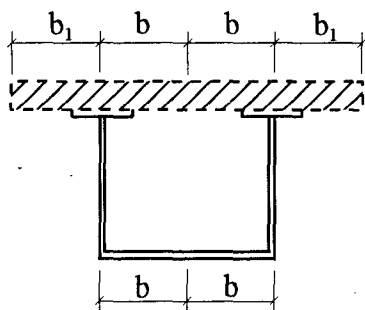


FIGURA 4.5.1.a)

donde:

M_i momento correspondiente a la carga i considerada aisladamente

$\psi_{el,i}$ coeficiente correspondiente a la carga i considerada aisladamente.

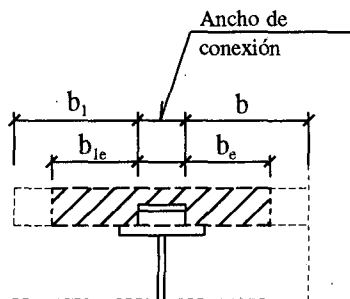
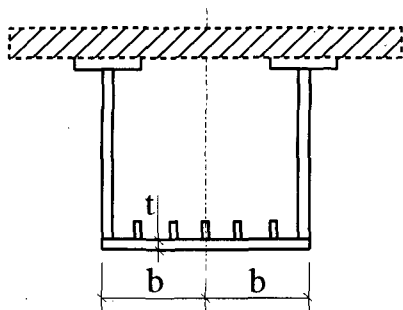


FIGURA 4.5.1.b)

Cuando sea necesario conocer la distribución de las tensiones a lo largo de las dimensiones b y b_1 , se puede utilizar el criterio definido en la figura 4.5.1.e).

En el caso de conexiones densas (tacos o similares), el ancho eficaz elástico calculado según el procedimiento anteriormente definido, se puede incrementar con el ancho de dicha conexión asignable a cada alma (figura 4.5.1.b).

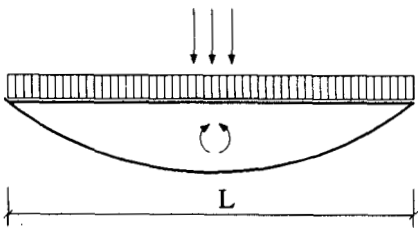
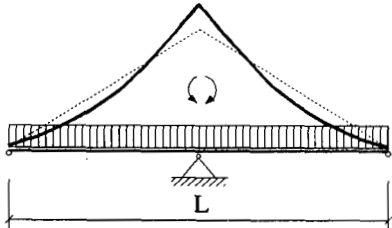
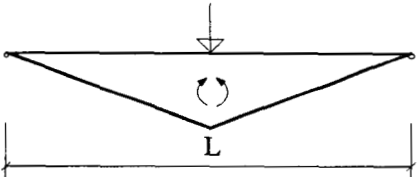
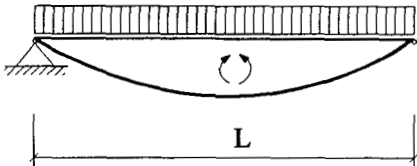
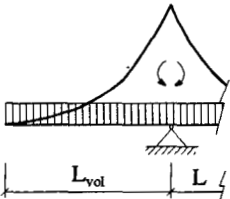
4.5.2. VIGAS O CAJONES CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES**FIGURA 4.5.2.**

Se utilizan las mismas expresiones que las establecidas en el apartado anterior, pero sustituyendo el ancho b por un ancho ficticio, b' , de valor:

$$b' = b \sqrt{1 + \frac{A_s}{b t}}$$

siendo A_s el área de los rigidizadores situados dentro de la anchura b de la placa de espesor t (figura 4.5.2).

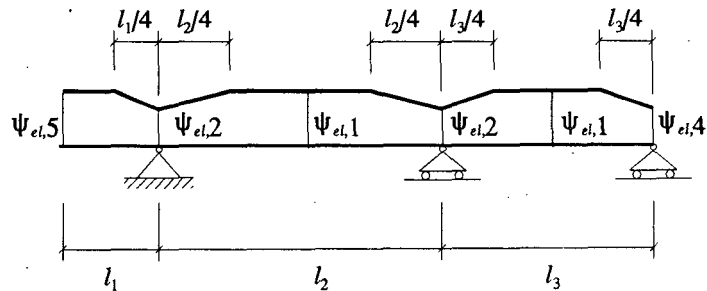
TABLA 4.5.

Caso	Coefficiente ψ_{el}
1. EN CENTRO DE VANO DE VIGAS ISOSTATICAS O CONTINUAS 	$\psi_{el,1} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20} \quad (1)$ $\psi_{el,1} = 1 \quad \frac{b}{L} < \frac{1}{20} \quad (1)$
2. EN APOYOS DE VIGAS CONTINUAS O EN APOYOS DE VOLADIZOS 	$\psi_{el,2} = \frac{1}{1 + 6 \left(\frac{b}{L}\right) + 1,6 \left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20} \quad (1)$ $\psi_{el,2} \text{ interpolación lineal entre } 0,767 \text{ y } 1,0 \quad \frac{1}{50} < \frac{b}{L} < \frac{1}{20} \quad (1)$ $\psi_{el,2} = 1 \quad \frac{b}{L} \leq \frac{1}{50} \quad (1)$
3. EN CENTRO DE VANO DE VIGAS PARA EL CASO DE LEYES DE MOMENTOS TRIANGULARES (p.e. cargas especiales durante el montaje) 	$\psi_{el,3} = \frac{1}{1 + 4 \left(\frac{b}{L}\right) + 3,2 \left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20} \quad (1)$ $\psi_{el,3} \text{ interpolación lineal entre } 0,828 \text{ y } 1,0 \quad \frac{1}{50} < \frac{b}{L} < \frac{1}{20} \quad (1)$ $\psi_{el,3} = 1 \quad \frac{b}{L} \leq \frac{1}{50} \quad (1)$
4. EN APOYO EXTREMO DE VIGAS 	$\psi_{el,4} = \left(0,55 + 0,025 \frac{L}{b}\right) \psi_1 \leq \psi_1 \quad (1)$
5. EN VOLADIZOS 	$\psi_{el,5} = 1 \quad L_{vol} \leq \frac{L}{2}$ donde: L luz del vano adyacente al voladizo

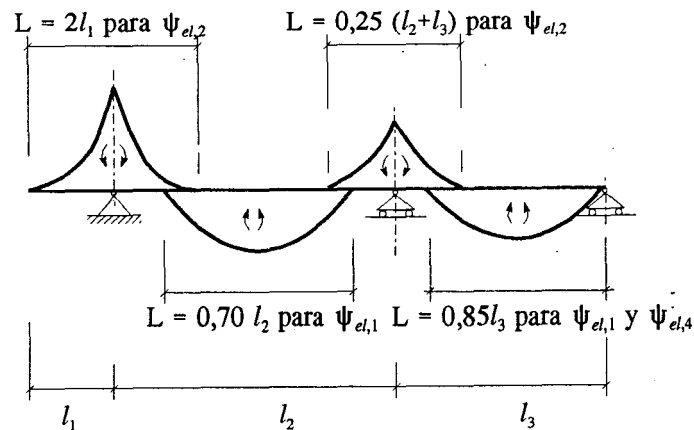
(1) b o b_1

FIGURA 4.5.1.

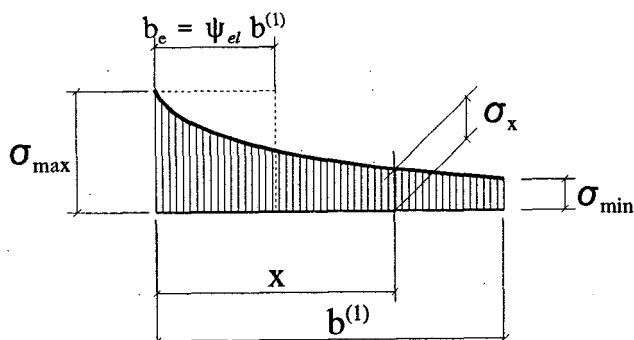
c). DISTRIBUCION DE ANCHURAS EFICACES



d). DETERMINACION APROXIMADA DE LONGITUDES EFICACES



e). DISTRIBUCION TRANSVERSAL DE TENSIONES



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

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

$$\sigma_x = \sigma_{min} + (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \left(1 - \frac{x}{b}\right)^4 \quad (1)$$

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

$$\sigma_x = 0$$

$$\sigma_x = \sigma_{max} \left(1 - \frac{x}{5 \psi_{el} b}\right)^4 \quad \text{para } x \leq 5 \psi_{el} b^{(1)}$$

(1) b o b_1

4.6. ANALISIS DIFERIDO

Los únicos esfuerzos objeto de redistribución debido al comportamiento diferido del hormigón, son los correspondientes a las acciones permanentes que actúan sobre la sección mixta, tomados con su valor característico, y los efectos de la retracción.

El cálculo de los esfuerzos y movimientos para el estado final del puente, se puede realizar por alguno de los métodos que se exponen a continuación.

4.6.1. METODO DEL MODULO EFECTIVO

- a) *Cálculo simplificado.*- Para puentes isostáticos o aquellos en que las reacciones hiperestáticas sufran modificaciones poco relevantes entre el estado inicial y final, se han de considerar los mismos estados de carga del análisis a tiempo inicial tomando, en este caso, las características mecánicas de las secciones homogeneizadas para el estado final, de acuerdo con los criterios establecidos en el apartado 4.4.2. Este caso se da cuando la relación entre las inercias en el estado inicial y final, son sensiblemente iguales para todas las secciones de la estructura.
- b) *Cálculo detallado.*- Cuando las reacciones hiperestáticas entre el estado inicial y final sean muy diferentes o se pretenda realizar un análisis más preciso, se procede como se indica a continuación.

El estado final del puente se obtiene por superposición de los estados de carga siguientes:

- ESTADO (I): se liberan las vinculaciones hiperestáticas, reacciones verticales en general, considerando la actuación de la carga permanente y las reacciones hiperestáticas calculadas para el estado inicial. Las características mecánicas de las secciones son las homogeneizadas para el estado final y para acciones permanentes.
- ESTADO (II): sobre la estructura isostática se consideran los movimientos impuestos en los puntos de ubicación de las vinculaciones hiperestáticas y obtenidos en el ESTADO (I). Las características mecánicas de las secciones son las homogeneizadas para acciones variables con el tiempo y afines al coeficiente de fluencia, de acuerdo con los criterios establecidos en el apartado 4.4.2.

Para el caso de puentes continuos hormigonados por fases se han de analizar, dentro del ESTADO (I), tantas estructuras como fases haya. El ESTADO (II) está formado por un solo estado de carga considerando los movimientos impuestos, obtenidos como suma de todas las fases calculadas en el ESTADO (I).

4.6.2. ANALISIS PASO A PASO EN EL TIEMPO

Los análisis paso a paso en el tiempo suponen un planteamiento incremental que, dada su complejidad práctica, son únicamente aconsejables en puentes mixtos muy singulares, en los que sea posible un control preciso de los parámetros de fluencia. La aplicación del método ha de hacerse de acuerdo con la bibliografía especializada.

4.7. RIGIDEZ A TORSION

Para el cálculo del módulo de torsión de secciones mixtas, se ha de considerar un espesor reducido de la losa de hormigón igual a:

$$e_{red} = e \frac{G_c}{G_a}$$

siendo:

- e espesor de la losa
- G_c módulo de elasticidad transversal del hormigón
- G_a módulo de elasticidad transversal del acero estructural

También se ha de considerar la posible pérdida de rigidez del hormigón por fisuración a flexión o torsión, así como el comportamiento no lineal del hormigón antes de la fisuración.

Para tener en cuenta estos fenómenos, a falta de una determinación más precisa, se han de tomar para G_c los valores siguientes:

— Acciones instantáneas:

- $G_c = 0,30 E_c$ secciones no fisuradas
- $G_c = 0,10 E_c$ secciones fisuradas a flexión
- $G_c = 0,05 E_c$ secciones fisuradas por torsión

— Acciones diferidas:

- $G_c = \frac{0,30 E_c}{1 + \varphi(t, t_o)}$ secciones no fisuradas
- $G_c = \frac{0,10 E_c}{1 + 0,3 \varphi(t, t_o)}$ secciones fisuradas a flexión
- $G_c = \frac{0,05 E_c}{1 + 0,3 \varphi(t, t_o)}$ secciones fisuradas por torsión

Eventualmente, se puede considerar la influencia de la armadura y la posible rigidización del cajón metálico de acuerdo con los criterios establecidos en las "Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras" (R.P.M.).

Si la losa de hormigón es solidaria con una chapa de espesor t , se ha de considerar un espesor equivalente igual a:

$$e_{eq} = t + e \frac{G_c}{G_a}$$

5.- COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

5.- COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

5.1. GENERALIDADES

De acuerdo con lo establecido en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" vigente, ha de verificarse el comportamiento de la estructura para los estados límite que se relacionan, y en las condiciones establecidas en los siguientes apartados.

A efectos del cálculo de tensiones y deformaciones, los criterios objeto de consideración son los establecidos en el *capítulo 4* en relación con los siguientes conceptos:

- Efectos diferidos debidos a la fluencia y retracción según el *apartado 4.6*
- Fisuración del hormigón según el *apartado 4.4.3*
- Reducción por flexibilidad frente al rasante según el *apartado 4.4.1*
- Homogeneización de las secciones según el *apartado 4.4.2*
- Rigidez a torsión según el *apartado 4.7*
- Las tensiones autoequilibradas debidas a la temperatura y el pretensado.

5.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA

Las deformaciones para la combinación poco probable establecida en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" vigente, no han de afectar a la apariencia o funcionalidad de la obra.

Existirá una contraflecha tal que, para la carga permanente, resulte una geometría coherente con la rasante prevista en el trazado. La contraflecha será un valor intermedio entre la estrictamente necesaria a tiempo cero y la que se necesitaría una vez estabilizados los efectos diferidos de fluencia y retracción. Si Δf_{dif} es la variación de flecha en el centro de vano entre la situación inicial y final, existirá, en general, una contraflecha igual a la flecha provocada por las acciones permanentes a tiempo cero y una parte de Δf_{dif} de valor genérico $p \cdot \Delta f_{dif}$. En estas condiciones, la variación de flecha máxima $r \cdot \Delta f_{dif}$, entre la situación inicial y final con respecto a la rasante teórica, tendrá como límite los siguientes valores:

	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	L/2000	L/1200	L/800
Puentes de varios vanos isostáticos	L/4000	L/2300	L/1600
Puente continuo	L/1500	L/900	L/600

siendo:

Δf_{dif} variación de flecha de un vano entre la situación inicial y la final
 L luz del vano
 $r = \max \{ p, 1 - p \}$

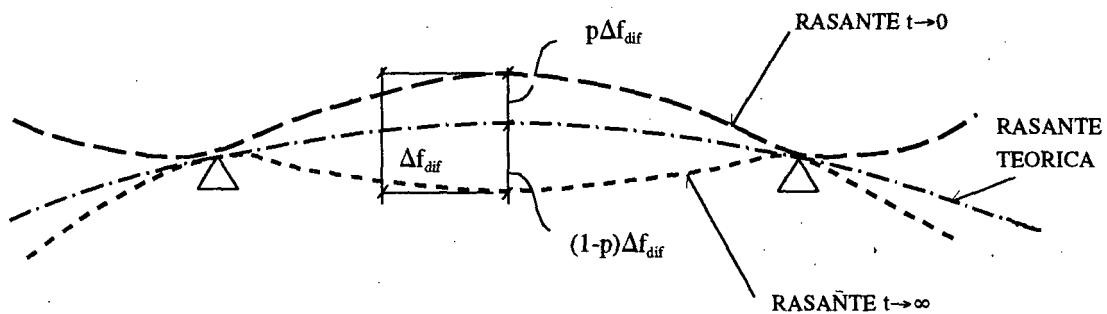


FIGURA 5.2.

A falta de estudios más detallados en relación con el comportamiento dinámico del puente, la flecha correspondiente a la parte de las sobrecargas de la combinación frecuente, no superará los valores siguientes:

- . $L/1000$ en puentes de carretera
- . $L/1200$ en pasarelas peatonales y en puentes urbanos con aceras accesibles

Las deformaciones producidas por la ejecución de uniones soldadas, durante la fabricación y el montaje del puente, han de compensarse con contraflechas adicionales o contrarrestarse con procedimientos adecuados de ejecución.

La geometría del puente deformado debe asegurar que no se producen posibles zonas de acumulación de agua, teniendo en cuenta el sistema de drenaje establecido.

5.3. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES DEL ALMA

En el caso de almas de gran esbeltez las deformaciones transversales que se pueden producir en condiciones de servicio, no deben provocar ninguno de los siguientes efectos:

- a) apariencia inaceptable de la obra
- b) inquietud respecto a la seguridad de la estructura
- c) cambio brusco en la configuración del equilibrio
- d) riesgo de fisuración por fatiga del encuentro alma-ala del elemento

Se puede considerar que las deformaciones transversales no superan los valores que provocan alguno de los efectos señalados, cuando se haya limitado la esbeltez del alma, de acuerdo con los siguientes criterios:

- Las **zonas no rigidizadas** del alma cumplen la condición:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1 \tau_{cr}} \right)^2 \leq 1$$

siendo:

- σ tensión máxima debida a la combinación frecuente de las acciones (compresión positiva, tracción negativa)
- τ tensión tangencial debida a la combinación frecuente de las acciones
- $\sigma_{cr} = \varepsilon_{cr} E_a$ tensión crítica elástica de abolladura
- ε_{cr} deformación unitaria crítica de abolladura según *apartado 6.3.2.1*
- E_a límite elástico del acero estructural
- τ_{cr} tensión crítica de abolladura, determinada según el *apartado 6.3.3.2*

En el caso de almas rigidizadas longitudinalmente se considera que éstas equivalen a un conjunto de subpaneles que se comprobarán independientemente.

- En **vigas rectas sin rigidizadores longitudinales** de alma, la esbeltez del alma está limitada según la fórmula:

$$\frac{b}{t} \leq 0,55 \frac{E_a}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

siendo:

- b altura total del alma
- t espesor del alma
- f_y límite elástico del acero del ala comprimida
- A_w área del alma
- A_f área del ala metálica comprimida

En almas con rigidizadores longitudinales se aplica la condición anterior a los subpaneles.

En el caso de un ala con curvatura en el plano del alma, se tienen en cuenta las fuerzas de desvío en la verificación de la estabilidad del alma.

Se recomienda, por otra parte, respetar los siguientes valores orientativos para la esbeltez del alma:

1º) Almas sin rigidizadores longitudinales

a) *Almas con rigidizadores transversales sólo en apoyos:*

$$\frac{b}{t} \leq 100 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

b) *Almas con rigidizadores transversales*

- Zona de apoyos de vigas continuas, en donde los valores máximos del momento flector y del esfuerzo cortante son prácticamente concomitantes:

$$\frac{b}{t} \leq 160 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

- Zonas situadas en el centro de vigas isostáticas y continuas donde el esfuerzo cortante es muy pequeño:

$$\frac{b}{t} \leq 240 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

- Zonas de apoyo de vigas isostáticas, en las que el momento flector es nulo o muy reducido:

$$\frac{b}{t} \leq 200 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

2º) Almas con rigidizadores longitudinales y transversales

- Zona de apoyos de vigas continuas, en donde los valores máximos del momento flector y del esfuerzo cortante son prácticamente concomitantes:

$$\frac{b}{t} \leq 250 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

- Zonas situadas en el centro de vigas isostáticas y continuas donde el esfuerzo cortante es muy pequeño:

$$\frac{b}{t} \leq 350 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

- Zonas de apoyo de vigas isostáticas, en las que el momento flector es nulo o muy reducido:

$$\frac{b}{t} \leq 300 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

siendo:

- b altura total del alma
- t espesor del alma
- f_y límite elástico del acero del alma

5.4. ESTADO LIMITE DE VIBRACIONES

Cuando se utilicen tipos de puentes sensibles a las vibraciones, procede comprobar que no se pueden presentar fenómenos de resonancia y que las acciones no producen oscilaciones inaceptables desde el punto de vista de fatiga. Estos casos hay que examinarlos en el marco de la verificación de la seguridad del puente.

En el caso de puentes con zonas transitables por peatones, no deben producirse vibraciones desagradables o que causen inquietud.

Tales condiciones se cumplen cuando la máxima aceleración vertical que pueda producirse, en $[m/s^2]$, no supere el valor de $0,5 \sqrt{f_o}$ en ningún punto transitable por peatones, siendo f_o la frecuencia del primer modo de vibración vertical, expresada en hertzios.

En ausencia de cálculos específicos, la aceleración máxima es admisible cuando se cumpla la siguiente condición:

a) En pasarelas peatonales:

$$y_e \leq \frac{\sqrt{f_o}}{80 f_o^2 k \psi}$$

donde:

- y_e flecha estática producida por el peatón de 750 N situado en el punto de máxima deflexión, en [m]
- f_o frecuencia principal de vibración en [Hz]
- k factor de configuración, según tabla 5.4.a)
- ψ factor de respuesta dinámica, según tabla 5.4.b)

Tabla 5.4.a)

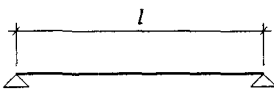
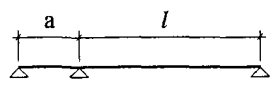
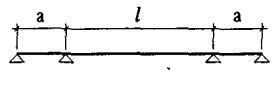
Configuración	a/l	k
	0	1,0
	1,0 0,8 < 0,6	0,7 0,9 1,0
	1,0 0,8 < 0,6	0,6 0,8 0,9

Tabla 5.4.b)

l (m)	ψ
10	4,9
20	7,6
30	10,0
40	11,8
50	13,3

b) En puentes de carretera:

$$y_e \leq \sqrt{f_o} \frac{l f_o - 18}{2.000 f_o^2}$$

siendo:

y_e flecha estática, en [m], producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m² centrada en el vano mayor y extendida a todo el ancho de la calzada y a una longitud a , expresada en [m], de valor:

$$a = \frac{9}{b} + 0,06 l$$

donde b es el ancho total de la calzada, en [m]

f_o frecuencia del primer modo de vibración vertical, en [Hz]

l luz del vano mayor, en [m]

La expresión anterior no es de aplicación en puentes singulares cuyo esquema estructural difiera sensiblemente del modelo viga.

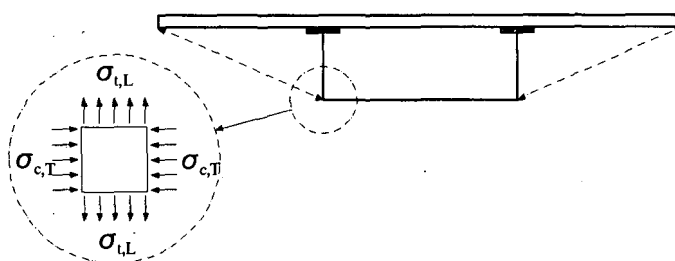
5.5. ESTADO LIMITE DE PLASTIFICACIONES LOCALES

En condiciones de servicio, procede realizar comprobaciones tensionales con los objetivos siguientes:

- Garantizar un comportamiento cuasi-lineal del puente ante las cargas de servicio, a efectos de la validez de los modelos de cálculo usualmente adoptados para el control de los restantes estados límite de servicio.
- Acotar los posibles fenómenos de acumulación de deformaciones plásticas remanentes ante sobrecargas repetitivas.
- Evitar los fenómenos de fatiga oligocíclica (de bajo número de ciclos), no contemplados en los modelos de comprobación del estado límite de fatiga incluidos en estas Recomendaciones.
- Controlar los fenómenos de microfisuración longitudinal en hormigones comprimidos.

Con tal finalidad, y como alternativa a otros posibles procedimientos, ha de realizarse una comprobación tensional en los casos siguientes:

- alas comprimidas o en tracción en las que el coeficiente reductor ψ_{el} , determinado según el apartado 4.5, sea inferior a 0,60;
- alas y almas comprimidas o en tracción solicitadas simultáneamente por tensiones tangenciales, provocadas por un esfuerzo cortante y/o un esfuerzo de torsión, en caso de que se admitan deformaciones unitarias superiores a $\varepsilon_y = f_y / E$ en la determinación de la resistencia última de la sección;
- zonas de vano de secciones metálicas con puntales inclinados para soportar grandes voladizos;



- zonas donde existan tensiones principales en dos o tres direcciones provocadas por las acciones correspondientes a la combinación considerada;
- en general, zonas singulares como diafragmas de apoyo, anclajes de puentes atirantados o zonas de introducción de cargas concentradas.

Para los casos citados, la tensión de comparación resultante en el acero σ_{co} no debe superar los valores siguientes:

- Combinación frecuente: $0,75 f_y$
- Combinación poco probable: $0,90 f_y$

Como tensión de comparación, referida a las tensiones principales σ_I , σ_{II} , σ_{III} , el valor a considerar es:

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

Ninguna de las tensiones principales debe superar el valor de $1,4 f_y$ en los casos de tracción o compresión triple.

Cuando se trate de un estado plano de tensiones, la tensión de comparación será:

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

Además, la tensión máxima de compresión en el hormigón no debe superar los límites siguientes:

- Combinación frecuente: $0,500 f_{ck,j}$
- Combinación poco probable: $0,625 f_{ck,j}$

Cuando el hormigón se encuentra confinado, puede calcularse con valores superiores siempre y cuando éstos se justifiquen adecuadamente.

5.6. ESTADO LIMITE DE FISURACION

5.6.1. CRITERIOS GENERALES

Es necesario controlar que la fisuración del hormigón traccionado se mantiene dentro de límites aceptables.

En general, se consideran aceptables fisuras de 0,3 mm de anchura característica, excepto en ambientes urbanos o industriales muy contaminados, entendiéndose por tales, aquéllos en los que la concentración de SO_2 , medida por su velocidad de deposición, supera los 110 mg/(m² día).

El control de fisuración se logra disponiendo un mínimo de armaduras corrugadas y limitando el diámetro y separación de dichas armaduras.

En la evaluación del control de la fisuración, se considera la combinación casi permanente de cargas y se tiene en cuenta la influencia del proceso de construcción del puente.

En puentes mixtos armados, se pueden utilizar los criterios establecidos en la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91) o normativa que la sustituya. En el caso de puentes mixtos pretensados, son válidos los criterios de la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado" (EP-93) o normativa que la sustituya. En ambos casos, se puede recurrir a procedimientos internacionalmente aceptados.

Alternativamente, en el caso de secciones mixtas armadas en que la anchura característica aceptable de las fisuras sea de 0,3 mm, se puede considerar que la fisuración está controlada cuando se disponga al menos la armadura mínima especificada en el apartado 5.6.2 y la separación máxima entre barras corrugadas esté dentro de los límites indicados en el apartado 5.6.3.

5.6.2. CALCULO DE LA ARMADURA MINIMA PARA LOSAS ARMADAS

En general, se puede considerar como suficiente la armadura mínima que resulta de la expresión siguiente:

$$A_s = 0,1 k_c f_{ck} \frac{A_c}{\sigma_{st}}$$

siendo:

- A_s área de la armadura corrugada perpendicular a la dirección de las tensiones de tracción
- A_c área de la parte traccionada de la losa, determinada para la sección eficaz elástica de la losa antes de la fisuración
- f_{ck} resistencia característica del hormigón
- σ_{st} máxima tensión permitida en la armadura después de la fisuración, cuyo valor, que no debe superar al límite elástico f_{yk} de las armaduras, es función del diámetro de las barras, tal como figura en la tabla siguiente.

TABLA 5.6.2.a)

DIAMETRO DE LAS BARRAS CORRUGADAS ϕ [mm]	TENSION MAXIMA EN LAS ARMADURAS σ_{st} [N/mm ²]
32	160
25	200
20	240
16	280
12	320
10	360
8	400
6	450

El coeficiente, k_c , tiene en cuenta la influencia de la forma en que se distribuyen las tracciones en el espesor de la losa, inmediatamente antes de su fisuración. Se puede determinar mediante la expresión siguiente:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_n}} \leq 0,70$$

siendo:

h_c espesor de la losa de hormigón, si éste es constante; o su espesor máximo, en caso contrario (no se considerarán, a estos efectos, los eventuales recrecidos de la losa localizados sobre el ala de las vigas a las que esté conectada).

z_n distancia entre el centro de gravedad de la sección mixta sin fisurar homogeneizada para acciones instantáneas y sin considerar las armaduras, y el centro de gravedad de la losa, también sin fisurar y sin considerar las armaduras. Las características mecánicas de la sección se evaluarán según el apartado 4.4.

La armadura mínima así calculada se ha de extender a la anchura eficaz elástica de la losa. En las otras zonas de la losa debe disponerse, además, una armadura mínima por retracción y temperatura determinada, de acuerdo con la siguiente tabla:

TABLA 5.6.2.b)

TIPO DE ACERO	CUANTIA GEOMETRICA [‰]
AEH-400	1,8
AEH-500	1,5

5.6.3. SEPARACION MAXIMA ENTRE ARMADURAS

La armadura dispuesta, igual o superior a la determinada en el apartado 5.6.2, cumplirá los límites de separación entre barras indicados en la tabla siguiente.

TABLA 5.6.3.

TENSION EN LAS ARMADURAS σ_s [N/mm ²]	DISTANCIA MAXIMA ENTRE BARRAS [mm]
160	200
200	150
240	125
280	75
320	-
360	-
400	-
450	-

El valor de σ_s , tensión en las armaduras que figura en la tabla 5.6.3, se puede calcular mediante la expresión aproximada siguiente:

$$\sigma_s = \sigma_{s,o} + \frac{f_{ck} A_c}{25 A_s \alpha}$$

siendo:

$\sigma_{s,o}$ tensión en las armaduras sin considerar el hormigón traccionado

A_c y A_s áreas del hormigón y de las armaduras definidas en el artículo anterior

$\alpha = \frac{I A}{I_a A_a}$ relación del producto del área por la inercia de la sección mixta, sin tener en cuenta el hormigón traccionado (I , A), y la sección de acero estructural considerada aislada (I_a , A_a)

5.6.4. LOSAS ARMADAS APOYADAS EN ELEMENTOS DISPUESTOS TRANSVERSALMENTE AL EJE DEL TABLERO

Cuando la losa del tablero se apoya en elementos metálicos, mixtos o de hormigón dispuestos transversalmente al eje longitudinal del tablero, hay que analizar, en la zona de flexión negativa, el efecto conjunto del esfuerzo cortante en la losa provocado por las acciones exteriores y la tracción debida a la flexión general del tablero. Para espesores reducidos de losa y en caso de no disponer armadura de esfuerzo cortante, este efecto puede ser determinante; siendo preciso garantizar la resistencia de la losa por medio de ensayos, dado que en la actualidad, las normativas no incluyen valores realistas de resistencia a esfuerzo cortante para altas cuantías de armadura longitudinal.

Por condiciones de fisuración, ha de disponerse una cuantía mínima del 1 %, limitando la anchura característica de fisura a 0,2 mm para ambientes normales.

5.7. ESTADO LIMITE DE DESLIZAMIENTO DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

En el caso de uniones atornilladas con tornillos de alta resistencia, ha de comprobarse la ausencia de deslizamientos entre los elementos que se unan, de acuerdo con lo establecido en el apartado 8.2.3.2.

6.- COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LIMITE ULTIMOS

6.- COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LIMITE ULTIMOS

6.1. GENERALIDADES

Los puentes objeto de estas Recomendaciones, han de ser comprobados para cada uno de los estados límite últimos establecidos en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" vigente.

6.2. ESTADO LIMITE DE EQUILIBRIO

Para todas las situaciones de cálculo que se puedan presentar durante toda la vida del puente, durante las fases de montaje y, eventualmente, en los casos de reparación o refuerzo estructural, debe verificarse la condición establecida en la Instrucción citada en el apartado anterior:

$$E_{d, \text{dst}} \leq E_{d, \text{stb}}$$

utilizando para ello los coeficientes parciales de seguridad fijados al efecto.

De acuerdo con lo establecido en dicha Instrucción, se ha de tener en cuenta, en general, que el peso propio puede variar entre los diferentes elementos de una estructura y, por ello, son aplicables diferentes coeficientes parciales de seguridad, según su efecto sea estabilizador o desestabilizador.

Cuando otras cargas permanentes contribuyan favorablemente a la estabilidad del puente pero puedan no estar presentes en alguna de las situaciones que se deben verificar, debe considerar, a estos efectos, que tienen el carácter de variables y aplicarles los coeficientes de seguridad correspondientes.

En el caso de que se dispongan tirantes, anclajes u otros elementos singulares para asegurar el cumplimiento de las condiciones de equilibrio, su capacidad resistente se debe considerar como una fuerza estabilizadora que se determina aplicando los siguientes coeficientes parciales de seguridad para la resistencia:

- | | | |
|----------------------------|-------|----------------------|
| • Situaciones permanentes | | $\gamma_M \geq 1,5$ |
| • Situaciones transitorias | | $\gamma_M \geq 1,25$ |

La resultante del conjunto de acciones que actúan en el puente ha de estar, en todas las situaciones, en equilibrio con las tensiones inducidas en el terreno, teniendo en cuenta sus características geotécnicas.

6.3. ESTADO LIMITE DE ROTURA

6.3.1. GENERALIDADES

La seguridad de un puente se considera verificada si se cumple la siguiente condición:

$$S_d \leq R_d$$

siendo:

S_d valor de cálculo de la sollicitación que actúa sobre cada sección
 R_d valor de cálculo de la resistencia última de dicha sección

Los valores de S_d se han de determinar a partir de los criterios establecidos en el capítulo 4 y en los criterios de seguridad de la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" vigente.

Esta verificación se realiza en el estado final y en todas las etapas del proceso constructivo, para los valores de cálculo de las acciones correspondientes a cada situación y para el esquema estructural correspondiente a cada una de las posibles situaciones.

El efecto de las deformaciones, las imperfecciones geométricas, la no linealidad de los materiales y las tensiones residuales se tienen en cuenta, en general, al evaluar los esfuerzos últimos de las secciones R_d , de acuerdo con los criterios establecidos en los apartados siguientes. Además, los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, deben ser:

· resistencia última de una sección	$\gamma_M = 1,00$
· resistencia última de una unión	$\gamma_M = 1,25$
· resistencia última de un diafragma	$\gamma_M = 1,25$

Dado que el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de una sección es $\gamma_M = 1,0$, se ha omitido en la formulación de los esfuerzos últimos resistentes.

Los coeficientes correspondientes a la comprobación de la seguridad frente a la fatiga se especifican en el apartado 9.5.

Por otra parte, los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia de los materiales empleados en puentes mixtos, son:

· hormigón	$\gamma_c = 1,50$
· armaduras	$\gamma_s = 1,15$
· acero estructural	$\gamma_a = 1,10$

Para la determinación de los momentos flectores y esfuerzos axiles últimos, de acuerdo con lo establecido en el *apartado 4.2.1*, se pueden utilizar los dos siguientes métodos alternativos:

- . Método elástico corregido (EC) y plástico (P)
- . Método elastoplástico (EP)

En los apartados siguientes se establecen los criterios básicos de aplicación de uno y otro método.

En ningún caso, el momento resistente último de una sección, determinado según lo especificado en los apartados siguientes, puede ser superior al momento último de pandeo lateral determinado según el *apartado 6.4*.

6.3.2. DETERMINACION DE LAS SECCIONES REDUCIDAS DE CALCULO DE ELEMENTOS METALICOS PLANOS PARCIAL O TOTALMENTE COMPRIMIDOS

6.3.2.1. Secciones sin rigidizadores longitudinales

Las secciones reducidas han de determinarse de acuerdo con los criterios establecidos en las figuras 6.3.2.a) y 6.3.2.b).

El factor de reducción ρ se obtiene a partir de la expresión:

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,22) \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2}$$

siendo $\bar{\lambda}_p$ la esbeltez relativa de la placa en consideración:

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

siendo:

ε deformación unitaria máxima de la fibra más comprimida

ε_{cr} deformación unitaria crítica de abolladura de la placa

$$\varepsilon_{cr} = 0,9 k \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

con:

k coeficiente de abolladura que se obtiene a partir de las figuras 6.3.2.a) y 6.3.2.b)

t espesor de la placa

b ancho de la placa

Para $\bar{\lambda}_p \leq 0,67$, se tomará $\rho = 1$.

6.3.2.2. Secciones con rigidizadores longitudinales

El panel rigidizado longitudinalmente equivale a un conjunto de subpaneles de ancho b , enmarcados por los rigidizadores longitudinales, determinándose el ancho de cada subpanel de acuerdo con los criterios establecidos en las figuras 6.3.2.a) y 6.3.2.b).

FIGURA 6.3.2.a).- PLACAS APOYADAS EN SUS CUATRO BORDES

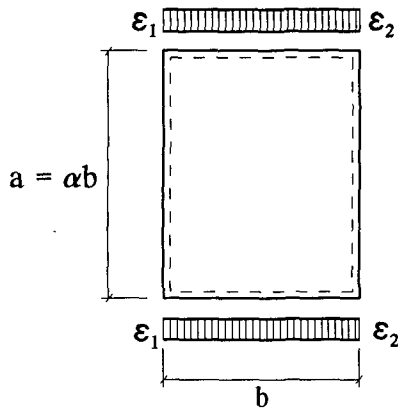
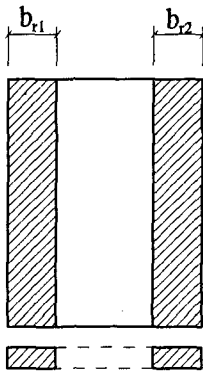
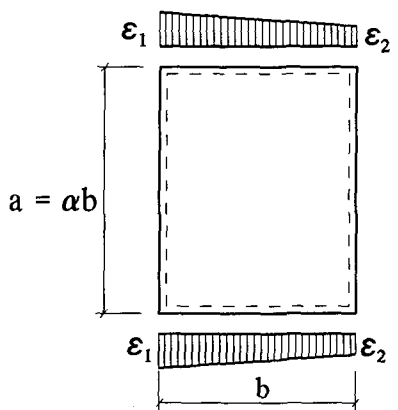
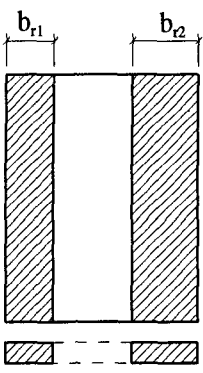
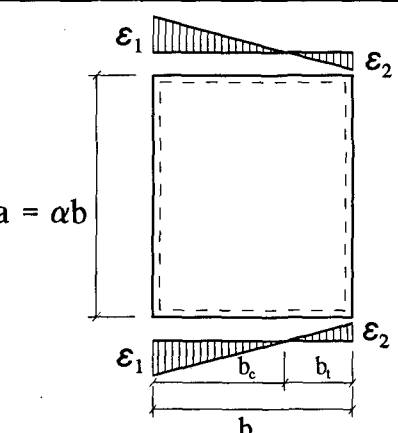
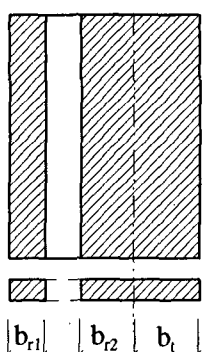
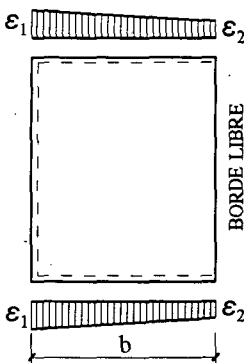
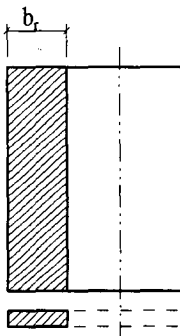
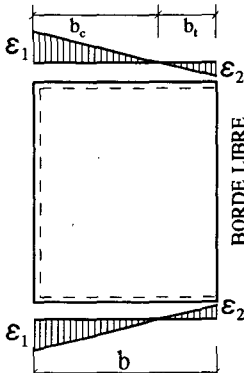
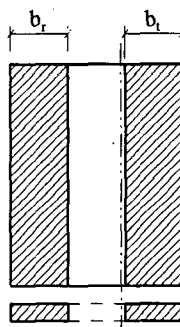
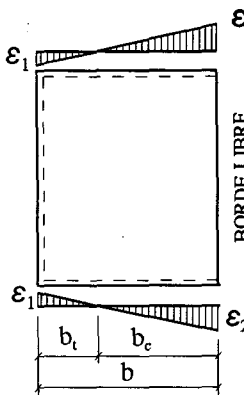
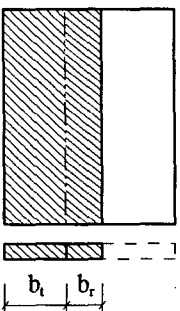
DEFORMACIONES UNITARIAS				ANCHURA REDUCIDA b_r		
$\varepsilon_1 > 0$ (compresión)						
				 $b_r = \rho b$ $b_{r1} = 0,5 b_r$ $b_{r2} = 0,5 b_r$ $\beta = 1$		
				 $b_r = \rho b$ $b_{r1} = \frac{2 b_r}{5 - \beta}$ $b_{r2} = b_r - b_{r1}$ $0 < \beta < 1$		
				 $b_r = \rho b_c$ $b_{r1} = 0,4 b_r$ $b_{r2} = 0,6 b_r$ $\beta < 0$		
$\beta = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$	1	$1 > \beta > 0$	0	$0 > \beta > -1$	-1	$-1 > \beta > -2$
k	$\alpha \geq 1$	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \beta}$	$7,81 - 6,29\beta + 9,78\beta^2$	23,9	$5,98 (1 - \beta)^2$
	$\alpha < 1$	$\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,05}{1,05 + \beta}$				

FIGURA 6.3.2.b).- PLACAS APOYADAS EN SUS TRES BORDES Y LIBRES EN EL CUARTO

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

6.3.2.3. Alas unidas a la losa de hormigón

No ha de considerarse reducción alguna de sus dimensiones reales, siempre que la disposición de los conectadores asegure la ausencia de abollamientos locales.

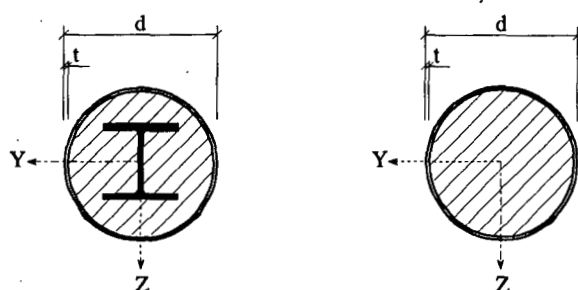
Tal condición se cumple cuando:

- la distancia en sentido longitudinal entre conectadores no sea superior a $22 t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, siendo t el espesor del ala;
- la distancia en sentido transversal entre dos filas consecutivas de pernos conectadores, situados en el mismo lado del alma de la viga, no sea superior a $35 t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$;
- la distancia entre el borde del ala y la primera fila de conectadores, no sea superior a $9 t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

6.3.2.4. Perfiles rellenos y embebidos con conexión por adherencia

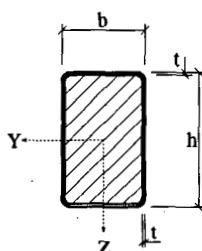
No se ha de considerar reducción alguna de la sección de los elementos metálicos, siempre que se asegure la ausencia de abollamientos locales. Se entiende que no se producen abollamientos locales si se respetan las siguientes condiciones:

a) Perfiles circulares rellenos de hormigón



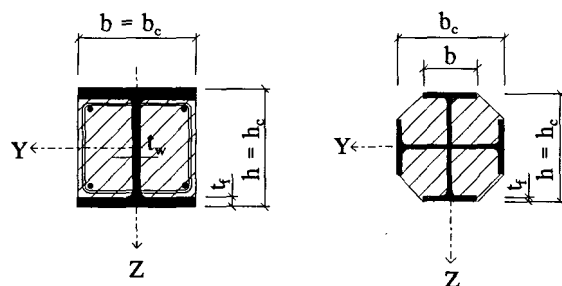
$$d \leq 90 t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

b) Perfiles rectangulares ($h \geq b$) rellenos de hormigón



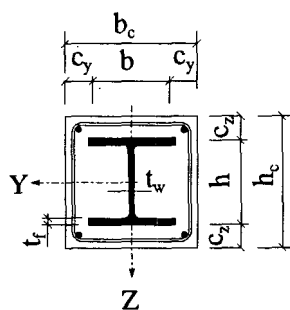
$$h \leq 52 t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

c) *Perfiles parcialmente embebidos en hormigón*



$$b \leq 44 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

d) *Perfiles completamente embebidos en el hormigón*



$$c_y \text{ y } c_z \geq 40 \text{ mm}$$

$$c_y \text{ y } c_z \geq \frac{b}{6}$$

Con f_y expresado en $[N/mm^2]$.

6.3.3. CALCULO DE LA RESISTENCIA DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES

6.3.3.1. Momento flector último

En este apartado se indican los criterios para la evaluación del momento flector último de una sección en ausencia de esfuerzo cortante y de torsión. Para obtener el momento flector último de una sección, en ausencia de esfuerzo axial, según el método elástico (EP) (*apartado 6.3.3.1.2*) es necesario seguir un proceso iterativo. Dicho método permite, además, la obtención del diagrama momento-curvatura en presencia de un esfuerzo axial. La rotura de la sección se produce por deformación plástica excesiva o inestabilidad local por abollamiento.

Además, en ningún caso el momento flector último de cálculo, determinado según se especifica en este apartado, podrá ser superado por el momento último de pandeo lateral determinado según el *apartado 6.4*.

El momento flector último se ha de calcular teniendo en cuenta el efecto de la flexibilidad frente al rasante, de acuerdo con lo especificado en el *apartado 4.4*.

6.3.3.1.1. Método elástico corregido (EC) y plástico (P)

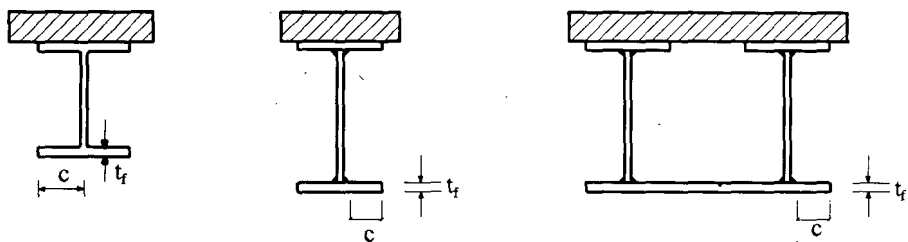
El momento último de cálculo de una sección es función de la esbeltez de los elementos que la componen. Su determinación es función del tipo de sección:

- a) *Secciones compactas*: el momento resistente corresponde a una plastificación completa de la sección.
- b) *Secciones moderadamente esbeltas*: el momento resistente corresponde a una plastificación parcial de la sección.
- c) *Secciones esbeltas*: el momento resistente está limitado por el riesgo de inestabilidades locales que pueden afectar a las alas o a las almas de la sección y, en consecuencia, su determinación se basa en una distribución de tensiones aplicada a una sección reducida, que se determinará en función de la esbeltez de los elementos comprimidos de la sección, de acuerdo con los criterios fijados en el *apartado 6.3.2*.

La clasificación de una sección dentro de cada grupo es función de sus dimensiones geométricas, características mecánicas del material y del plano de deformaciones correspondiente al momento último. El elemento más esbelto de una sección determina la clase de la misma. En las figuras 6.3.3.a) y 6.3.3.b) se muestran los criterios de clasificación de los elementos que componen la sección.

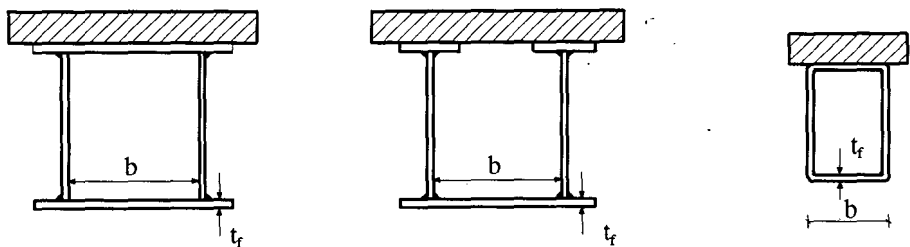
FIGURA 6.3.3.a).- CLASIFICACION DE LAS ALAS COMPRIMIDAS

ALAS VOLADAS



Tipo de perfil	Clasificación de las alas	
	Compacta	Moderadamente esbelta
Laminado	$\frac{c}{t_f} \leq 11 \eta$	$\frac{c}{t_f} \leq 15 \eta$
Soldado	$\frac{c}{t_f} \leq 10 \eta$	$\frac{c}{t_f} \leq 14 \eta$

ALAS INTERNAS

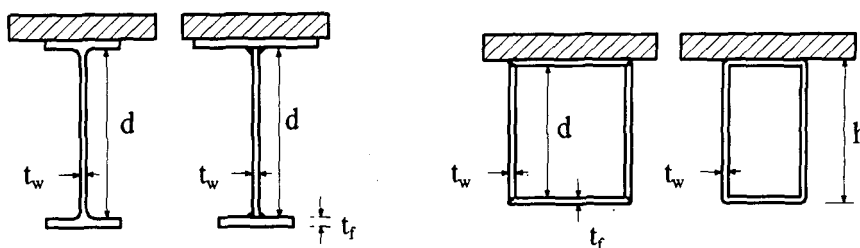


Tipo de perfil	Clasificación de las alas	
	Compacta	Moderadamente esbelta
Laminado hueco	$\frac{b - 3 t_f}{t_f} \leq 38 \eta$	$\frac{b - 3 t_f}{t_f} \leq 42 \eta$
Otros	$\frac{b}{t_f} \leq 38 \eta$	$\frac{b}{t_f} \leq 42 \eta$

siendo: $\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con f_y expresado en [N/mm²]

NOTA.- Si el ala no cumple ninguna de las condiciones del cuadro, se considerará *esbelta*

FIGURA 6.3.3.b).- CLASIFICACION DEL ALMA PARCIAL O TOTALMENTE COMPRIMIDA



Clasificación del alma	Distribución de tensiones y deformaciones	Condición
Compacta	PLASTICA	
		Para $\alpha \geq 0,5 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \eta}{13 \alpha - 1}$ Para $\alpha < 0,5 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \eta}{\alpha}$
Moderadamente esbelta	ELASTICA CORREGIDA	
		Para $\beta > -1 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \eta}{0,67 + 0,33 \beta}$ Para $\beta \leq -1 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 62 \eta (1 - \beta) \sqrt{-\beta}$

siendo: $\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con f_y expresado en [N/mm²] + compresión, acortamiento
- tracción, alargamiento

$$\beta = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1}$$

ϵ_y deformación unitaria correspondiente al límite elástico

NOTA.- Si la sección no cumple ninguna de las condiciones del cuadro, se considerará *esbelta*

(1) Para secciones en zonas de momentos negativos, el procedimiento es análogo.

En función del tipo de sección, el momento flector último de cálculo es:

- a) *Secciones compactas.*- En caso de que todos los elementos que forman la sección metálica sean compactos, el momento último de cálculo vale:

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd}$$

siendo $M_{pl,Rd}$ el momento plástico de cálculo de la sección determinado a partir de las siguientes hipótesis:

- la tensión en el acero estructural es $\frac{f_y}{\gamma_a}$
- no se tiene en cuenta el hormigón en tracción
- la tensión de compresión en el hormigón es $0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
- la tensión en las armaduras pasivas es $\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$
- la tensión en las armaduras activas es $\frac{f_{pk}}{\gamma_s}$

El estado tensional de la sección correspondiente al momento plástico se representa en la figura 6.3.3.c).

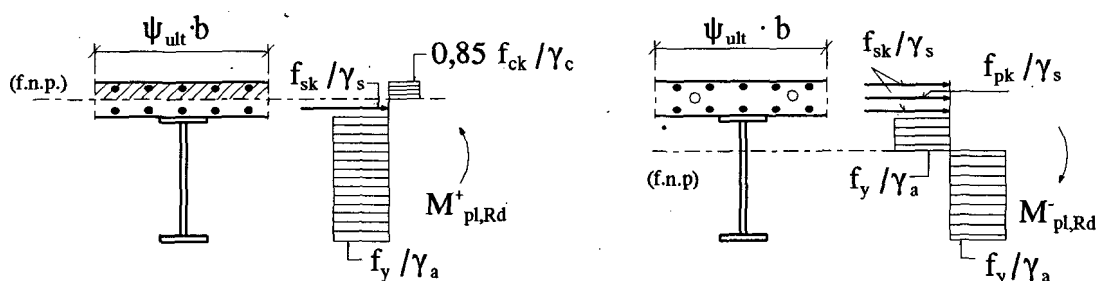


FIGURA 6.3.3.c)

- b) *Secciones esbeltas o moderadamente esbeltas.*- En caso de que alguno de los elementos que forman la sección metálica sea esbelto o moderadamente esbelto, el momento último de cálculo es el que se deduce de la distribución elastoplástica de tensiones que se muestra en la figura 6.3.3.d).

La tensión máxima, de compresión o tracción, en el acero laminado se limita a f_y / γ_a , pudiéndose contar con la reserva plástica de la zona traccionada, con una deformación unitaria máxima $\varepsilon = 4 \varepsilon_y$, siendo ε_y la deformación unitaria correspondiente al límite elástico.

Las tensiones en el hormigón y el acero de armar se deducen de cualquiera de los diagramas $\sigma - \epsilon$ especificados en la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91) o norma que la sustituya, respetando las correspondientes deformaciones unitarias máximas.

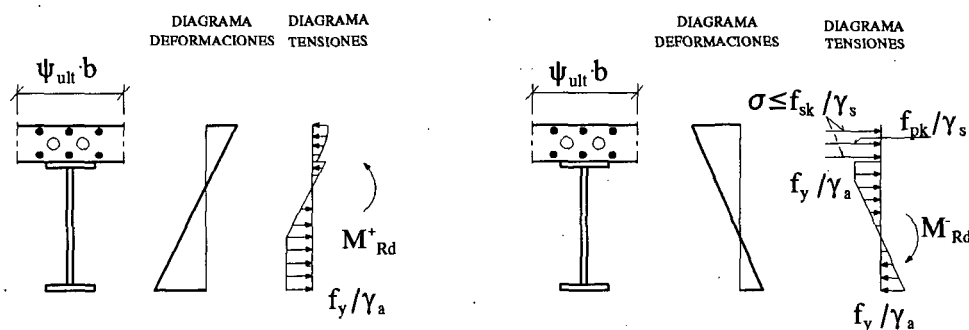


FIGURA 6.3.3.d)

En caso de que la parte metálica del puente deba soportar, sin apeaar, el peso del hormigón fresco durante el período de construcción, el momento flector último de cálculo de la sección mixta se evalúa superponiendo el plano de deformaciones de la sección metálica, debido al momento flector característico de peso propio, y el plano de deformaciones de la sección mixta. Este último será tal que, con la superposición de ambos planos de deformaciones, se produzca el agotamiento de la sección.

De forma análoga, la posible influencia de los esfuerzos autoequilibrados debidos a la retracción, fluencia, temperatura y acortamiento del hormigón, debido al pretensado isostático, ha de ser tenida en cuenta.

Las secciones esbeltas deben reducirse de acuerdo con los criterios establecidos en el apartado 6.3.2. y en la figura 6.3.3.e), tomando como deformación unitaria máxima de compresión el valor ϵ_y . Para determinar el ancho reducido del ala, se considerarán las dimensiones de la sección metálica completa. Para determinar el ancho reducido del alma, se considerará la sección formada por el ala reducida y el alma completa.

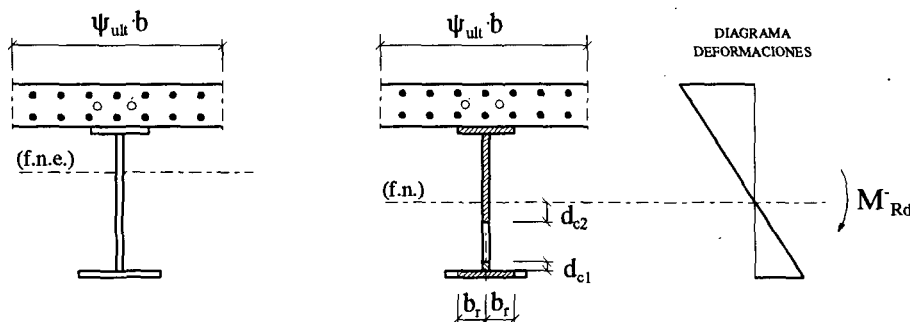


FIGURA 6.3.3.e)

6.3.3.1.2. Método elastoplástico (EP)

— Hipótesis básicas

El método elastoplástico permite, para una sección determinada, la obtención de:

- el momento flector último en presencia de un esfuerzo axial;
- el diagrama momento-curvatura en presencia de un esfuerzo axial.

El método de cálculo EP/EP, según la denominación del *capítulo 4*, tiene en cuenta que la sollicitación y la respuesta estructural no son independientes. Así, es necesario conocer, para su aplicación, los diagramas momento-curvatura de las secciones.

Hipótesis objeto de consideración:

- a) La sección deformada se mantiene plana salvo en el caso de utilización de grupos de pernos conectadores en los que se supere la separación máxima entre conectadores fijada en el *apartado 7.3*.
- b) La sección reducida del acero estructural es función del plano de deformaciones considerado, de la esbeltez de las chapas, de la flexibilidad frente al esfuerzo rasante, de la posición de la sección en la pieza y del límite elástico del acero.
- c) Se tiene en cuenta el proceso constructivo de la pieza distinguiendo, para una sección dada, los esfuerzos que solicitan a la sección metálica.
- d) Se tienen en cuenta los esfuerzos autoequilibrados debidos a la retracción, fluencia, temperatura y acortamiento elástico del hormigón debido al pretensado isostático.
- e) El axial N y el momento M se obtienen a partir del plano de deformaciones de la sección y las leyes tensión-deformación de los materiales, estableciendo las ecuaciones de equilibrio.
- f) El momento flector último de cálculo M_{Rd} , compatible con el axial N_{Rd} , es aquél cuyo plano de deformaciones está incluido dentro de los dominios de deformación del hormigón, acero estructural, acero de armar y acero de pretensar, que se definen más adelante.

— Sección reducida

Las secciones se han de reducir de acuerdo con los criterios establecidos en el *apartado 6.3.2* y en la figura 6.3.3.e), a partir del correspondiente plano de deformaciones. Para el cálculo del factor de reducción ρ se toma, para evaluar $\bar{\lambda}_p$, la deformación máxima de compresión correspondiente al plano de deformaciones dado, tanto para el ala comprimida como para el alma parcial o totalmente comprimida.

A efectos del cálculo del diagrama momento-curvatura, se tienen en cuenta, también, los efectos de la flexibilidad frente al rasante de acuerdo con el apartado 4.4.1.

— Deformaciones límite a tracción y compresión en el acero estructural

- a) *Elementos de acero estructural comprimidos que no están unidos al hormigón.*- Se considera una deformación unitaria máxima $\varepsilon_c = 1,2 \varepsilon_y$.
- b) *Elementos traccionados de acero.*- Se considera una deformación unitaria máxima $\varepsilon_t = 4 \varepsilon_y$.

— Dominios de deformación

Las deformaciones límites de los materiales dan lugar a los diferentes dominios de deformación:

a) *Sección con simple acción mixta*

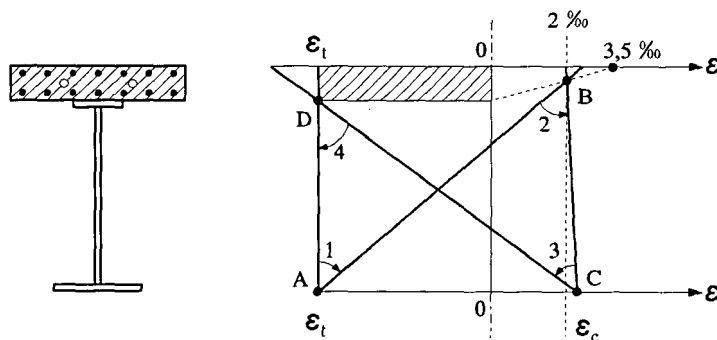


FIGURA 6.3.3.f)

- Dominio 1:** Los planos de deformación giran alrededor del punto A, que corresponde a un alargamiento ε_t de la fibra más traccionada del acero estructural. La fibra de acero es la que no está en contacto con el hormigón.
- Dominio 2:** Los planos de deformación giran alrededor del punto B. Este punto se obtiene como intersección del plano de deformaciones del 2‰ y un plano auxiliar que se obtiene fijando una deformación del 3,5‰ en la fibra más comprimida, y el 0‰ en la fibra menos comprimida del hormigón.
- Dominio 3:** Los planos de deformación giran alrededor del punto C correspondiente a un acortamiento del acero más comprimido de ε_c . La fibra de acero es la que no está en contacto con el hormigón.

Dominio 4: Los planos de deformación giran alrededor del punto D correspondiente a un alargamiento de la fibra del acero en contacto con el hormigón de ϵ_r .

b) Sección con doble acción mixta

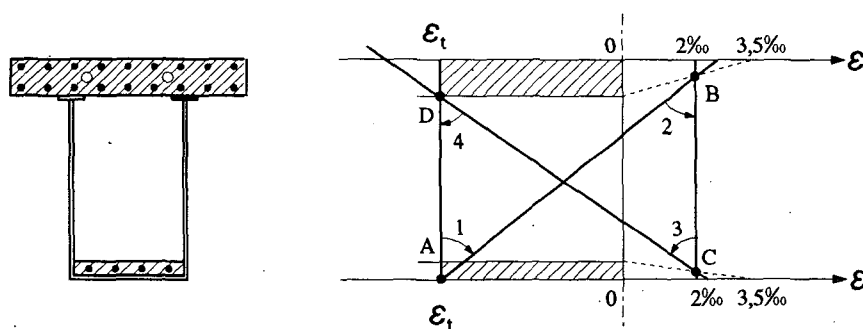


FIGURA 6.3.3.g)

Dominios 1 y 4: Los planos de deformación giran alrededor de los puntos A y D correspondientes a un alargamiento de la fibra del acero estructural en contacto con el hormigón de ϵ_r .

Dominios 2 y 3: Los planos de deformación giran alrededor de los puntos B y C. Estos puntos se obtienen como intersección del plano de deformaciones del 2‰ y un plano auxiliar que se obtiene fijando una deformación del 3,5‰ en la fibra más comprimida del hormigón y el 0‰ en la menos comprimida.

— **Proceso constructivo**

En función del proceso constructivo, parte del peso propio o la totalidad, debe ser resistido por la sección metálica. En este caso, el método general de cálculo se aplica de forma análoga. Los esfuerzos sobre la sección metálica, M_a y N_a , se introducen como una predeformación sobre la sección metálica. El dominio de deformación para obtener ΔM se modifica de forma que, sobre la sección mixta, las deformaciones máximas en el acero se reducen. (Figura 6.3.3.h).

La seguridad de la estructura metálica frente al pandeo lateral y otros fenómenos de inestabilidad, ha de ser objeto de verificación.

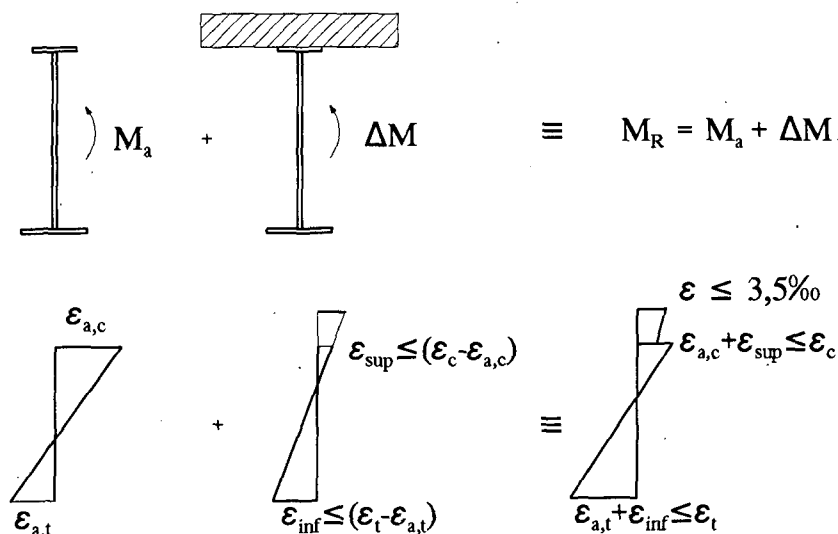


FIGURA 6.3.3.h)

— Secciones pretensadas

Para el caso de puentes mixtos con pretensado interior, el procedimiento es el siguiente:

- Hasta el instante en que se inyecten las vainas se tomará el efecto del pretensado como una fuerza exterior, actuando sobre la sección neta de hormigón (pretensado preconexión) o sobre la sección mixta (pretensado postconexión).
- Después de la inyección de las vainas se considerará que el pretensado equivale a una armadura con la predeformación correspondiente al instante en que se efectúa la inyección.

Para el caso de puentes mixtos con pretensado exterior, se considerará el efecto del pretensado como una fuerza externa. La posible sobretensión en el cable, para el Estado Límite Último, se evaluará estableciendo la compatibilidad de deformaciones a nivel global de la pieza. Se puede despreciar el valor de la sobretensión, pues su efecto favorable se compensa, en parte, con la pérdida de brazo mecánico de la fuerza de pretensado.

— Esfuerzos autoequilibrados debidos a la retracción, fluencia y temperatura

La retracción, fluencia y temperatura dan lugar a unas deformaciones en la sección de acero y hormigón que se deben considerar de forma análoga al proceso constructivo y al pretensado isostático.

En función del instante considerado y del valor de la acción térmica, el esfuerzo último de la sección puede variar sensiblemente. En caso de que la sección sea poco esbelta las condiciones de ductilidad de la sección hacen que estos efectos puedan ser despreciados.

6.3.3.2. Esfuerzo cortante último

En este apartado se indican los criterios para la evaluación del esfuerzo cortante último de una sección sin considerar la influencia de momentos flectores, esfuerzos axiales y momentos torsores.

6.3.3.2.1. Criterio básico

El esfuerzo cortante último de cálculo de un elemento mixto se ha de considerar idéntico al de la parte metálica ya que la contribución del hormigón suele ser pequeña. En comprobaciones analíticas complejas, sin embargo, puede ser necesario tener en cuenta dicha contribución.

6.3.3.2.2. Paneles interiores de vigas con rigidizadores intermedios

El esfuerzo cortante último de cálculo se ha de determinar mediante la expresión:

$$V_{Rd} = V_{cr,d} + V_{t,d}$$

siendo:

$V_{cr,d}$ esfuerzo cortante de cálculo que provoca el abollamiento del alma

$V_{t,d}$ capacidad post-crítica de cálculo del alma

Para poder considerar la capacidad post-crítica $V_{t,d}$ del alma, los rigidizadores transversales cumplirán las condiciones indicadas en el capítulo 6.5. Además deben dimensionarse las uniones entre alas y alma, así como entre rigidizadores transversales y alma para los esfuerzos inherentes a la biela de tracción. Las tensiones de tracción correspondientes se indican en la figura 6.3.3.i).

Cuando la relación a/d sea menor que la unidad se determina V_{Rd} de acuerdo con el apartado 6.3.3.2.3, asimilando el panel interior al caso de panel lateral, con:

a distancia entre rigidizadores transversales

d altura total del alma

— Determinación de $V_{cr,d}$

$V_{cr,d}$ se determina mediante la expresión:

$$V_{cr,d} = d t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a}$$

siendo:

t_w espesor del alma

$$\tau_t = \chi \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$$

$$\text{con: } \chi = 1 - 0,8 (\bar{\lambda}_w - 0,8) \neq 1 \quad \text{para } \bar{\lambda}_w \leq 1,25$$

$$\chi = \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} \quad \text{para } \bar{\lambda}_w > 1,25$$

La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_w$ se determina mediante la expresión:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$$

siendo:

$$\tau_{cr} = k_\tau 0,9 E_a \left(\frac{t_w}{d} \right)^2$$

Para el coeficiente de abollamiento tangencial k_τ se toman los valores:

$$\text{si } \frac{a}{d} < 1 \quad k_\tau = 4 + \frac{5,34}{\left(\frac{a}{d} \right)^2}$$

$$\text{si } \frac{a}{d} \geq 1 \quad k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d} \right)^2} \neq 5,78$$

— Determinación de $V_{t,d}$

$V_{t,d}$ se determina mediante la expresión:

$$V_{t,d} = 0,9 g t_w \frac{\sigma_t}{\gamma_a} \sen \phi$$

siendo:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sen \phi$$

$$\sigma_t = \sqrt{f_{yw}^2 - 3 \tau_t^2} + \psi^2 - \psi$$

$$\text{con: } \psi = 1,5 \tau_t \sen 2\phi$$

Para secciones en cajón se toma $s_c = s_t = 0$. Para el resto de casos s_c y s_t se obtienen mediante la expresión:

$$s_c \text{ ó } s_t = \frac{2}{\sin \phi} \sqrt{\frac{M_{Nf}}{t_w \sigma_t}} \geq a$$

siendo M_{Nf} el momento plástico reducido de las alas del perfil en compresión o tracción, respectivamente:

$$M_{Nf} = 0,25 \, b \, t_f^2 \, f_{yf} \left[1 - \left(\frac{N_{f, sd}}{b \, t_f \, f_{yf}} \right)^2 \right]$$

siendo b y t_f , el ancho y espesor del ala considerada; $N_{f, sd}$ la resultante de compresiones o tracciones que solicita a dicho ala, debido al momento flector M_{sd} y al esfuerzo axil N_{sd} ; y f_{yf} el límite elástico del acero del ala que se considera.

Para ϕ , se puede tomar el valor aproximado:

$$\phi = \frac{2}{3} \arctg \frac{d}{a}$$

Un valor más preciso de ϕ se puede estimar por tanteos sucesivos, con la condición de que el valor de $V_{t, d}$ sea máximo.

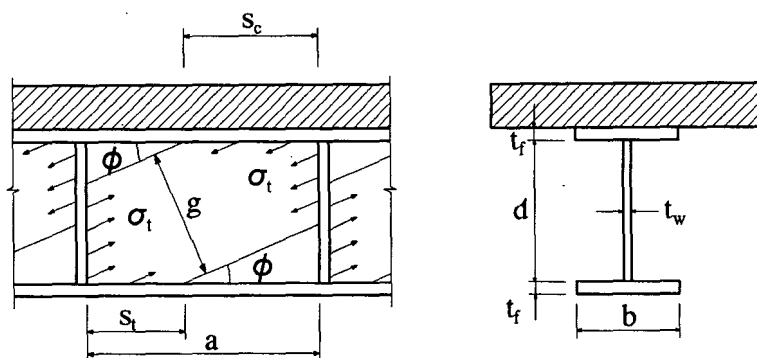


FIGURA 6.3.3.i)

6.3.3.2.3. Paneles extremos de vigas con rigidizadores intermedios

Si el rigidizador extremo no tiene capacidad para asegurar el anclaje de la componente horizontal correspondiente al valor de $V_{t,d}$, no ha de tenerse en cuenta este valor y el esfuerzo cortante último de cálculo se determinará mediante la expresión:

$$V_{Rd} = V_{cr,d}$$

En este caso, el valor de $V_{cr,d}$ se debe calcular tal como se indica en el apartado 6.3.3.2.2, pero tomando:

$$\chi = 1 - 0,625 (\bar{\lambda}_w - 0,8) \geq 1 \quad \text{para } \bar{\lambda}_w \leq 1,20$$

$$\chi = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \quad \text{para } \bar{\lambda}_w > 1,20$$

Para el caso de un rigidizador extremo simple (figura 6.3.3.j), formado por una chapa de ancho b_s , espesor t_s y límite elástico f_{ys} que cumpla las condiciones que se establecen más adelante, el esfuerzo cortante último de cálculo se determinará también como en el apartado 6.3.3.2.2, pero tomando para s_c el valor que resulta de la expresión siguiente:

$$s_c = \frac{2}{\sin \phi} \sqrt{\frac{M_{pl,1} + M_{pl,2}}{2 t_w \sigma_t}} \leq a$$

donde:

$$M_{pl,1} = 0,25 b t_f^2 f_{yf} \left[1 - \left(\frac{N_{f1}}{b t_f f_{yf}} \right)^2 \right]$$

$$\text{con: } N_{f1} = g t_w \sigma_t \cos \phi$$

$$M_{pl,2} = \min \{ M_{Nf}; M_{Ns} \}$$

$$\text{con: } M_{Nf} = 0,25 b t_f^2 f_{yf} \left[1 - \left(\frac{F_t}{b t_f f_{yf}} \right)^2 \right]$$

$$F_t = t_w s_s \sigma_t \cos^2 \phi$$

$$s_s = d - (a - s_t) \tan \phi$$

$$M_{Ns} = 0,25 b_s t_s^2 f_{ys} \left[1 - \left(\frac{N_{s2}}{b_s t_s f_{ys}} \right)^2 \right]$$

$$N_{s2} = t_w s_c \sigma_t \sin^2 \phi$$

El procedimiento de cálculo de s_c es iterativo. Se parte de un valor $s_c = 0$ y se calculan $M_{pl,1}$ y $M_{pl,2}$, que se utilizan a su vez para evaluar s_c . Al cabo de varias iteraciones se converge al valor final de s_c .

Para poder utilizar las expresiones anteriores, el rigidizador de borde debe cumplir la condición:

$$M_{pl,2} + M_{pl,3} \geq F_t \frac{s_s}{2}$$

donde:

$$M_{pl,3} = 0,25 b_s t_s^2 f_{ys} \left[1 - \left(\frac{N_{s3}}{b_s t_s f_{ys}} \right)^2 \right]$$

$$\text{con: } N_{s3} = V_{sd} - \tau_t t_w (d - s_s)$$

Cuando no se cumpla la condición anterior, se puede considerar un valor superior de ϕ que conlleve su cumplimiento siempre que se determine el valor de $V_{t,d}$ a partir del valor de ϕ aumentado.

Las soldaduras han de dimensionarse con el siguiente criterio:

- La unión entre rigidizador de borde y el ala superior debe resistir los esfuerzos $M_{pl,2}$, F_t y N_{s2} .
- La unión entre el ala superior y el alma resiste el esfuerzo N_{s2} .
- La unión entre el alma y el rigidizador resiste el esfuerzo F_t .

Si en lugar de un rigidizador simple de borde se utiliza un rigidizador doble (figura 6.3.3.k), y se considera el panel de borde como un panel interior, el rigidizador doble debe dimensionarse con la capacidad necesaria para absorber los esfuerzos de flexión y compresión que generan la componente horizontal y vertical de $V_{t,d}$, respectivamente.

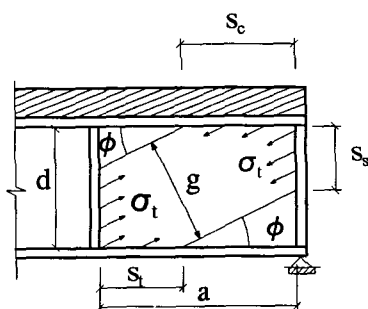


FIGURA 6.3.3.j)

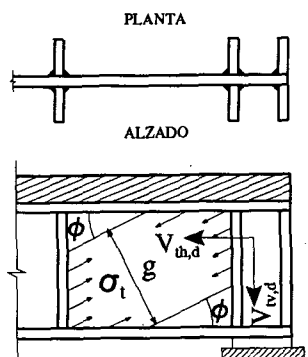


FIGURA 6.3.3.k)

6.3.3.2.4. Vigas con rigidizadores en apoyos exclusivamente

En el caso de vigas sin rigidizadores intermedios, el valor de V_{Rd} se determina de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.3.3.2.3. para los paneles laterales con rigidizadores sin capacidad para asegurar el anclaje de la componente horizontal correspondiente a $V_{t,d}$. En este caso, para la determinación de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_w$, se tomará $k_\tau = 5,34$.

6.3.3.2.5. Vigas embebidas y elementos tubulares rellenos de hormigón

Se puede considerar que el esfuerzo cortante es resistido por la parte metálica, determinándolo mediante la expresión:

$$V_{Rd} = A_w \frac{f_y}{\gamma_a \sqrt{3}}$$

donde:

- . Para perfiles en I, A_w es el área del alma o de las alas, según la dirección del esfuerzo.
- . Para perfiles rectangulares, A_w es el área de las paredes del perfil hueco, paralelas a la dirección del esfuerzo.
- . Para secciones circulares huecas de radio r y espesor t se puede tomar $A_w = \pi r t$.

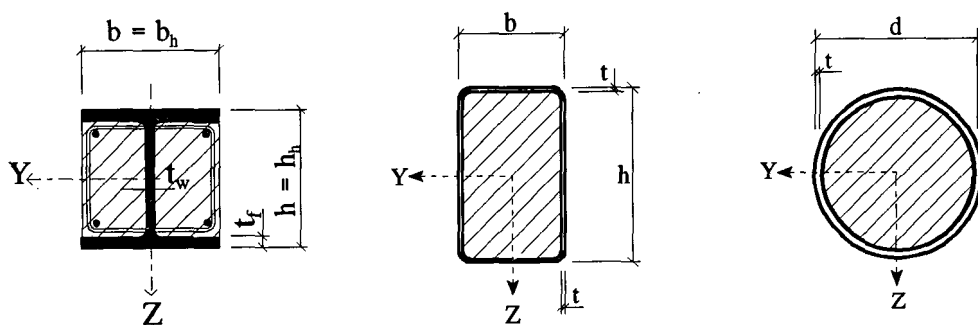


FIGURA 6.3.3.1)

6.3.3.3. Esfuerzo de compresión último

En este apartado se indican los criterios para la evaluación del esfuerzo de compresión último de secciones y piezas en presencia de momentos flectores reducidos y sin considerar la influencia de esfuerzos cortantes y momentos torsores.

6.3.3.3.1. Esfuerzo de compresión último de secciones

El esfuerzo de compresión último de una sección ha de determinarse a partir de la expresión:

$$N_{Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

siendo:

A_a	área de la sección de acero estructural (en el caso de perfiles rectangulares rellenos, se tendrá en cuenta su posibilidad de abolladura)
A_c	área de la sección de hormigón
A_s	área de las armaduras
f_{ck}	resistencia característica del hormigón
f_y, f_{sk}	límites elásticos del acero estructural y de las armaduras, respectivamente
$\gamma_a, \gamma_c, \gamma_s$	coeficientes parciales de seguridad definidos en el apartado 6.3.1.

En el caso de secciones huecas rellenas de hormigón se puede tener en cuenta el efecto de zunchado del hormigón, sustituyendo el valor $0,85 f_{ck}$ por f_{ck} en la formulación de N_{Rd} .

En el caso de perfiles circulares rellenos de hormigón se puede tener en cuenta el efecto de zunchado en la forma indicada más abajo, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$, calculada según el apartado 6.3.3.3.2, sea inferior a 0,50;
- la excentricidad máxima de la carga no supere $d/10$, siendo:

$$e = \frac{M_{\max, Sd}}{N_{Sd}} \quad \text{excentricidad máxima}$$

d diámetro exterior de la sección

$$N_{Rd} = A_a \eta_2 \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(1 + \eta_1 \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

donde:

t espesor del tubo

$$\eta_1 = \eta_{10} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right)$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) 10 \frac{e}{d}$$

$$\text{con: } \eta_{10} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \geq 0$$

$$\eta_{20} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \geq 1,0$$

En el caso de perfiles parcial o totalmente embebidos en el hormigón, en los que no se tenga en cuenta la colaboración de la armadura en el cálculo del esfuerzo límite último, se ha de disponer, en el perímetro exterior, la siguiente armadura mínima:

- barras corrugadas de 10 mm de diámetro, separadas como máximo 250 mm
- estribos o cercos de 6 mm separados 200 mm

6.3.3.3.2. Esfuerzo de compresión último de una pieza

Los efectos locales provocados por la introducción o incorporación de cargas en una sección mixta, han de comprobarse de acuerdo con lo indicado en el apartado 7.4, para asegurar una eficaz transmisión de dichas cargas a la sección completa.

— Método general

En una pieza mixta de sección cualquiera deben considerarse los efectos de segundo orden, de acuerdo con lo indicado en el apartado 4.2.2. Para la evaluación de las imperfecciones geométricas equivalentes, el factor de imperfección α tendrá los valores siguientes:

Secciones tipo

- | | | |
|---|-----------------|--|
| A | $\alpha = 0,21$ | para los perfiles huecos rellenos de hormigón |
| B | $\alpha = 0,34$ | para perfiles total o parcialmente embebidos en hormigón, flectando con respecto al eje de mayor inercia del perfil metálico |
| C | $\alpha = 0,49$ | para perfiles total o parcialmente embebidos en hormigón, flectando con respecto al eje de menor inercia del perfil metálico |
| D | $\alpha = 0,76$ | para el resto de casos |

— Método simplificado

La utilización del método que se propone a continuación, exige que se verifiquen las condiciones siguientes:

- a) La pieza es de sección constante doblemente simétrica o monosimétrica, con una excentricidad máxima limitada por la expresión:

$$\left(\frac{1}{2} h - z_g \right) \leq \frac{h}{10}$$

siendo:

h canto total de la sección según el plano de pandeo considerado

z_g distancia entre la fibra neutra elástica de la sección homogeneizada y el borde exterior de la chapa metálica comprimida

- b) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$, determinada según se establece a continuación, no debe ser superior a 2,0.
- c) La contribución del perfil metálico representada por el término $A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$ en la expresión de N_{Rd} , que figura en el apartado 6.3.3.3.1, está comprendida entre el 20% y el 90% de N_{Rd} .
- d) Para poder considerar las armaduras longitudinales en la determinación de la resistencia última de la pieza, su sección total debe estar comprendida entre el 0,3% y el 4% de la sección de hormigón.

Si se cumplen estas condiciones, el axil último de la pieza se evalúa mediante la expresión:

$$N_{p,Rd} = \chi N_{Rd}$$

siendo:

N_{Rd} esfuerzo de compresión último de la sección según el apartado 6.3.3.3.1.
 χ coeficiente de pandeo determinado de acuerdo con la expresión:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \geq 1$$

siendo:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Para el factor de imperfección α se toman los valores indicados para el método general.

La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ se deduce de la expresión:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_R}{N_E}}$$

con: N_R axil último de la sección, calculado según el apartado 6.3.3.3.1 tomando
 $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1,0$

N_E axil crítico elástico de pandeo según la expresión:

$$N_E = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_p^2}$$

con: l_p longitud equivalente de pandeo

$(EI)_e$ rigidez elástica equivalente a flexión. En su evaluación se tienen en cuenta los criterios de homogeneización de secciones mixtas establecidos en el apartado 4.4.2. El módulo de elasticidad del hormigón debe estar afectado por un coeficiente de seguridad $\gamma_c = 1,35$

$$E_{cd} = \frac{E_c}{\gamma_c}$$

Para E_c se distinguen dos situaciones:

- *Acciones de corta duración*

Se toma el módulo de elasticidad $E_c(t)$, a la edad t de puesta en carga, obtenido según la formulación del apartado 3.6.

- *Acciones de larga duración*

Se considera un módulo de elasticidad efectivo que se puede evaluar por uno de los siguientes métodos:

- Método del módulo efectivo:
$$E_{c,ef}(t) = \frac{E_{c,28}}{1 + \varphi(t, t_o) \frac{N_{sg}}{N_{sd}}}$$
- Método del módulo efectivo con edad ajustable:
$$E_{c,ef}(t) = \frac{E_{c,28}}{1 + j(t, t_o) \varphi(t, t_o) \frac{N_{sg}}{N_{sd}}}$$

donde:

$E_{c,28}$ se define en el apartado 3.6

$\varphi(t, t_o)$ y $j(t, t_o)$ se definen en el apartado 4.4.2.

N_{sg} valor característico del axil correspondiente a las acciones permanentes

N_{sd} axil de cálculo

El método del módulo efectivo proporciona resultados aceptables en los casos de pequeñas variaciones de la sollicitación del hormigón entre instante t considerado y el de puesta en carga t_o . El método del módulo efectivo con edad ajustable es más preciso que el anterior.

6.3.3.4. Esfuerzo de tracción último

En este apartado se indican los criterios para la evaluación del esfuerzo de tracción último de secciones mixtas sin considerar la influencia de otros esfuerzos concomitantes.

El esfuerzo de tracción último de una sección mixta es el menor de los siguientes valores:

$$N_{Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_p \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$$

$$N_{Rd} = A_{a,net} 0,8 \frac{f_u}{\gamma_a} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_p \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$$

siendo:

A_a	área bruta de la sección de acero estructural
$A_{a,net}$	área neta de la sección de acero estructural determinada a partir de la sección bruta descontando los agujeros y otros aligeramientos
A_s	área de la sección de acero de armar
A_p	área de la sección de acero de pretensar
f_y, f_{sk}, f_{pk}	límites elásticos del acero estructural, acero de armar y acero de pretensar, respectivamente
f_u	tensión de rotura del acero estructural
γ_a, γ_s	coeficientes parciales de seguridad definidos en el apartado 6.3.1.

En zonas donde se requiera ductilidad, se debe de cumplir que el valor resistente calculado para la sección neta, sea superior al de la sección bruta.

6.3.3.5. Momento torsor último

En este apartado se indican los criterios para la evaluación del momento torsor último de secciones mixtas sin considerar la influencia de otros esfuerzos concomitantes.

El momento torsor último de cálculo, en el caso de un cajón trapezoidal de una sola célula, se determina mediante la expresión:

$$T_{Rd} = 2 A_\phi \left(\frac{V_{Rd,i}}{h_i} \right)_{\min}$$

siendo:

$V_{Rd,i}$ esfuerzo cortante último de cálculo de la chapa considerada. La resistencia post-crítica de la chapa sólo se tiene en cuenta si se consideran los efectos provocados por los esfuerzos de borde correspondientes a las bielas de tracción (figura 6.3.3.m)

[1] Biela de tracción asumida en los cálculos

[2] Esfuerzo de borde

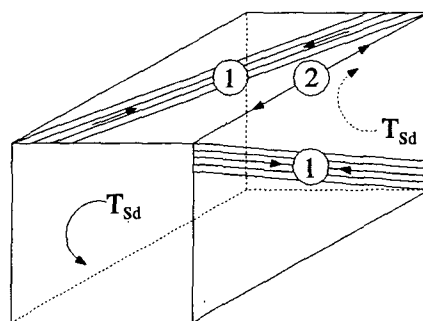


FIGURA 6.3.3.m)

h_i longitud de la chapa considerada, medida entre chapas contiguas, sin considerar eventuales voladizos

$\left(\frac{V_{Rd,i}}{h_i} \right)_{\min}$ menor valor de los determinados para las tres chapas del cajón y la losa de hormigón

A_ϕ área encerrada por la línea media de las chapas del cajón y la losa de hormigón

Si se trata de un cajón con varias células, ha de considerarse, a estos efectos, una sección de una sola célula exterior, esto es, como si no existiesen las chapas interiores.

Para determinar el valor de $\left(\frac{V_{Rd,i}}{h_i} \right)_{losa}$ se toma el menor de los siguientes valores:

$$\frac{f_{Tk}}{\gamma_s} A_T$$

$$\frac{f_{sk}}{\gamma_s} \frac{A_L}{h}$$

siendo:

A_T sección de las armaduras transversales por unidad de longitud

A_L sección de la armadura longitudinal de la losa entre almas

h longitud de losa entre almas

f_{Tk} límite elástico del acero de la armadura transversal. Con:

$$\frac{f_{Tk}}{\gamma_s} \leq 420 \text{ N/mm}^2$$

f_{sk} límite elástico del acero de la armadura longitudinal

γ_s coeficiente parcial de seguridad definido en 6.3.1.

Cuando los valores de A_L , A_T y h sean variables, se tomarán los menores valores entre todos los posibles.

Siempre que se justifique, puede considerarse la contribución de la eventual celosía de cierre del lado abierto del cajón en el cálculo del esfuerzo último de torsión, siempre que sea la armadura, longitudinal o transversal, la que determine el momento torsor último de cálculo.

6.3.4. CALCULO DE LA RESISTENCIA DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES

6.3.4.1. Secciones en I con rigidizadores longitudinales en el alma

6.3.4.1.1. Momento flector último

— Método elástico corregido (EC) y plástico (P)

Para la clasificación de la sección se prescinde de los rigidizadores. En función del tipo de sección se evalúa el momento último de cálculo M_{Rd} , de acuerdo con el criterio establecido en el apartado 6.3.3.1.1.

La sección reducida se determina a partir de lo establecido en el apartado 6.3.2. y de acuerdo con el criterio fijado en la figura 6.3.4.a). De acuerdo con esta figura, se considera que cada rigidizador divide a la chapa en paneles independientes.

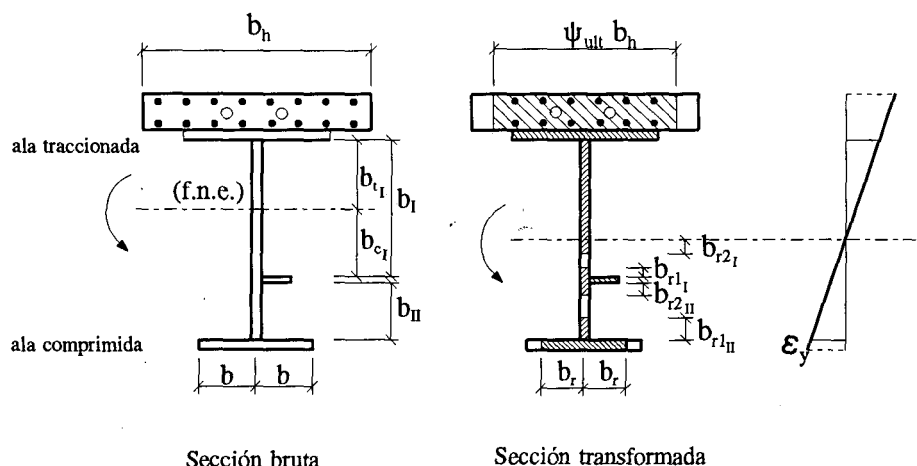


FIGURA 6.3.4.a)

— Método elastoplástico (EP)

Se aplica el método descrito en el apartado 6.3.3.1.2. Para la determinación de la sección reducida del alma, se considera que cada rigidizador divide a la chapa en paneles independientes. En cada panel, se aplica un criterio similar al indicado en la figura 6.3.4.a), considerando el valor $1,2 \epsilon_y$ como deformación unitaria máxima en el borde más comprimido.

6.3.4.1.2. Esfuerzo cortante último

El esfuerzo cortante último se determina mediante la expresión:

$$V_{Rd} = (V_{cr,d} + V_{t,d}) \leq d t_w \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_a}$$

siendo:

$$V_{cr,d} = \frac{\min \tau_{t,i}}{\gamma_a} d t_w$$

$(\min \tau_{t,i})$ menor valor de τ_t entre los que corresponden a cada uno de los sub-paneles en que ha quedado dividido el alma de la viga.

$V_{t,d}$ valor post-crítico correspondiente al panel completo del alma, esto es, como si no existieran rigidizadores longitudinales, calculado con la tensión $\frac{\min \tau_{ti}}{\gamma_a}$.

El cálculo de $\tau_{t,i}$ y de $V_{t,d}$ se realiza de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.3.3.2.

6.3.4.2. Secciones en cajón con rigidizadores longitudinales

6.3.4.2.1. Momento flector último

El análisis de secciones en cajón con rigidizadores longitudinales se lleva a cabo considerando separadamente la respuesta de los tres tipos de elementos que las componen: alas comprimidas rigidizadas, almas flectadas y alas traccionadas, de forma que al plantear el estudio de la respuesta de la sección, se cuente con formulaciones adecuadas para cada uno de ellos. Especial atención se presta al estudio de la resistencia del ala comprimida rigidizada: se indica el método de cálculo del diagrama resistencia-deformación unitaria, de carácter creciente-decreciente, que permite posteriormente controlar la respuesta no lineal de los diagramas momento-curvatura para el control de la estructura, o evaluar la resistencia última de la sección en función de la compatibilidad global de los diferentes componentes de la misma.

La rotura de la sección se produce por deformación plástica excesiva, inestabilidad local por abollamiento o pandeo de algún elemento.

Se ha de garantizar que la rotura no se produzca por agotamiento del ala comprimida rigidizada, sino por plastificación de las fibras traccionadas del acero estructural o de las armaduras.

En el caso de alas comprimidas con rigidizadores longitudinales en T y L debe limitarse, normalmente, la deformación unitaria a un valor de $\chi \varepsilon_y$, siempre que el coeficiente χ , calculado según el apartado 6.5.2, sea inferior a la unidad. En este caso y si se desean considerar deformaciones unitarias superiores, un límite inferior de la resistencia del ala comprimida será el calculado para la chapa sola, prescindiendo de los rigidizadores.

— Resistencia del ala comprimida rigidizada

Se determina la resistencia última $N_{Rd,ult}$ del ala comprimida rigidizada, según lo especificado más adelante. Seguidamente se desarrolla un método para el cálculo del axil del ala comprimida rigidizada, N_{Rd} , en función de la deformación unitaria ε de la misma, lo cual permite establecer las condiciones de la zona comprimida en función de dicho valor (figura 6.3.4.b). Este método se emplea a falta de otra formulación basada en una modelización adecuada de las imperfecciones geométricas, las tensiones residuales existentes y el diagrama tensión-deformación del acero.

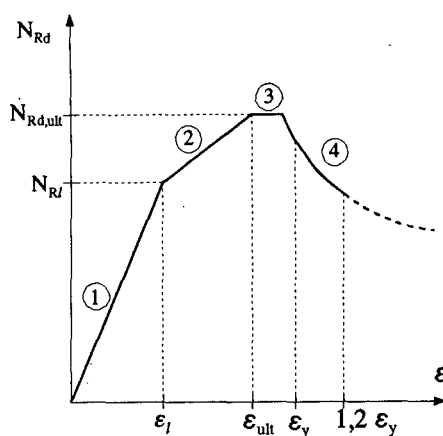


FIGURA 6.3.4.b)

La resistencia última del ala comprimida rigidizada, se determina mediante la expresión:

$$N_{Rd,ult} = (b_r t_f + n A_{L,r}) \frac{f_y}{\gamma_a}$$

donde:

b_r ancho reducido de la chapa de ancho total b (figura 6.3.4.c)

$$b_r = \psi_{ult} \rho b_L (n \chi + 1)$$

$\psi_{ult} = 2 \psi_{el} \geq 1$ siendo ψ_{el} el coeficiente de reducción elástico indicado en el apartado 4.5.

ρ factor de reducción, definido en el apartado 6.3.2, para el subpanel de ancho b_L y para una esbeltez relativa:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\chi \varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}}}$$

ε_y deformación unitaria correspondiente al límite elástico de la chapa rigidizada comprimida

ε_{cr} deformación unitaria crítica de abolladura del subpanel, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.3.2.1.

χ coeficiente de pandeo definido en el apartado 6.3.3.3.2, considerando un factor de imperfección $\alpha = 0,49$, para una sección constituida por el rigidizador de área A_L y una parte del ala de anchura ρb_L . Como longitud equivalente de pandeo se toma la distancia entre rigidizadores transversales, si éstos tienen el carácter de rígidos, o una longitud superior en el caso de que tengan el carácter de flexibles, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.5.4. La relación A_r/A , que interviene en el cálculo del coeficiente de pandeo, se tomará como:

$$\frac{A_r}{A} = \frac{A_L + \rho b_L t_f}{A_L + b_L t_f}$$

b_L separación entre rigidizadores longitudinales

t_f espesor de la chapa rigidizada

n número de rigidizadores longitudinales

Para la determinación de b_r se puede seguir un proceso iterativo partiendo inicialmente del valor $\rho = 1$, determinando el correspondiente valor de χ que se volverá a utilizar para determinar un nuevo valor de ρ y así sucesivamente. Generalmente, son necesarias pocas iteraciones para alcanzar un valor suficientemente aproximado.

En el caso de que el ala comprimida esté curvada, siendo e la flecha máxima debida a la curvatura entre rigidizadores transversales separados L_T , se toma para α , el valor corregido:

$$\alpha = 0,49 \left(1 + \frac{250 e}{L_T} \right)$$

$A_{L,r}$ sección transformada de un rigidizador longitudinal comprimido (figura 6.3.4.c)

$$A_{L,r} = \psi_{uh} \chi A_L$$

A_L área de un rigidizador longitudinal

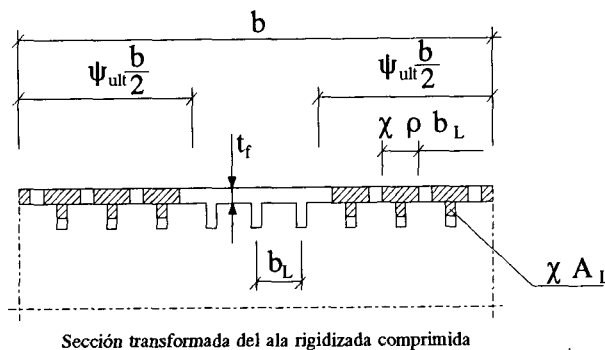


FIGURA 6.3.4.c)

El axil N_{Rd} del ala comprimida rigidizada depende de la deformación unitaria según se especifica a continuación (figura 6.3.4.b):

- Para $\varepsilon \leq \varepsilon_l$ (Zona 1)

$$N_{Rd} = (b t_f + n A_L) \varepsilon E_a$$

siendo:

- b anchura total del ala comprimida
- ε deformación unitaria del ala comprimida
- E_a módulo de elasticidad del acero estructural

ε_l es el menor valor de $0,45 \varepsilon_{cr}$ y $\frac{N_{Rd,ult}}{E_a (b t_f + n A_L)}$

ε_{cr} deformación unitaria crítica de abolladura del subpanel, de ancho b_L del ala comprimida según apartado 6.3.2.1

Las demás definiciones son las indicadas en el apartado anterior.

- Para $\varepsilon_l < \varepsilon \leq \varepsilon_{ult}$ (Zona 2)

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rd,ult} - N_{Rl}}{\varepsilon_{ult} - \varepsilon_l} (\varepsilon - \varepsilon_l) + N_{Rl}$$

siendo:

$$N_{Rl} = (b t_f + n A_L) \varepsilon_l E_a$$

$$\varepsilon_{ult} = \frac{1+\chi}{2} \varepsilon_y + \frac{\pi^2}{8} \left[\frac{1}{500} \left(\frac{1}{1 - \frac{\chi \varepsilon_y L_T^2}{\pi^2 i^2}} - 1 \right) \right]^2$$

i radio de giro de la sección formada por el rigidizador longitudinal y una parte del ala de anchura ρb_L

ρ, χ factor de reducción y coeficiente de pandeo, respectivamente, correspondiente a $N_{Rd,ult}$

$$\varepsilon_y = f_y / E_a$$

L_T distancia entre rigidizadores transversales

• Para $\varepsilon > \varepsilon_{ult}$ (Zonas 3 y 4)

Se toma el menor valor de $N_{Rd,ult}$ y el que se calcula según la fórmula:

$$N_{Rd} = (b_r t_f + n A_{L,r}) \frac{f_y}{\gamma_a}$$

donde:

$$b_r = \psi_{ult} \rho b_L \left(n \left[\frac{M_{RL,d}}{M_{RL,d} + w N_{RL,d}} \right] + 1 \right)$$

$$A_{L,r} = \psi_{ult} A_L \left(\frac{M_{RL,d}}{M_{RL,d} + w N_{RL,d}} \right)$$

$$w = L_T \left(\sqrt{\varepsilon - \varepsilon_{ult}} \frac{2}{\pi} + \frac{1}{500} \right)$$

$N_{RL,d}$, $M_{RL,d}$ esfuerzo de compresión último y momento último plástico de la sección formada por el rigidizador longitudinal y una parte del ala de anchura ρb_L , calculados con la resistencia de cálculo del acero estructural $\frac{f_y}{\gamma_a}$

ρ factor de reducción correspondiente a $N_{Rd,ult}$

Las demás definiciones, son las indicadas en el apartado anterior.

— Almas

El alma rigidizada longitudinalmente se reduce siguiendo el criterio establecido en el apartado 6.3.4.1.1. La sección transformada es la esquematizada en la figura 6.3.4.d).

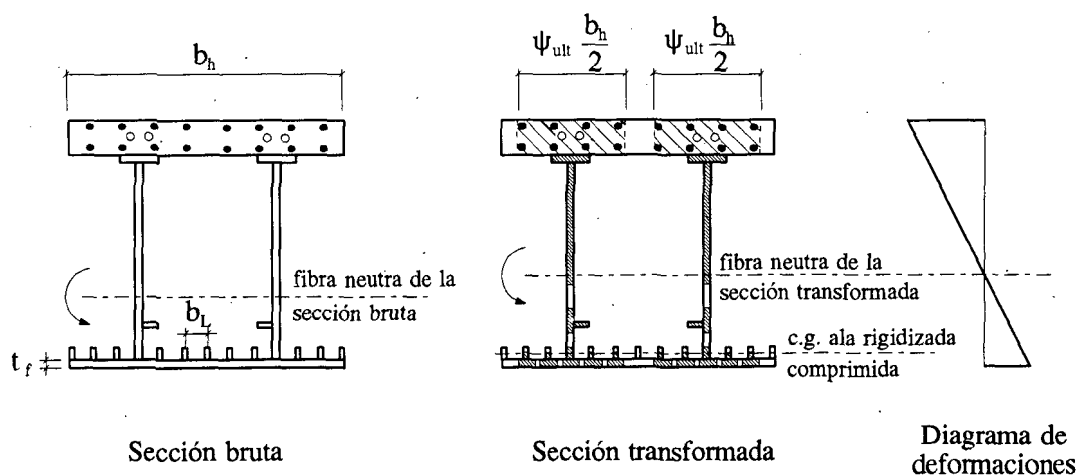


FIGURA 6.3.4.d)

— Alas traccionadas

Para las alas traccionadas, rigidizadas longitudinalmente, se considera un coeficiente de reducción por flexibilidad frente al esfuerzo rasante de valor:

$$\psi_{ult} = 2 \psi_{el} \geq 1$$

siendo ψ_{el} el coeficiente elástico definido en el apartado 4.5.

— Momento último según el método elástico corregido (EC) y plástico (P)

La sección se clasifica de acuerdo con los criterios indicados en las figuras 6.3.3.a) y 6.3.3.b), prescindiendo de los rigidizadores y en función de sus dimensiones geométricas, características mecánicas del material y del plano de deformaciones correspondiente al momento último. Según el tipo de sección, se evalúa el momento último de cálculo M_{Rd} , según el criterio establecido en el apartado 6.3.3.1.1, con las siguientes especificaciones suplementarias:

El esfuerzo axial último $N_{Rd,ult}$ resistido por el ala rigidizada comprimida es el indicado en el método anterior, en función de la deformación unitaria que exista en el centro de gravedad del conjunto transformado chapa y rigidizadores.

- La deformación máxima ε_{ult} en el centro de gravedad del conjunto transformado chapa y rigidizadores es la indicada en el método anterior.

La fibra neutra de la sección transformada se establece con la condición indicada en la figura 6.3.4.e).

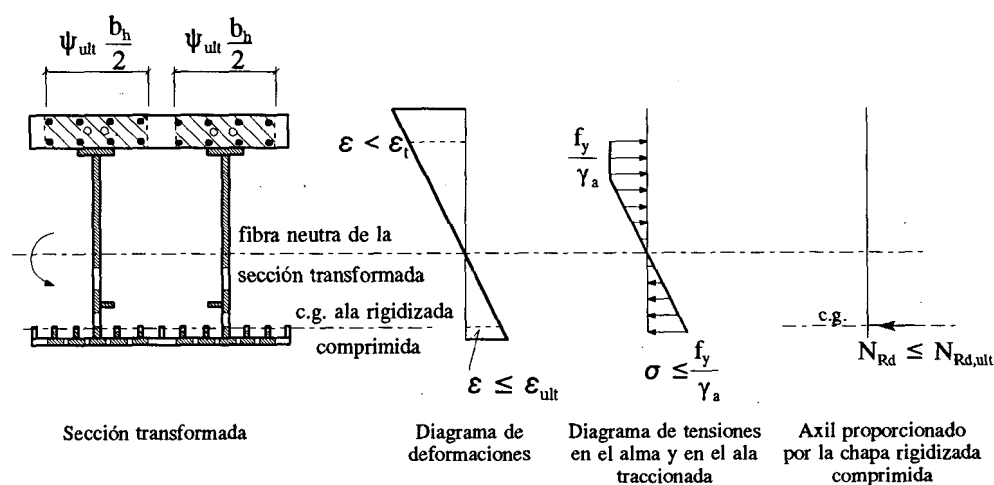


FIGURA 6.3.4.e)

— Momento último según el método elastoplástico (EP)

Es el método de cálculo descrito en el apartado 6.3.3.1.2. con las siguientes especificaciones adicionales:

- El esfuerzo axil del ala rigidizada comprimida es función de la deformación en el centro de gravedad del conjunto chapa y rigidizadores, tal y como se indica anteriormente.
- Los criterios de reducción de las alas traccionadas y almas, rigidizadas longitudinalmente, son los establecidos en el párrafo anterior.
- Los diagramas de deformación que fijan la fibra neutra y permiten reducir el alma, son los que se muestran en la figura 6.3.4.f).

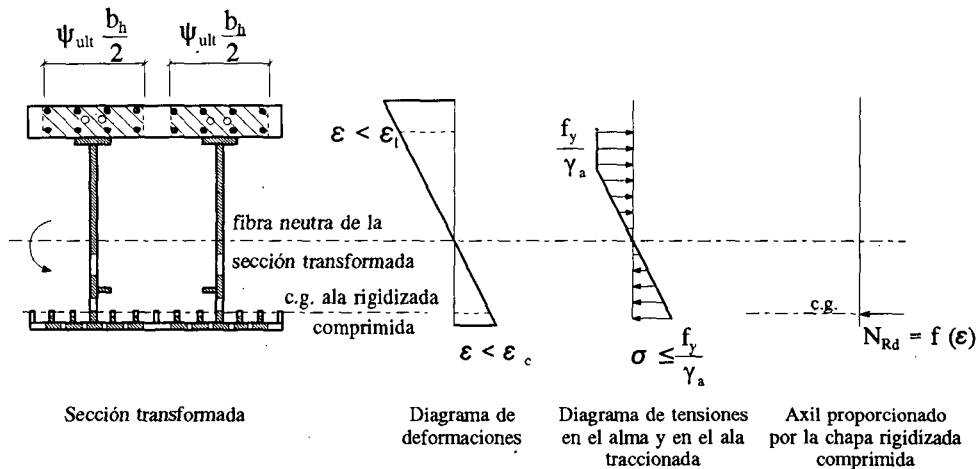


FIGURA 6.3.4.f)

Estableciendo el equilibrio de fuerzas entre el alma y ala traccionada -por integración de los diagramas de tensión- y la chapa rigidizada comprimida, función de su deformación, se obtiene un diagrama momento-curvatura de la sección, con la forma indicada en la figura 6.3.4.g).

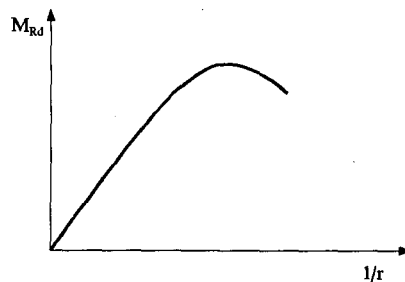


FIGURA 6.3.4.g)

6.3.4.2.2. Esfuerzo cortante último

El esfuerzo cortante último de cálculo V_{Rd} se determina como suma de los correspondientes a cada una de las almas del cajón, a partir de lo establecido en el apartado 6.3.4.1.2. Para el cálculo de la capacidad poscrítica $V_{t,d}$ no se cuenta, normalmente, con el complemento de resistencia generada por las alas de la sección, es decir, se toma $s_c = s_t = 0$. En comprobaciones analíticas complejas, se puede tener en cuenta la contribución del hormigón en el cálculo de $V_{t,d}$.

6.3.4.2.3. Esfuerzo de compresión último

El esfuerzo de compresión último de cálculo se ha de determinar según el *apartado 6.3.3.3*. La sección reducida A_a de acero estructural se calcula con un criterio análogo al establecido en el *apartado 6.3.4.2.1*.

6.3.4.2.4. Esfuerzo de torsión último

Para determinar el momento torsor último de cálculo, en el *apartado 6.3.3.5* se establece el procedimiento.

6.3.5. ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON CHAPAS RIGIDIZADAS Y LOSA DE HORMIGON COLABORANTE

6.3.5.1. Losa con rigidizadores embebidos

6.3.5.1.1. Generalidades

En determinados casos, se disponen chapas con rigidizadores embebidos en el hormigón; por ejemplo, en la parte inferior de puentes continuos en cajón, en la zona de apoyos. Se trata de elementos estructurales solicitados fundamentalmente a compresión, debido a la flexión del tablero, ya que normalmente no están cargados transversalmente.

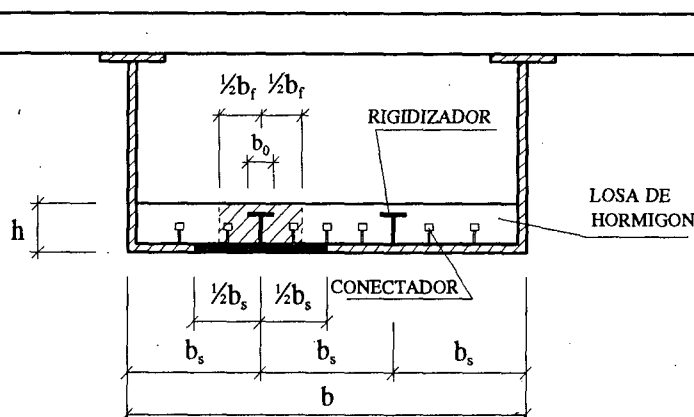


FIGURA 6.3.5.a)

6.3.5.1.2. Condiciones mínimas

Los rigidizadores longitudinales son, normalmente, abiertos y deben cumplir las condiciones mínimas exigidas en el apartado 6.5.2.

La ausencia de abollamientos locales queda asegurada siempre que se respeten las distancias mínimas entre conectadores, señaladas en el apartado 6.3.2.3.

La conexión se comprueba de acuerdo con los criterios especificados en el capítulo 7. Si no se disponen conectadores, es necesario asegurar el trabajo solidario del hormigón y el acero de la chapa rigidizada, comprobando que la tensión rasante entre ambos materiales, para las solicitaciones correspondientes al estado límite último, no supera la resistencia por adherencia, que puede tomar los siguientes valores de cálculo:

- alas de los rigidizadores $0,6 \text{ N/mm}^2$
- almas de los rigidizadores 0
- chapa rigidizada $0,2 \text{ N/mm}^2$

En losas con rigidizadores embebidos se ha de disponer la siguiente armadura mínima:

- barras corrugadas de 10 mm de diámetro, separadas como máximo 250 mm;
- estribos o cercos de 6 mm de diámetro, separados 200 mm.

La disposición de los cercos será tal que se sujeten una de cada dos barras consecutivas y todas aquellas que se dispongan a una distancia mayor de 15 cm.

6.3.5.1.3. Momento flector último de secciones en cajón con rigidizadores embebidos

El momento flector último de secciones en cajón con rigidizadores longitudinales embebidos en hormigón, se determina análogamente a lo especificado en el apartado 6.3.4.2.1. Para el cálculo de la resistencia del ala comprimida con rigidizadores embebidos, se ha de seguir el método que se indica a continuación.

Este método se emplea a falta de otra formulación basada en una modelización adecuada de las imperfecciones geométricas, las tensiones residuales existentes y los diagramas tensión-deformación del acero estructural, acero de armar y hormigón.

En la formulación que se especifica a continuación, se supone que no existe abollamiento local de la chapa y se ha dispuesto la conexión prevista en el apartado 6.3.2.3. En caso contrario, la formulación es válida sustituyendo los anchos de chapa totales por anchos reducidos.

La resistencia última del ala comprimida con rigidizadores embebidos, se determina mediante la siguiente expresión (se podrá tener en cuenta, además, la influencia del acero de armar, siempre y cuando se asegure la continuidad de las barras a través de las mamparas o rigidizadores transversales):

$$N_{Rd,ult} = \chi \psi_{ult} \left[(b t_f + n A_L) \frac{f_y}{\gamma_a} + (n + 1) b_f h_c 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right]$$

donde:

b ancho total del ala comprimida

b_f ancho de la losa colaborante de hormigón que se asocia a cada rigidizador, según se especifica a continuación

n número de rigidizadores longitudinales

A_L área de la sección de un rigidizador longitudinal

$\psi_{ult} = 2 \psi_{el} \times 1$ siendo ψ_{el} el coeficiente de reducción elástico indicado en el apartado 4.5.

χ coeficiente de pandeo obtenido según el apartado 6.3.3.3.2, teniendo en cuenta lo especificado a continuación.

El coeficiente de pandeo χ se determina para un soporte comprimido cuya sección transversal está formada por la correspondiente a un rigidizador longitudinal, una anchura de ala metálica a cada lado del rigidizador igual a $\frac{1}{2} b_L$ y una anchura de la losa de hormigón a cada lado del rigidizador igual a $\frac{1}{2} b_f$ según la figura 6.3.5.a).

Para b_f se toma el menor valor de b_L y $(b_o + 0,2 L_T)$

siendo:

- b_L separación entre rigidizadores longitudinales
- b_o ancho del ala del rigidizador
- L_T distancia entre rigidizadores transversales

La posición del eje neutro de la sección mixta monosimétrica se obtiene mediante un cálculo elástico, utilizando el módulo de elasticidad del hormigón definido en el apartado 6.3.3.3.2.

La falta de simetría del soporte anteriormente definido queda limitada por la condición:

$$\left(\frac{1}{2} h - z_g \right) \leq \frac{1}{10} h$$

siendo:

- z_g distancia entre la fibra neutra elástica de la sección homogeneizada y el borde exterior de la chapa metálica del ala comprimida
- h canto total de la losa de hormigón comprimida y la chapa

Para el factor de imperfección α se adopta el valor $\alpha = 0,76$.

Si como longitud de pandeo se toma la distancia entre rigidizadores transversales, éstos deberán tener el carácter de rígidos y su inercia deberá ser superior a la que se establece para este caso en el apartado 6.5.4.3. Para el cálculo de la inercia, tanto de los rigidizadores transversales como de los longitudinales, hay que tener en cuenta un ancho colaborante del ala metálica y de la losa de hormigón.

Si la inercia de los rigidizadores transversales es inferior a la necesaria para poder atribuirles el carácter de rígidos, se ha de tomar una longitud de pandeo superior a la distancia L_T entre rigidizadores transversales, que puede determinarse considerando los rigidizadores longitudinales como vigas comprimidas sobre apoyos elásticos.

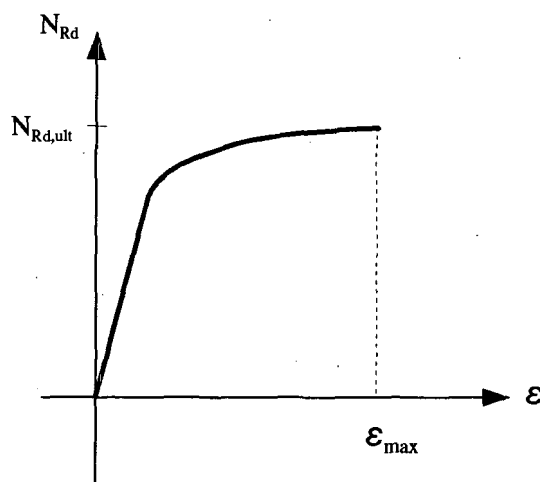


FIGURA 6.3.5.b)

El axil N_{Rd} del ala comprimida con rigidizadores embebidos es función de la deformación unitaria (figura 6.3.5.b), análogamente a lo indicado en el apartado 6.3.4.2.1.

La deformación máxima ϵ_{max} es la deformación en el centro de gravedad del soporte equivalente definido, compatible con la que se deduce del diagrama de pivotes para sección con doble acción mixta según el apartado 6.3.3.1.2.

En el caso de que el ala comprimida esté curvada, siendo e la flecha máxima debida a la curvatura entre rigidizadores transversales separados L_T , el factor de imperfección α tiene el valor:

$$\alpha = 0,76 \left[1 + \frac{250 e}{L_T} \right]$$

Ha de tenerse en consideración, además, la incidencia del hormigón fresco cuyo peso actúa sobre la chapa metálica rigidizada, causando en ésta deformaciones y solicitaciones previas.

6.3.5.2. Losa sobre chapa rigidizada

6.3.5.2.1. Generalidades

En otros casos, se disponen chapas rigidizadas longitudinalmente sobre las que se hormigona la losa, en la parte superior de puentes en cajón cerrado. Se trata de elementos estructurales que pueden situarse en la zona de momentos positivos o negativos de puentes continuos, pudiendo trabajar fundamentalmente en compresión o tracción, debido a la flexión global del tablero. Además, transmiten, por flexión local, las cargas permanentes y las sobrecargas a las almas y a los diafragmas o rigidizadores transversales que forman parte del cajón metálico.

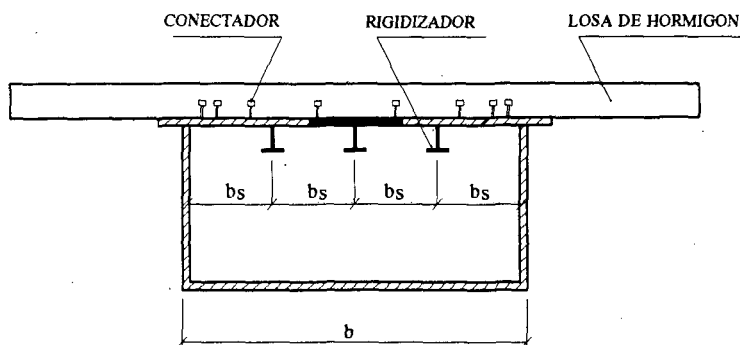


FIGURA 6.3.5.c)

6.3.5.2.2. Condiciones mínimas

Los rigidizadores longitudinales deben cumplir las condiciones mínimas exigidas en el *apartado* 6.5.2.

Es necesario asegurar que no se producen deslizamientos significativos entre el hormigón y el acero de la chapa rigidizada. La conexión entre ambos materiales estará dimensionada para los esfuerzos rasantes longitudinales debidos a la flexión general y local, y para los esfuerzos rasantes transversales provocados por la flexión local. Asimismo, han de tenerse en cuenta los esfuerzos rasantes debidos a la torsión, si se ha contado con el conjunto mixto losa-chapa en la resistencia a este respecto.

El dimensionamiento de la conexión acero-hormigón debe efectuarse según las condiciones establecidas en el *capítulo* 7. Para asegurar la ausencia de abollamientos locales de la chapa se disponen los conectadores según lo especificado en el *apartado* 6.3.2.3.

La disposición de los conectadores según la dirección transversal del puente se aproximará a la distribución de tensiones, definida en la figura 4.5.1.c).

En la parte inferior de la losa ha de disponerse una armadura mínima, con una cuantía en cada dirección, del 1,5‰ de la sección de hormigón.

En la parte superior de la losa, ha de preverse una armadura mínima, con una cuantía en cada dirección, del 3,0‰ de la sección de hormigón en las zonas con compresión predominante en la losa, y del 6,5‰ en las zonas con tracción predominante. Además, la fisuración del hormigón traccionado según lo establecido en el *apartado* 5.6, debe ser controlada.

El espesor mínimo de la chapa se fija en 10 mm y el de la losa de hormigón en 20 cm.

6.3.5.2.3. *Momento flector último*

El momento flector último de una sección en cajón cerrado con una losa sobre chapa rigidizada se determina análogamente a lo descrito en los *apartados* 6.3.4.2 y 6.3.5.1.

6.3.6. INTERACCION DE ESFUERZOS PARA UNA SECCION

6.3.6.1. Interacción de momento flector y esfuerzo cortante

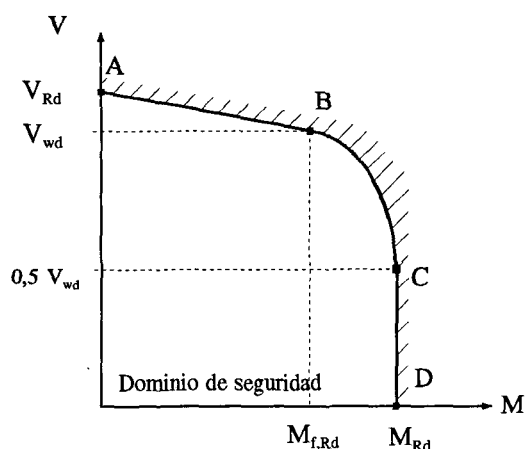


FIGURA 6.3.6.a)

El dominio de seguridad está representado en la figura adjunta y consta de tres zonas:

- La primera zona, entre los puntos A (0, V_{Rd}) y B ($M_{f,Rd}$, V_{wd}), donde el valor de $M_{f,Rd}$ es el que corresponde al momento último de la sección constituida exclusivamente por las alas y la losa de hormigón. Los esfuerzos cortantes últimos V_{Rd} y V_{wd} se obtienen para un momento flector último $M = 0$ y $M = M_{f,Rd}$, respectivamente, de acuerdo con el apartado 6.3.3.2.

Puntos intermedios en esta zona para un momento M_i [$0 < M_i < M_{f,Rd}$] se obtienen por aplicación del citado apartado 6.3.3.2.

- La segunda zona entre los puntos B ($M_{f,Rd}$, V_{wd}) y C (M_{Rd} , $V_{wd}/2$), limitada por la curva definida por la expresión:

$$M = M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{wd}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

siendo M_{Rd} el momento flector último de cálculo de la sección.

- La tercera zona entre los puntos C (M_{Rd} , $V_{wd}/2$) y D (M_{Rd} , 0), limitada por una recta.

6.3.6.2. Interacción de momento flector y esfuerzo de compresión

En función del método de cálculo del momento flector último se distinguen dos casos:

6.3.6.2.1. Método elástico-correctado (EC) y plástico (P)

Para secciones compactas se puede evaluar el diagrama de interacción $N_{Rd} - M_{Rd}$, planteando el cálculo plástico de la sección con diagramas rectangulares de tensión para acero estructural, armaduras y hormigón.

Para secciones moderadamente esbeltas se toma la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Para secciones esbeltas se toma la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

siendo e_N el desplazamiento de la fibra neutra de la sección solicitada en compresión uniforme, que se produce cuando la sección reducida difiere de la bruta.

6.3.6.2.2. Método elastoplástico (EP)

Dada la generalidad del método, es posible obtener directamente el diagrama de interacción $M_{Rd}-N_{Rd}$.

6.3.6.3. Interacción de momento flector y esfuerzo de tracción

Son aplicables las expresiones que figuran en el apartado 6.3.6.2 tomando siempre $e_{Ny} = e_{Nz} = 0$.

6.3.6.4. Interacción de esfuerzo cortante y esfuerzo de compresión o tracción

A los efectos de la definición del diagrama de interacción generalizado, se ha de considerar:

$$\begin{aligned} \cdot \text{ si } N_{Sd} &\leq N_{Rd} \left(1 - \frac{A_w}{A}\right) & V_{Sd} &\leq V_{Rd} \\ \cdot \text{ si } N_{Sd} &> N_{Rd} \left(1 - \frac{A_w}{A}\right) & V_{Sd} &\leq V_{Rd} \frac{A}{A_w} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right) \end{aligned}$$

en donde:

- A_w área reducida del alma de la viga que contribuye al esfuerzo último de cálculo de la sección a compresión o tracción.
- A área total reducida que interviene en la determinación del esfuerzo último de cálculo de la sección a compresión o tracción.

6.3.6.5. Interacción de momento flector, esfuerzo cortante y esfuerzo de compresión o tracción

El diagrama de interacción tridimensional, se representa en la figura 6.3.6.b).

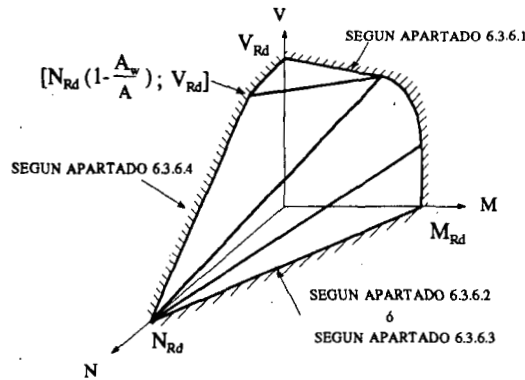


FIGURA 6.3.6.b)

6.3.6.6. Interacción de momento flector, esfuerzo cortante y momento torsor en secciones en cajón

Se determina mediante el diagrama de interacción definido en el apartado 6.3.6.1, sustituyendo los valores de V_{Rd} , M_{Rd} y $M_{f,Rd}$ por los siguientes valores reducidos:

$$V_{Rd} \left(1 - \frac{T_{Sd} h}{A_\phi V_{Rd}} \right)$$

$$M_{Rd} \sqrt{1 - \left(\frac{T_{Sd}}{2 A_\phi R_{Rd, \min}} \right)^2}$$

$$M_{f,Rd} \sqrt{1 - \left(\frac{T_{Sd}}{2 A_\phi R_{Rd, \min}} \right)^2}$$

siendo:

- h distancia entre la chapa inferior y la fibra media de la losa de hormigón
- A_ϕ área encerrada por la línea media de las chapas del cajón y la fibra media de la losa de hormigón

$R_{Rd,min}$ valor del esfuerzo rasante mínimo resistido por la armadura longitudinal de la losa y la chapa inferior, o sea:

$$R_{Rd,min} = \left\{ \frac{V_{Rd,inf}}{b_{inf}}, \frac{f_{sk} A_L}{\gamma_s b_{sup}} \right\}$$

con

$V_{Rd,inf}$ esfuerzo cortante último de la chapa inferior
 b_{inf} ancho de la chapa inferior
 A_L armadura longitudinal dispuesta entre almas
 b_{sup} distancia entre almas a nivel de la chapa superior

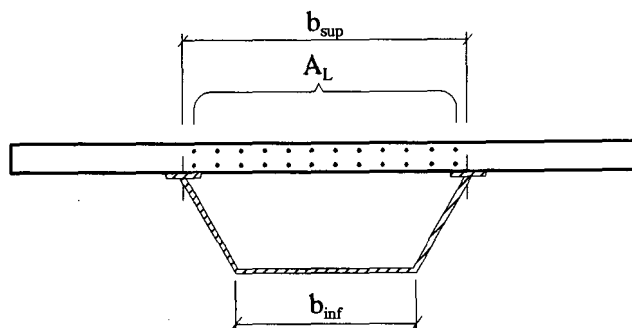


FIGURA 6.3.6.c)

La formulación anterior se refiere a puentes cajón de una célula.

6.3.7. INTERACCION DE ESFUERZOS PARA UNA PIEZA

6.3.7.1. Piezas solicitadas por esfuerzos de flexión y compresión

6.3.7.1.1. Método general

Para una pieza mixta de sección cualquiera han de tenerse en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con lo indicado en el apartado 4.2.2. El factor de imperfección α se toma del apartado 6.3.3.3.2.

6.3.7.1.2. Método simplificado

Este método es aplicable a piezas incluidas en estructuras intraslacionales:

— *Elementos comprimidos aislados*

- soportes aislados (figura 6.3.7.a)
- elementos articulados en estructuras intraslacionales (figura 6.3.7.b)

— *Elementos comprimidos que forman parte de una estructura intraslacional*

Se entiende que una estructura aporticada es intraslacional si los esfuerzos de segundo orden, derivados de considerar el movimiento de los nudos, no suponen un aumento de los esfuerzos de más de un 10% (figura 6.3.7.c).



FIGURA 6.3.7.a)

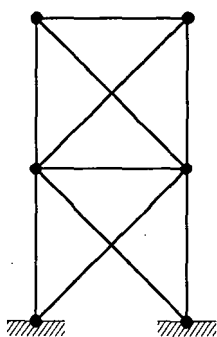


FIGURA 6.3.7.b)

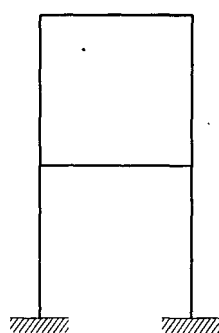


FIGURA 6.3.7.c)

Para piezas que cumplan las condiciones exigidas para el método simplificado del apartado 6.3.3.3.2, se puede proceder tal y como se especifica a continuación:

— Flexión uniaxial

Comprobar la pieza en un plano perpendicular al de la flexión, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.3.3.3.2.

Comprobar la pieza en el plano de la flexión, adoptando un esfuerzo de flexión equivalente:

$$M_{Sd,eq} = \beta \frac{M_{Sd}}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_E}} + M_{Sd}$$

siendo:

M_{Sd} máximo valor del momento flector de cálculo de primer orden en la pieza
 N_{Sd} axil máximo de cálculo
 N_E axil crítico elástico de pandeo según se establece en el apartado 6.3.3.3.2
 β factor de equivalencia:

$\beta = 0,66 + 0,44 r + 0,44$ para piezas que forman parte de un pórtico intraslacional y en donde la variación de la ley de momentos flectores es lineal entre los valores M_{Sd} y $r M_{Sd}$;

$\beta = 1,0$ para elementos aislados sometidos a cargas laterales;

Para el caso combinado de piezas con momentos en los extremos y cargas laterales, β no debe ser inferior a 1,0.

Se debe verificar que:

$$\begin{aligned} N_{Sd} &\leq \chi N_{Rd} \\ M_{Sd,eq} &\leq 0,9 \mu M_{Rd} \end{aligned}$$

donde:

χ coeficiente de pandeo, según el apartado 6.3.3.3.2

μ coeficiente deducido del diagrama de interacción $N_{Rd} - M_{Rd}$ de la sección (figura 6.3.7.d), calculado según el apartado 6.3.6.2. Se tomará $\mu \leq 1$ salvo que M_{Sd} sea debido exclusivamente a la excentricidad de N_{Sd} .

El valor de μ es:
$$\mu = \mu_d - \mu_x \frac{\chi_d - \chi_n}{\chi - \chi_n}$$

siendo:

$$\begin{aligned} \chi_d &= \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \\ \chi_n &= \chi \frac{1-r}{4} \end{aligned}$$

μ_d y μ_χ se deducen de la figura 6.3.7.d) correspondiente al diagrama de interacción $N_{Rd} - M_{Rd}$ de una sección genérica.

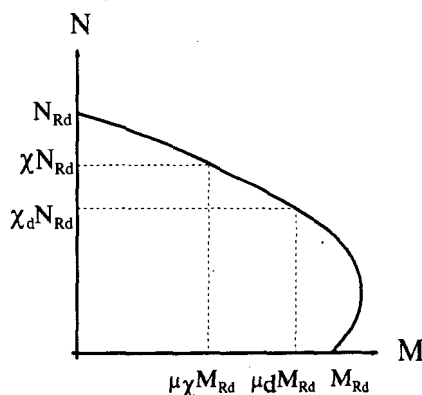


FIGURA 6.3.7.d)

— Flexión biaxial

En general, las comprobaciones deben efectuarse en cada uno de los dos posibles planos de pandeo. Solamente procede considerar el efecto del pandeo en el plano que se está evaluando y no en el plano perpendicular. Con este criterio, al que corresponde la figura 6.3.7.e), las comprobaciones a efectuar para cada plano de pandeo son las siguientes:

$$M_{y,Sd} \leq 0,9 \mu_y M_{y,Rd} ; \quad M_{z,Sd} \leq 0,9 \mu_z M_{z,Rd} ; \quad \frac{M_{y,Sd}}{\mu_y M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_z M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

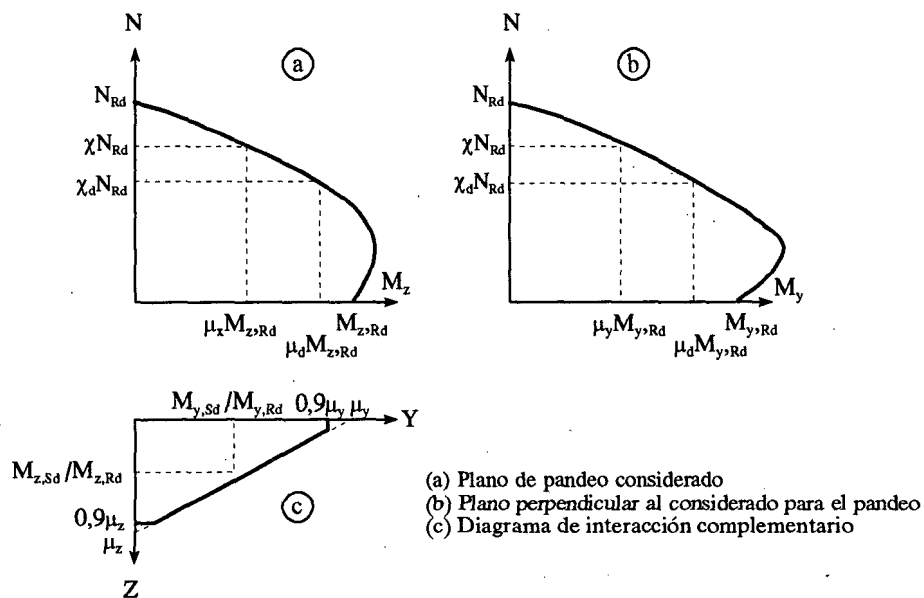


FIGURA 6.3.7.e)

6.3.8. INTRODUCCION DE CARGAS CONCENTRADAS EN ELEMENTOS ESBELTOS

En elementos esbeltos, cuando las cargas concentradas se introducen directamente sobre la parte metálica, se disponen normalmente rigidizadores que se deben dimensionar de acuerdo con el apartado 6.5.

Para excluir fenómenos de inestabilidad global, debe impedirse el desplazamiento lateral de los puntos de introducción de las cargas.

En ausencia de rigidizadores, el valor de cálculo de la resistencia última es el menor de los que resulten de acuerdo con los criterios especificados a continuación:

a) Criterio de resistencia

El valor de cálculo de la resistencia última por plastificación del alma debido a una carga introducida, según la figura 6.3.8.a), se determina de acuerdo con la expresión siguiente:

$$F_{Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_a}$$

siendo:

f_y límite elástico del acero
 A área considerada teniendo en cuenta la difusión de la carga

En caso necesario se comprueba también la ausencia de plastificaciones locales según el apartado 5.5.

Para la difusión de la carga en la zona de transición entre alma y ala, se puede admitir una pendiente de $1:\alpha$. Para solicitaciones estáticas, α se calcula mediante la expresión:

$$\alpha = \alpha_o \sqrt[4]{\frac{b}{10 t_f}} \geq 1,25 \alpha_o$$

siendo:

b anchura del ala
 t_f espesor del ala
 $\alpha_o = 3$ para elementos armados
 $\alpha_o = 6$ para perfiles laminados

El coeficiente α_o para perfiles laminados tiene en cuenta la influencia de los radios de acuerdo ala-alma. La longitud de referencia l_r para la difusión de los esfuerzos se calcula para la superficie de intersección teórica entre ala y alma.

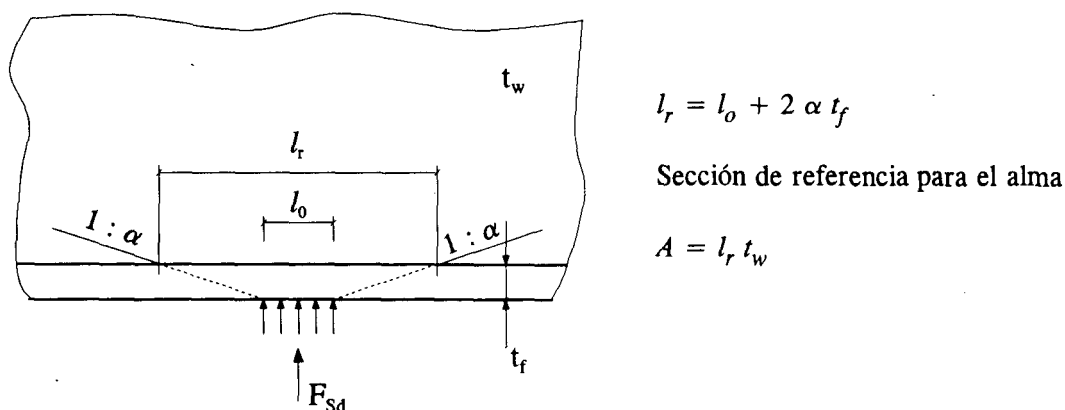


FIGURA 6.3.8.a)

En el caso de elementos armados han de verificarse, además, las soldaduras entre ala y alma según lo especificado en el apartado 8.3.

Para la difusión de la carga a través de placas intermedias, se puede admitir una pendiente 1:1 (figura 6.3.8.b).

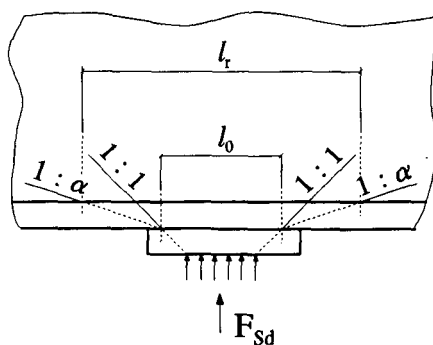


FIGURA 6.3.8.b)

Para la difusión de cargas concentradas a través de losas de hormigón se puede admitir, también, una pendiente 1:1.

b) Criterio de estabilidad

Si la rotación local del ala y el desplazamiento lateral están impedidos, el valor de cálculo de la resistencia última por inestabilidad debida a la introducción de la carga según la figura 6.3.8.c), se calcula mediante la fórmula:

$$F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} 0,6 t_w^2 \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} k_1 k_2 k_3 k_4$$

con:

$$k_1 = \sqrt[4]{\frac{b}{10 t_f}} \leq 1,25$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{60 t_w}{d}} \leq 1,0$$

$$k_3 = 1 + \frac{l_o}{d} \leq 1,50$$

$$k_4 = \sqrt{1,0 - \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2}$$

E_a módulo de elasticidad del acero

d altura del alma

t_f espesor del ala comprimida

t_w espesor del alma

M_{Sd} valor de cálculo del momento flector debido a la sollicitación global de la viga en la zona de aplicación de la carga concentrada, que se introduce en el ala comprimida

M_{Rd} valor de cálculo del momento último

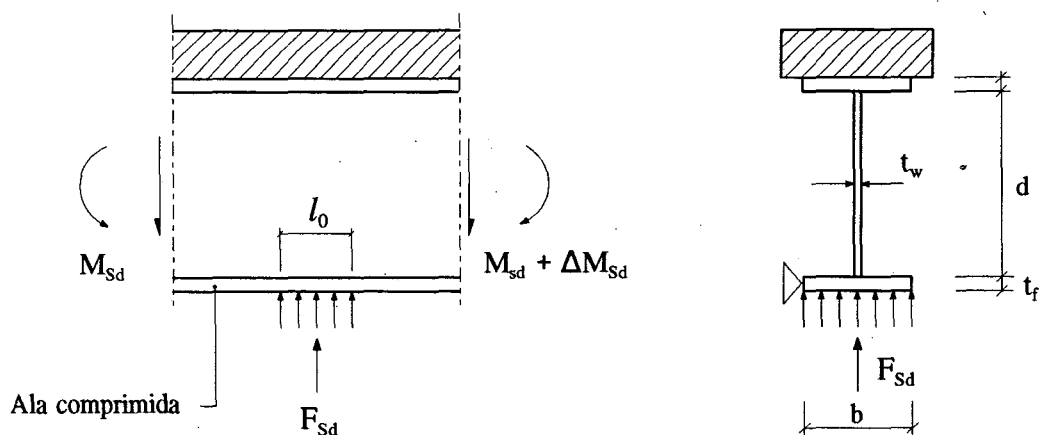


FIGURA 6.3.8.c)

En ausencia de cálculos específicos no se puede tener en cuenta la influencia favorable de los rigidizadores longitudinales de alma sobre la resistencia última frente a la introducción de cargas concentradas.

6.4. ESTADO LIMITE ULTIMO DE PANDEO LATERAL

6.4.1. GENERALIDADES

Siempre que el ala comprimida de una viga no tenga impedido su pandeo en un plano perpendicular al del alma de la viga, el momento de cálculo que solicita la viga M_{Sd} , ha de ser inferior al momento último de cálculo que puede provocar el pandeo lateral $M_{LT,Rd}$, deducido de acuerdo con los criterios que se establecen en los apartados siguientes.

En el caso de que se trate de un puente construido por fases y en que las vigas metálicas deban soportar, durante la construcción, el peso del hormigón fresco por no estar apeadas, procede verificar también la seguridad al pandeo lateral para esta etapa, siguiendo lo expuesto en las "Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras" (R.P.M.).

6.4.2. MOMENTO ULTIMO DE PANDEO LATERAL

El momento último de cálculo de pandeo lateral, se calcula según:

$$M_{LT,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd}$$

siendo M_{Rd} el momento último de cálculo de la sección, determinado de acuerdo con lo indicado en los apartados 6.3.3.1 ó 6.3.4.1.

El coeficiente de reducción χ_{LT} se determina mediante la expresión:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}} \geq 1$$

en donde:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

con: $\alpha_{LT} = 0,21$ para perfiles laminados

$\alpha_{LT} = 0,49$ para elementos armados

El valor de $\bar{\lambda}_{LT}$, esbeltez relativa frente al pandeo lateral, se deduce mediante la expresión:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{M_R}{M_{cr}} \right]^{1/2}$$

siendo:

M_R momento flector último determinado de acuerdo con los apartados 6.3.3.1 ó 6.3.4.1, para $\gamma_c = \gamma_s = \gamma_a = 1$

M_{cr} momento crítico elástico de pandeo lateral, determinado según el apartado 6.4.3.

Cuando el valor de $\bar{\lambda}_{LT}$ es menor que 0,4, se puede considerar que no existe riesgo de pandeo lateral.

6.4.3. MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO DE PANDEO LATERAL, M_{cr}

6.4.3.1. Vigas con apoyos laterales intermedios

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} en las zonas de los apoyos de una viga continua en la que el ala de la sección metálica más alejada de la losa de hormigón se encuentra comprimida, se puede asimilar con criterio conservador al esfuerzo crítico elástico de compresión del soporte definido a continuación, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- El desplazamiento lateral del ala metálica comprimida esté coaccionado en los apoyos de la viga considerada.
- El ala metálica comprimida tenga apoyos laterales intermedios.

El método de cálculo de M_{cr} indicado a continuación está basado en las anteriores hipótesis. En caso de que se desee obtener un valor más preciso de M_{cr} , se pueden tener en cuenta otros efectos como el producido por el empotramiento de la sección metálica en la losa de hormigón.

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} de una viga de sección compacta o moderadamente esbelta, se asimila con criterio conservador a la torsión no uniforme de dicha sección, por lo que se puede determinar mediante la expresión:

$$M_{cr} = W_{y,c} \frac{\pi^2 E_a i_c^2 C_1}{l_p^2}$$

en donde:

- $W_{y,c}$ módulo resistente elástico de la sección correspondiente a la fibra más comprimida
- i_c radio de giro, con relación al plano del alma, del soporte formado por el ala metálica y la tercera parte de la zona comprimida del alma
- C_1 factor que depende de las condiciones de apoyo y del diagrama de momentos flectores; en caso de que el giro torsional esté totalmente coaccionado en los extremos del tramo considerado de la viga y el diagrama de momentos flectores sea lineal, se aplican los valores de la tabla 6.4.3.a)
- l_p longitud equivalente de pandeo del soporte anteriormente definido

En el caso de que los apoyos laterales del tramo considerado tengan el carácter de rígidos, se toma como longitud equivalente de pandeo la distancia entre dichos apoyos.

En el caso de que los apoyos laterales no tengan el carácter de rígidos, la longitud equivalente de pandeo se puede estimar mediante la expresión:

$$l_p = \pi \sqrt[4]{\frac{1}{4} E_a I_c a \delta} \cdot a$$

siendo:

- I_c inercia del soporte comprimido anteriormente definido con relación al plano del alma
- a distancia entre apoyos laterales
- δ desplazamiento del apoyo lateral debido a una carga unitaria actuando en la dirección de dicho apoyo

La fórmula anterior se aplica, también, a dos o más soportes de idéntica rigidez I_c cuyo apoyo lateral se realiza por elementos comunes que forman marcos. En ese caso, para el cálculo del desplazamiento δ de un apoyo, se tiene en cuenta el pandeo simultáneo de los soportes comprimidos, y la dirección de las cargas unitarias que actúan al nivel de cada uno de los soportes ha de ser tal que el desplazamiento δ sea máximo.

Los elementos que forman los apoyos laterales del soporte recto comprimido se han de dimensionar para resistir una carga del 1,5% del esfuerzo máximo de compresión que solicita dicho soporte.

En el caso de una viga con sección metálica esbelta se ha de calcular el momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} para la sección reducida, determinada según el apartado 6.3.2.

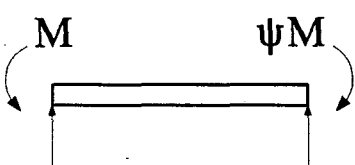
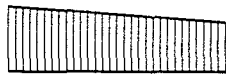
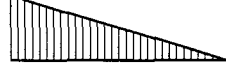
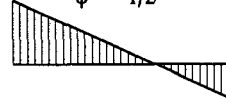
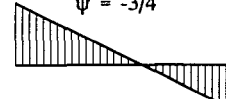
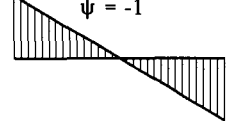
$$M_{cr} = W_{y,c} \frac{\pi^2 E_a i_c^2 C_1}{l_p^2}$$

siendo:

- $W_{y,c}$ módulo resistente elástico de la sección reducida correspondiente a la fibra más comprimida
- i_c radio de giro, con relación al plano del alma, del soporte formado por la sección reducida del ala comprimida y la parte del alma reducida adyacente a dicha ala, que no será superior a la tercera parte de la zona comprimida del alma

El momento crítico elástico de pandeo lateral puede ser obtenido según otros métodos reconocidos. El momento último de cálculo de pandeo lateral, sin embargo, ha de determinarse según lo especificado en el apartado 6.4.2.

TABLA 6.4.3.a). - VALORES DEL FACTOR C_1 PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO DE PANDEO LATERAL, M_{cr}

	Diagrama de momentos flectores	C_1
	$\psi = +1$ 	1,0
	$\psi = +3/4$ 	1,14
	$\psi = +1/2$ 	1,32
	$\psi = +1/4$ 	1,56
	$\psi = 0$ 	1,88
	$\psi = -1/4$ 	2,28
	$\psi = -1/2$ 	2,70
	$\psi = -3/4$ 	2,93
	$\psi = -1$ 	2,75

6.4.3.2. Vigas sin apoyos laterales intermedios ni rigidizadores transversales intermedios

El momento crítico elástico M_{cr} en el apoyo de una viga continua, en que el ala de la sección metálica más alejada de la losa de hormigón se encuentra comprimida, se puede determinar según lo especificado en el presente apartado, si se cumplen las siguientes condiciones:

- El desplazamiento lateral del ala comprimida está coaccionado en los puntos de apoyo de la viga continua.
- El alma de las vigas metálicas no dispone de rigidizadores transversales intermedios y tampoco dispone de diafragmas intermedios.
- Las secciones metálicas son mono o doblemente simétricas en el vano considerado.

El modelo para este método es el pórtico continuo en U invertida. El momento crítico elástico en un apoyo interno puede calcularse mediante la expresión:

$$M_{cr} = \frac{k_b C_4}{a} \left[\left(G_a I_{at} + k_s \frac{a^2}{\pi^2} \right) E_a I_{afz} \right]^{1/2}$$

siendo:

- a longitud de la viga entre puntos en los cuales el ala inferior del elemento de acero está sujeta lateralmente
- C_4 coeficiente que tiene en cuenta la variación del momento flector en la longitud a y que se tomará de las tablas 6.4.3.b), 6.4.3.c) y 6.4.3.d).
- k_b coeficiente que se determina mediante las expresiones:

$$k_b = \frac{h_s \frac{I_y}{I_{ay}}}{\frac{(z_f - z_s)^2 + i_x^2}{e} + 2(z_f - z_j)} \quad \text{para secciones de acero monosimétricas}$$

$$k_b = \frac{h_s \frac{I_y}{I_{ay}}}{\frac{\frac{h_s^2}{4} + i_x^2}{e} + h_s} \quad \text{para secciones de acero doblemente simétricas}$$

donde:

$$z_f = h_s \frac{I_{afz}}{I_{az}}$$

$$z_j = z_s - \int_{A_a} \frac{z(y^2 + z^2) dA}{2 I_{ay}}$$

$$z_j = 0,4 h_s \left(2 \frac{I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right) \quad \text{para } I_{afz} > 0,5 I_{az}$$

z_s distancia del centro de gravedad de la sección de acero a su centro de esfuerzos cortantes, que se tomará como positiva cuando éste último se encuentre entre el centro de gravedad de la sección y el ala comprimida

h_s distancia entre los centros de esfuerzos cortantes de las alas de la sección de acero

$$e = \frac{A I_{ay}}{A_a z_c (A - A_a)}$$

z_c distancia entre el centro de gravedad de la sección metálica y el centro de gravedad de la losa de hormigón

$$G_a = \frac{E_a}{2(1 + \nu)} \quad \text{módulo de elasticidad transversal del acero}$$

A área de la sección mixta, sin considerar el hormigón en tracción

I_y inercia en relación con el eje y-y de la sección mixta de área A

A_a área de la sección metálica

E_a módulo de elasticidad del acero

I_{ay} e I_{az} inercias respecto a los ejes y-y y z-z de la sección de acero

$$i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}$$

I_{afz} inercia del ala comprimida en relación con el eje z-z

I_{at} módulo de torsión de la sección de acero

k_s rigidez transversal por unidad de longitud de la viga, que se determinará de acuerdo con la figura 6.4.3 mediante la relación:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_a}$$

(k_c rigidez de la losa fisurada de hormigón y, k_a rigidez del alma de la viga).

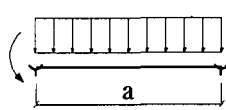
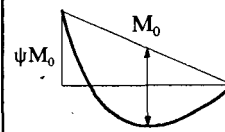
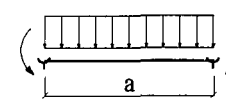
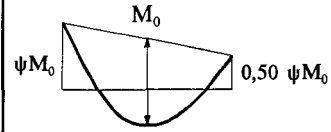
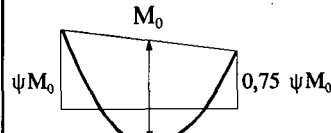
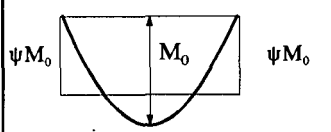
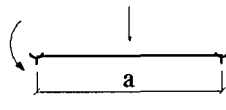
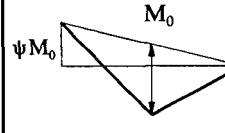
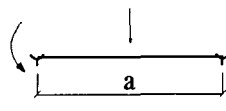
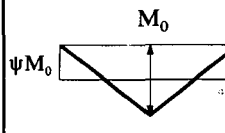
TABLA 6.4.3.b).- VALORES DEL FACTOR C_4 , PARA VIGAS CARGADAS TRANSVERSALMENTE						
Tipo de carga y condiciones de apoyo	Diagrama de momentos flectores	C_4				
		$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$	$\psi = 1,25$	$\psi = 1,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7

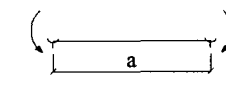
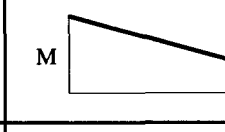
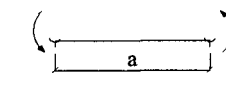
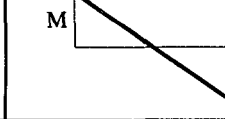
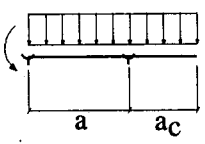
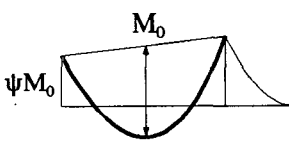
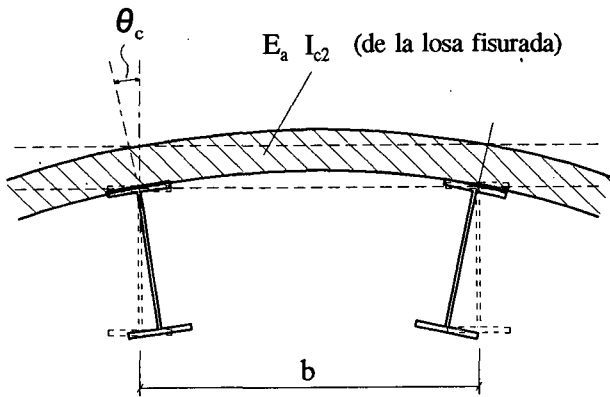
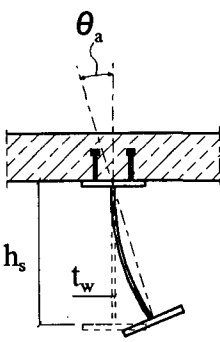
TABLA 6.4.3.c).- VALORES DEL FACTOR C_4 , PARA VIGAS SIN CARGAS TRANSVERSALES						
Tipo de carga y condiciones de apoyo	Diagrama de momentos flectores	C_4				
		$\psi = 0,00$	$\psi = 0,25$	$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

TABLA 6.4.3.d).- VALORES DEL FACTOR C_4 , EN SOPORTES EXTREMOS, PARA VIGAS CON VOLADIZOS

Tipo de carga y condiciones de apoyo	Diagrama de momentos flectores	a_c/a	C_4			
			$\psi = 0,00$	$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$
		0,25	47,6	33,8	26,6	22,1
		0,50	12,5	11,0	10,2	9,3
		0,75	9,2	8,8	8,6	8,4
		1,00	7,9	7,8	7,7	7,6



$$k_c = \alpha \frac{E_a I_{c2}}{b}$$



$$k_a = \frac{E_a t_w^3}{4 (1 - \nu_a^2) h_s}$$

- $\alpha = 2,0$ (losas biapoyadas o en voladizo)
- $\alpha = 4,0$ (losas continuas)
- $I_{c2} =$ es la inercia de la sección equivalente de acero, calculada despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura. I_{c2} es el menor de:
 - el valor en el centro del vano para momentos flectores positivos;
 - el valor en un apoyo interno para momentos flectores negativos.
- $\nu_a = 0,3$ (coeficiente de Poisson del acero estructural.)

FIGURA 6.4.3

6.5. RIGIDIZADORES

6.5.1. GENERALIDADES

Los rigidizadores dispuestos en las alas y en las almas de las vigas o cajones de los puentes mixtos, deben tener unas dimensiones tales que con ellas se consiga:

- . evitar el pandeo torsional
- . evitar inestabilidades locales
- . tener rigidez adecuada
- . tener resistencia suficiente

Para evitar el pandeo torsional y el riesgo de inestabilidades locales, se requieren unas condiciones geométricas mínimas, que se definen en el *apartado 6.5.2.*

Las condiciones de rigidez y resistencia exigen el cumplimiento de lo establecido en los *apartados 6.5.3. y 6.5.4.* para los rigidizadores de las almas y de las alas comprimidas. Además, las disposiciones constructivas de los rigidizadores deben ser objeto de especial atención para evitar concentraciones inadmisibles de tensiones y limitar las tensiones residuales por coacción de las deformaciones producidas durante el proceso de soldadura.

6.5.2. CONDICIONES MINIMAS

La geometría de los rigidizadores planos, en T, en L o en sección cerrada, representados en la figura 6.5.2, ha de cumplir las condiciones siguientes:

. rigidizador plano: $\frac{h_s}{t_s} \leq 10$

. rigidizadores en T y L: $\frac{h_s}{t_s} \leq 30$
 $\frac{b_s}{t_{bs}} \leq 10$

. rigidizadores cerrados: $\frac{h_s}{t_s} \leq 30$
 $\frac{b_s}{t_s} \leq 30$

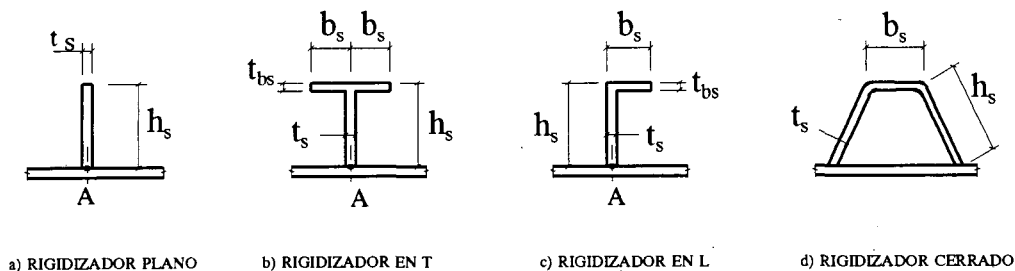


FIGURA 6.5.2.

Además, en el caso de los rigidizadores en T y L la deformación unitaria en el centro de gravedad del rigidizador, debida a la combinación de acciones determinantes, ha de cumplir la condición:

$$\varepsilon_{sd} \leq \chi \frac{\varepsilon_y}{\gamma_M}$$

siendo χ el coeficiente obtenido según la expresión del apartado 6.3.3.3.2 para un factor de imperfección $\alpha = 0,49$ y una esbeltez relativa $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{ST}}}$, con:

$$\varepsilon_{ST} = \frac{2\pi^2}{L^2} \frac{I_w}{I_o}$$

donde:

L la distancia entre puntos de apoyo del rigidizador

I_o inercia polar con relación al punto A

I_w inercia al alabeo de la sección, con relación al punto A, que se puede tomar aproximadamente:

$$\text{. rigidizador en T: } I_w = \frac{2}{3} b_s^3 h_s^2 t_{bs}$$

$$\text{. rigidizador en L: } I_w = \frac{1}{3} b_s^3 h_s^2 t_{bs}$$

Por otra parte, para los rigidizadores transversales y longitudinales del alma y para los rigidizadores transversales de las alas comprimidas que tengan el carácter de rígidos, se recomienda que se cumpla la condición:

$$\frac{L_s}{h_s} \leq 15$$

siendo:

L_s distancia entre alas para los rigidizadores transversales del alma;
distancia entre rigidizadores transversales para los rigidizadores longitudinales del alma;

distancia entre almas para los rigidizadores transversales del ala;
 h_s canto total del rigidizador.

Para los rigidizadores longitudinales de las alas comprimidas y los rigidizadores transversales a los que se asigne el carácter de flexibles, la recomendación anterior se puede reducir hasta el valor:

$$\frac{L_s}{h_s} \leq 25$$

Conviene evitar la utilización de rigidizadores longitudinales planos en las zonas comprimidas de una placa rigidizada.

También han de tenerse en cuenta, salvo justificación especial, las condiciones adicionales siguientes:

- a) Cuando se trate de alas traccionadas, deben disponerse rigidizadores longitudinales a distancias inferiores a 120 veces el espesor de la chapa a la que se unen, con un valor de la relación L_s/h_s , anteriormente definida, no superior a 25.
- b) En alas, el material de los rigidizadores longitudinales debe tener las mismas características mecánicas que la chapa a la que van unidos.
- c) Las soldaduras entre los rigidizadores y la chapa a la que van unidos deben dimensionarse para resistir los esfuerzos correspondientes al estado límite último.
- d) La separación entre rigidizadores longitudinales en alas comprimidas de secciones en cajón o asimilables, no debe ser mayor que 60 veces el espesor de la chapa a la que van unidos y debe ser constante entre cada pareja de rigidizadores longitudinales.

6.5.3. RIGIDIZADORES DE ALMAS

6.5.3.1. Almas sin rigidizadores longitudinales

6.5.3.1.1. Rigidizadores transversales intermedios

Los rigidizadores transversales intermedios deben dimensionarse para que cumplan las condiciones siguientes, además de las especificadas en el apartado 6.5.2.

a) Condición de rigidez:

La inercia I_T de la sección formada por el rigidizador más una anchura de alma a cada lado del rigidizador, igual a $15 t_w \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y en [N/mm²]), con relación a su fibra neutra, paralela al plano del alma, es tal que:

$$I_T \geq k_t \gamma_T^* \frac{d t_w^3}{12(1 - \nu^2)}$$

en donde:

$$\gamma_T^* = \frac{21}{\left(\frac{L_T}{d}\right)} - 15 \left(\frac{L_T}{d}\right) \leq 6$$

L_T distancia entre rigidizadores transversales

d altura del alma de la viga

$$k_t = 1 \quad \text{para } d/t_w \leq 75$$

$$k_t = 3 \quad \text{para } d/t_w \geq 150$$

$$k_t = 1 + 2 \left(\frac{\frac{d}{t_w} - 75}{75} \right) \quad \text{para } 75 < d/t_w < 150$$

Por otro lado, la inercia del rigidizador transversal con relación al eje contenido en el plano medio del alma de la viga, es tal que:

$$I_T \geq 1,5 \left(\frac{d}{50} \right)^4$$

b) Condición de resistencia:

El rigidizador ha de dimensionarse como un soporte de altura 0,80 veces la altura del alma, solicitado en compresión y flexión. La sección resistente incluye el rigidizador más una anchura de alma a cada lado del rigidizador, igual a $10 t_w \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y en [N/mm²]).

En el caso de que el límite elástico del rigidizador f_{yT} sea inferior al límite elástico del alma f_y , se puede calcular, en primera aproximación, con un área reducida del rigidizador:

$$A_{T,red} = A_T \frac{f_{yT}}{f_y}$$

siendo A_T el área bruta del mismo.

El esfuerzo de compresión a considerar en el dimensionamiento, es:

$$N_{Td} + N_{ed}$$

con:
$$N_{Td} = V_{Sd} - \frac{d t_w \tau_t}{\gamma_a} \leq 0$$

siendo:

τ_t tensión tangencial crítica según el apartado 6.3.3.2.2.

V_{Sd} esfuerzo cortante de cálculo

N_{ed} es el valor de cálculo de las cargas exteriores que pueden actuar directamente sobre el rigidizador o del esfuerzo proveniente de una viga transversal unida al rigidizador.

En el caso de que el rigidizador se sitúe en una sola cara, se considera que N_{Td} actúa con la excentricidad que se muestra en la figura 6.5.3. En todos los casos, N_{ed} actúa con la excentricidad que resulta de la posición real de las cargas o esfuerzos exteriores actuantes.

Para la determinación de los esfuerzos de flexión, se consideran aplicadas transversalmente sobre el rigidizador las cargas siguientes:

- . carga, por unidad de longitud, igual a $1,5 \frac{\tau_t t_w}{100}$
- . carga debida al viento
- . carga debida a la curvatura en planta del alma de la viga.

Además, cuando el rigidizador transversal forme parte de un marco transversal a la viga que coacciona su pandeo lateral, se ha de considerar una carga puntual no menor que el 1,5% del esfuerzo de compresión resistido por el ala comprimida de la viga, perpendicularmente a ésta y localizado al nivel de dicha ala.

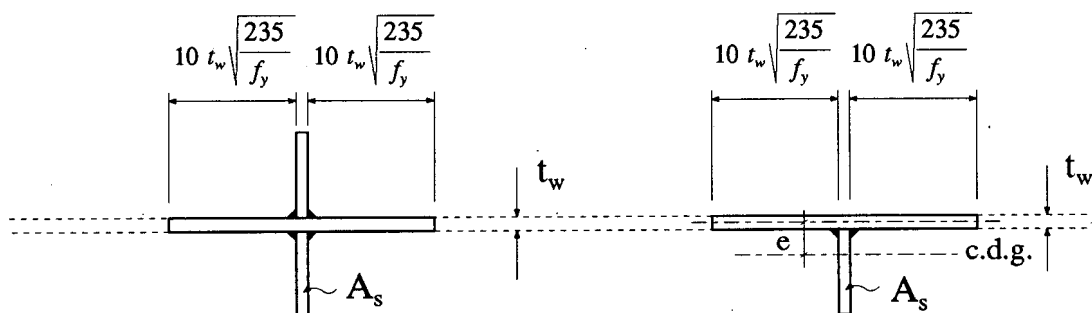


FIGURA 6.5.3.

6.5.3.1.2. Rigidizadores transversales en apoyos

Sus condiciones de rigidez y resistencia serán las mismas que las indicadas en el apartado anterior. En la verificación de la resistencia, los esfuerzos a considerar, además de los ya citados, serán:

- los debidos a las reacciones de apoyo, horizontales y verticales, incluyendo los que son debidos a las coacciones necesarias, de acuerdo con la evaluación de la seguridad al pandeo lateral de la viga;
- los provocados por la excentricidad de las reacciones verticales de apoyo, con relación al eje del soporte equivalente, consecuencia de imprecisiones dentro de tolerancias en la colocación de apoyos y desplazamientos relativos debidos a la retracción y temperatura.

En el caso de apoyos intermedios, el valor de N_{Td} será la suma de los valores correspondientes a cada uno de los dos paneles que confluyen en el rigidizador.

En los apoyos laterales se deben cumplir, por otra parte, las condiciones impuestas en el *apartado* 6.3.3.2.3.

Salvo justificación especial, los rigidizadores transversales en apoyo han de estar dispuestos simétricamente con relación al alma de la viga.

6.5.3.2. Almas con rigidizadores longitudinales y transversales

6.5.3.2.1. Rigidizadores longitudinales

Además de las condiciones mínimas establecidas en el *apartado* 6.5.2, los rigidizadores longitudinales cumplirán las condiciones siguientes:

a) Condición de rigidez:

La inercia I_L de la sección formada por el rigidizador más una anchura de alma a ambos lados del rigidizador, igual a $15 t_w \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y en [N/mm²]), con relación a su fibra neutra paralela al plano del alma, será tal que:

$$I_L \geq k_L \gamma_L^* \frac{d t_w^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

siendo:

$$k_L = 1,25 \quad \text{para} \quad \frac{d}{t_w} \leq 120 \quad \text{para rigidizadores abiertos y cerrados}$$

$$k_L = 4,00 \quad \text{para} \quad \frac{d}{t_w} \geq 240 \quad \text{para rigidizadores abiertos}$$

$$k_L = 2,50 \quad \text{para} \quad \frac{d}{t_w} \geq 240 \quad \text{para rigidizadores cerrados}$$

Para valores de d/t_w comprendidos entre 120 y 240, el valor de k_L se puede obtener interpolando linealmente.

Para γ_L^* , rigidez óptima teórica según la teoría elástica, se tomará, en ausencia de cálculos más rigurosos, el valor correspondiente al esfuerzo predominante en la sección considerada:

— *Compresión uniforme con rigidizador en $d/2$:*

$$\gamma_L^* = \alpha^2 [8 (1 + 2 \delta) - 1] - 0,5 \alpha^4 + 0,5 (1 + 2 \delta) \quad \text{para} \quad \alpha \leq \sqrt{8 (1 + 2 \delta) - 1}$$

$$\gamma_L^* = 0,5 [8 (1 + 2 \delta) - 1]^2 + 0,5 (1 + 2 \delta) \quad \text{para} \quad \alpha > \sqrt{8 (1 + 2 \delta) - 1}$$

— *Flexión simple con rigidizador en $d_c/5$ (medido desde la fibra más comprimida del alma):*

$$\gamma_L^* = 25 \alpha - 6 + 78 \delta \alpha^2 \quad 0,5 \leq \alpha \leq 2$$

— *Esfuerzo cortante con rigidizador en $d/2$:*

$$\gamma_L^* = 5,4 \alpha^2 (2 \alpha + 2,5 \alpha^2 - \alpha^3 - 1) \quad 0,5 \leq \alpha \leq 2$$

en donde:

$$\alpha = \frac{L_T}{d}$$

L_T distancia entre rigidizadores transversales

d altura del alma de la viga

$$\delta = \frac{A_L}{d t_w}$$

A_L área de la sección del rigidizador (sin anchura del alma)

t_w espesor del alma

d_c distancia de la fibra neutra de la sección transformada de la viga a la fibra más comprimida del alma

b) Condición de resistencia:

Los esfuerzos de cálculo a considerar para el dimensionamiento de los rigidizadores longitudinales son:

— *Esfuerzo de compresión, N_{Ld}*

$$N_{Ld} = \sigma_c \frac{d_s}{d_c} \left(A_L + 20 t_w^2 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$$

siendo:

d_s distancia desde la fibra neutra de la sección transformada hasta la posición del rigidizador

σ_c tensión en el rigidizador longitudinal correspondiente al momento último de cálculo de la sección

A_L , d y d_c , con los significados definidos en el apartado a)

Este esfuerzo de compresión se considera aplicado en el centro de gravedad de la sección en los tramos intermedios de los rigidizadores, y aplicados en el encuentro del alma de la viga con el alma del rigidizador, para los tramos laterales de dichos rigidizadores.

— *Esfuerzos de flexión*, consecuencia de las acciones transversales del viento sobre los rigidizadores.

— *Esfuerzos debidos a la geometría en puentes curvos*, considerando que en los dos extremos del tramo del rigidizador longitudinal, actúan sendos momentos de valor:

$$M_{cd} = N_{Ld} e_c$$

siendo e_c la flecha teórica en la mitad de la longitud del rigidizador, debida a la curvatura del puente.

El rigidizador longitudinal ha de comprobarse para estos esfuerzos, aplicando la expresión que figura en el apartado 6.3.5.2. de la "Recomendación para el proyecto de puentes metálicos para carreteras" (R.P.M.). Tomando como factor de imperfección $\alpha = 0,49$ y como longitud de pandeo la distancia entre rigidizadores transversales. La sección resistente incluirá el rigidizador más una anchura de alma a ambos lados del rigidizador, igual a $10 t_w \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y en [N/mm²]).

6.5.3.2.2. Rigidizadores transversales intermedios

El dimensionamiento debe efectuarse conforme con lo establecido en el *apartado 6.5.3.1.1.*, con las dos condiciones adicionales siguientes:

- a) En la determinación de la inercia I_T mínima, sustituir el espesor real del alma t_w por un espesor equivalente $t_{w, eq}$ calculado con la condición de que la tensión crítica τ_{cr} del subpanel de la máxima altura y espesor t_w del alma rigidizada longitudinalmente, se iguale a la tensión crítica del alma de espesor $t_{w, eq}$ sin rigidizadores longitudinales.
- b) En la comprobación de la condición de resistencia, considerar adicionalmente, cargas transversales no inferiores al 1,5% de los esfuerzos axiales N_{Ld} transmitidos por los rigidizadores longitudinales, actuando en el encuentro con éstos.

6.5.3.2.3. Rigidizadores transversales en apoyos

Deben ser dimensionados para que cumplan las condiciones establecidas en el *apartado 6.5.3.1.2.* y las condiciones adicionales descritas en el apartado anterior.

6.5.4. RIGIDIZADORES EN ALAS COMPRIMIDAS

6.5.4.1. Rigidizadores longitudinales sin cargas transversales

Los rigidizadores longitudinales, han de cumplir las condiciones indicadas en el *apartado 6.5.2.*

La conexión entre rigidizadores longitudinales y transversales ha de efectuarse de tal manera que la transmisión de los esfuerzos longitudinales quede asegurada.

El procedimiento de cálculo establecido en el *apartado 6.3.4.2.1.* lleva implícita la comprobación de las condiciones exigidas a los rigidizadores longitudinales. Si como longitud de pandeo l_p se toma la distancia entre rigidizadores transversales, éstos deben tener el carácter de rígidos y su inercia debe ser superior a la que se establece, para este caso, en el *apartado 6.5.4.3.*

Si la inercia de los rigidizadores transversales es inferior a la necesaria para poder atribuirles el carácter de rígidos, se tomará una longitud de pandeo l_p superior a la distancia L_T entre rigidizadores transversales, que se puede determinar considerando los rigidizadores longitudinales como vigas comprimidas sobre apoyos elásticos, siendo el coeficiente de rigidez:

$$k = \frac{1}{\delta} \left(1 - \frac{N_c}{N_E} \right)$$

donde:

- δ flecha en el centro del rigidizador transversal, provocada por una carga concentrada unitaria situada en el centro de dicho rigidizador
- N_c esfuerzo axial que puede, eventualmente, solicitar al rigidizador transversal
- N_E carga crítica de pandeo de Euler del rigidizador transversal.

Para estas comprobaciones, se considera asignado al rigidizador transversal, un ancho del ala comprimida igual a $10 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, a cada lado del rigidizador, siendo t_f el espesor del ala y f_y el límite elástico del material expresado en [N/mm²].

6.5.4.2. Rigidizadores longitudinales con cargas transversales

Los rigidizadores longitudinales han de cumplir las condiciones mínimas impuestas en el *apartado* 6.5.2.

Además, por otra parte, los rigidizadores deben estar de acuerdo con lo señalado en el *apartado* 6.5.4.1. El factor de imperfección α tiene el siguiente valor:

$$\alpha = 0,49 \left[1 + \frac{250 e}{L_T} \right]$$

siendo e la suma de la flecha debida a la curvatura eventual de los rigidizadores longitudinales y de la debida a la combinación de cargas frecuentes en el estado límite de servicio.

En estos casos, puede ser determinante la comprobación del estado límite de plastificaciones locales, especificada en el *apartado* 5.5.

6.5.4.3. Rigidizadores transversales

Además de las condiciones mínimas establecidas en el *apartado* 6.5.2, para los rigidizadores transversales se señalan las siguientes condiciones:

a) Condición de rigidez:

En caso de que, en la comprobación de los rigidizadores longitudinales de chapas comprimidas, se considere como longitud de pandeo la separación entre rigidizadores transversales, éstos deben tener una inercia de valor:

$$I_T \geq \frac{N_{sd}^2 L_T b^3}{43 E_a^2 I_L}$$

en donde:

- I_T inercia de la sección formada por el rigidizador transversal más una anchura de ala a ambos lados del rigidizador, igual al menor valor de $0,5 L_T$ y $0,125 b$
- N_{sd} valor de cálculo del esfuerzo de compresión que está actuando sobre el ala rigidizada
- L_T distancia entre rigidizadores transversales
- b anchura de la chapa rigidizada
- I_L inercia de la sección formada por la chapa y los rigidizadores longitudinales

En otro caso, la inercia del rigidizador transversal debe ser la utilizada en la determinación de la longitud de pandeo, según ha quedado especificado en el *apartado 6.5.4.1*.

b) Condición de resistencia:

El rigidizador transversal, incluyendo una anchura de ala a ambos lados del rigidizador correspondiente al menor valor de $0,25 L_T$ y $0,125 b$, debe dimensionarse para las cargas siguientes:

- . Cargas directamente actuantes sobre el rigidizador, cuando éste forme parte de una losa ortótropa cargada transversalmente.
- . Esfuerzos generados en el rigidizador, cuando éste forme parte de un marco transversal.
- . Cargas originadas por las imperfecciones geométricas equivalentes de la chapa comprimida rigidizada longitudinalmente. En ausencia de cálculos específicos, se puede tomar el 2%, aplicado al esfuerzo axil por unidad de ancho existente en la chapa rigidizada.

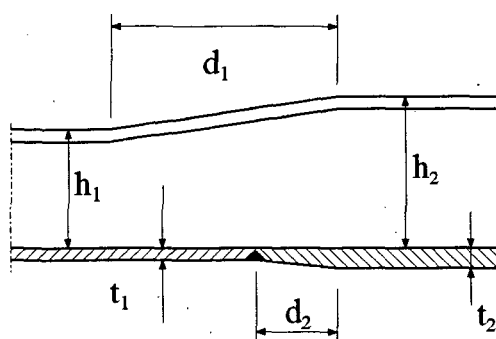
Además de las comprobaciones indicadas, procede realizar una verificación específica tensional, tal como se indica en el *apartado 5.5*.

6.5.5. DETALLES CONSTRUCTIVOS

La definición y ejecución de los detalles de unión entre rigidizadores, y de éstos con el elemento estructural del que forman parte, deben ser objeto de especial atención.

En particular, los detalles han de ajustarse a los criterios siguientes:

- a) La continuidad de los rigidizadores longitudinales debe estar asegurada, cuando se hayan considerado en la determinación de la capacidad resistente de la sección. Además, los rigidizadores longitudinales deben interrumpirse en zonas de solicitaciones reducidas, alejadas suficientemente de los puntos donde deben ser estrictamente necesarios.
- b) Tanto los rigidizadores longitudinales como los transversales, deben estar soldados a las alas o a las almas del elemento estructural, no disponiendo los rigidizadores transversales sobre los longitudinales. Esta solución puede, sin embargo, ser aceptable en las alas comprimidas de las secciones en cajón cuando las tensiones tangenciales, presentes en el ala, sean inferiores a $0,10 f_y$.
- c) Deben evitarse cambios bruscos de sección en los rigidizadores. Los cambios deben suavizarse de acuerdo con el criterio establecido en la figura 6.5.5.a).



$$\frac{h_2 - h_1}{d_1} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{t_2 - t_1}{d_2} \leq \frac{1}{5}$$

FIGURA 6.5.5.a)

- d) La soldadura de los rigidizadores longitudinales no debe cruzarse con la soldadura transversal de la chapa rigidizada. El hueco requerido con tal finalidad en el alma del rigidizador debe ajustarse a lo indicado en la figura 6.5.5.b).

Además, la profundidad c del corte no será mayor que $\frac{1}{4}$ de la altura del rigidizador y no superará, tampoco, los 40 mm.

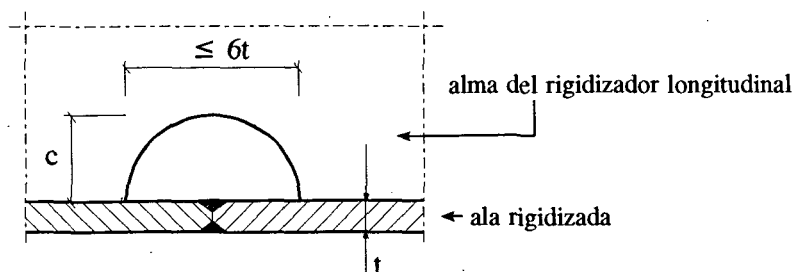


FIGURA 6.5.5.b)

- e) Cuando los rigidizadores transversales se corten para permitir el paso de los rigidizadores longitudinales, la profundidad del corte no debe ser superior a 0,60 veces la altura del rigidizador transversal. Además, se redondearán las esquinas de la superficie cortada con radios que no serán inferiores a 30 mm. Las almas de los rigidizadores longitudinales se unirán a las de los rigidizadores transversales mediante cordones de ángulo simétricos respecto al plano del alma del rigidizador transversal. (Figura 6.5.5.c).

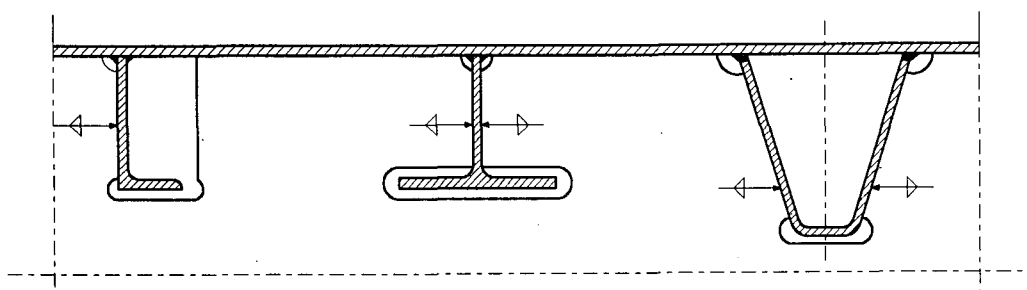


FIGURA 6.5.5.c)

- f) Cuando se disponga un rigidizador transversal próximo a la unión soldada de dos chapas comprimidas de diferente espesor, tal como se muestra en la figura 6.5.5.d), la distancia de la unión al rigidizador no debe ser superior a la mitad de la distancia b_L entre rigidizadores longitudinales.

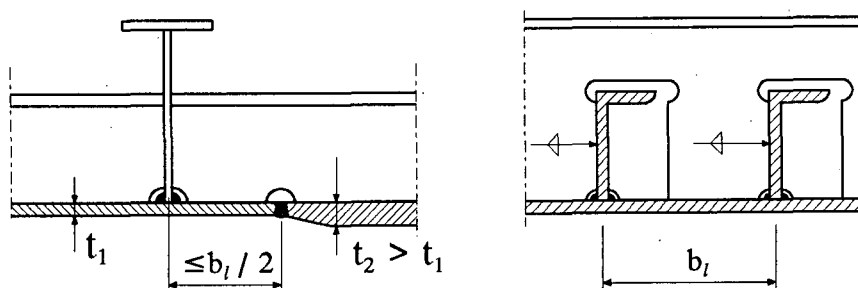


FIGURA 6.5.5.d)

- g) Las uniones con tornillos de alta resistencia de rigidizadores longitudinales en alas o almas comprimidas deben realizarse mediante cubrejuntas dobles.
- h) Los rigidizadores transversales se deben unir, en todo caso, al ala comprimida. En vigas rectas en las que los rigidizadores transversales del alma no forman parte de marcos o diafragmas y sobre los que no actúan cargas puntuales perpendiculares al alma de la viga, no es necesario, en general, unirlos al ala traccionada. El espacio libre entre el rigidizador y dicha ala no debe ser superior a cuatro veces el espesor del alma de la viga.

Cuando sea conveniente ajustar el rigidizador transversal al ala traccionada, se pueden utilizar cuñas de espesor superior a 25 mm que se soldarán únicamente al rigidizador. (Figura 6.5.5.e).

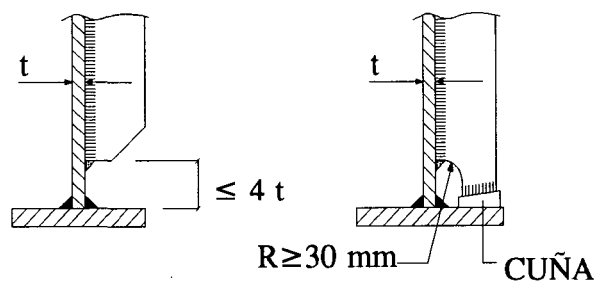


FIGURA 6.5.5.e)

En caso de que exista el riesgo de desplazamientos o rotaciones del ala traccionada con relación al alma, debido a posibles cargas perpendiculares al alma de la viga, los rigidizadores transversales de alma se deben unir al ala traccionada.

6.6. DIAFRAGMAS

6.6.1. SECCIONES EN CAJON

6.6.1.1. Generalidades

Los diafragmas son elementos transversales que se disponen en el interior de las vigas en cajón para limitar, fundamentalmente, la distorsión de la sección y asegurar una eficaz incorporación de las cargas exteriores a la estructura, así como una eficaz difusión de las reacciones de apoyo.

Se deben disponer en todos los casos diafragmas en las secciones de apoyo y, salvo que se estudien detalladamente los efectos de la distorsión, diafragmas intermedios.

En general, si se disponen diafragmas intermedios de acuerdo con las condiciones que se citan a continuación, no es necesario considerar los efectos de la distorsión en el cajón, y puede considerarse que las cargas excéntricas solamente producen esfuerzos de torsión uniforme y, consiguientemente, tensiones tangenciales para equilibrar la torsión.

Los diafragmas actúan también como rigidizadores transversales y, en el caso de que existan voladizos significativos, pueden formar parte de los diafragmas las vigas transversales que recogen los vuelos.

En las comprobaciones relativas a la resistencia de los diafragmas se debe emplear el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia indicado en el apartado 6.3.1.

6.6.1.2. Condiciones mínimas

Para poder considerar la sección transversal indeformable, los diafragmas han de cumplir las condiciones siguientes:

— *Distancia entre diafragmas*

$$L_D \leq 4 d$$

siendo:

$$\begin{array}{ll} L_D & \text{distancia entre diafragmas} \\ d & \text{altura del alma del cajón} \end{array}$$

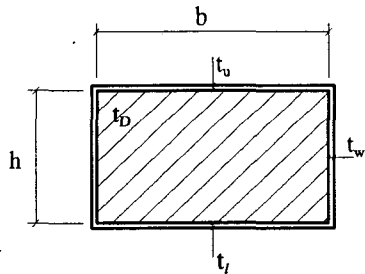
Además de los diafragmas de apoyo, se debe disponer un mínimo de 4 diafragmas intermedios en cada vano del puente.

— *Rigidez mínima*

$$\frac{K_D}{K_{Dw} L_D} \geq 1500$$

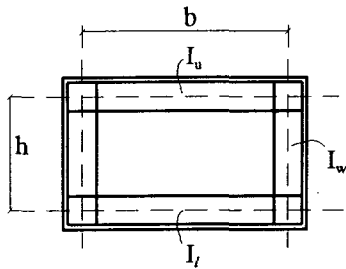
en donde K_D es la rigidez del diafragma, calculada como se indica a continuación:

a) Chapa de espesor t_D :



$$K_D = \frac{E}{2(1+\nu)} t_D b h$$

b) Marco:



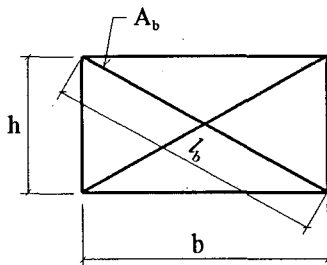
$$K_D = \frac{24 E I_w}{\alpha_o h}$$

siendo:

$$\alpha_o = 1 + \frac{2b/h + 3(I_u + I_l)/I_w}{(I_u + I_l)/I_w + (6h/b)(I_u I_l/I_w^2)}$$

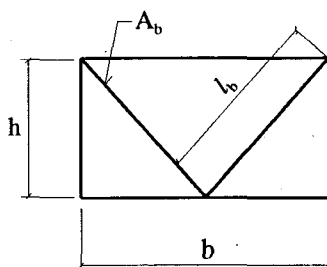
I_u, I_l, I_w son las inercias de los perfiles que constituyen el marco, a los que se ha añadido una anchura de chapa igual a: $10 t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (con f_y expresado en $[N/mm^2]$).

c) Diagonales cruzadas:



$$K_D = \frac{2 E A_b b^2 h^2}{l_b^3}$$

d) Diagonales en K:



$$K_D = \frac{E A_b b^2 h^2}{2 l_b^3}$$

K_{Dw} es la rigidez del cajón frente a la distorsión, que se puede calcular mediante la expresión:

$$K_{Dw} = \frac{24 E I_w}{\alpha_o h}$$

en donde α_o se calcula mediante la expresión anteriormente indicada, pero utilizando los siguientes valores para I_u , I_w e I_l :

$$I_u = \frac{t_u^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

$$I_w = \frac{t_w^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

$$I_l = \frac{t_l^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

En el caso de los marcos, la rigidez de sus elementos debe cumplir, también, las condiciones mínimas señaladas a los rigidizadores transversales en el *apartado 6.5*, así como las correspondientes exigencias geométricas mínimas.

6.6.1.3. Condición de resistencia de los diafragmas intermedios

Además de reunir los requisitos anteriores, los diafragmas intermedios han de dimensionarse con capacidad para resistir los esfuerzos a que van a estar sometidos:

- a) esfuerzos originados por la torsión debida a la excentricidad de las cargas exteriores y a la geometría en puentes curvos;
- b) esfuerzos originados por su función de rigidizador transversal, que han sido definidos en los *apartados 6.5.3.1.1 y 6.5.3.2.2*;
- c) esfuerzos originados por las cargas que directamente actúan sobre el diafragma.

Para la verificación de la capacidad resistente del diafragma, una vez aislado éste, se situarán todas las cargas que actúen sobre el diafragma aislado, asegurándose de que están autoequilibradas.

En el caso de diafragmas planos sin rigidizadores, una vez determinado el estado tensional en los bordes debido a las cargas exteriores, se debe descomponer el estado tensional en los cinco estados indicados en la figura 6.6.1, efectuándose luego la comprobación:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{2,cr}}\right)^2 + \left[\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{3,cr}}\right) + \left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{4,cr}}\right)\right]^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1$$

siendo:

$\sigma_{i,cr} = \varepsilon_{i,cr} E_a$ tensión crítica elástica de abolladura

$\varepsilon_{i,cr}$ deformación unitaria crítica de abolladura según apartado 6.3.2.2.1.

E_a módulo de elasticidad del acero estructural

τ_{cr} tensión crítica determinada según el apartado 6.3.3.2.2.

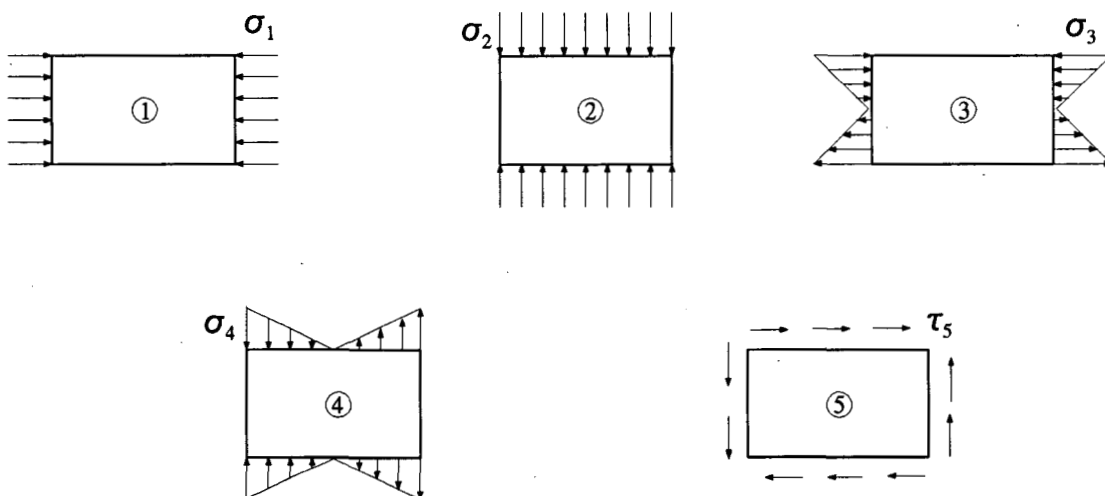


FIGURA 6.6.1.

En el caso de diafragmas no rectangulares pueden sustituirse éstos, en los cálculos, por otros diafragmas rectangulares de dimensiones asimiladas, siempre que pueda demostrarse que los resultados son conservadores.

En el caso de diafragmas planos con rigidizadores, determinadas aproximadamente las líneas de flujos de tensiones, se sustituirá, para la comprobación, el diafragma por un esquema estructural constituido por elementos comprimidos y elementos en tracción. Los elementos comprimidos serán siempre los constituidos por los rigidizadores, a los que se incorporarán las chapas con un ancho igual a $10 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ veces su espesor a ambos lados del rigidizador. Los elementos en tracción pueden ser, también, parte de las chapas de los diafragmas con una anchura coherente con la necesidad de transferir los esfuerzos a través de los nudos del esquema estático establecido.

Por otra parte, las dimensiones de los subpaneles en que hayan quedado divididas las placas por los rigidizadores, serán tales que se pueda asegurar su comportamiento dúctil; esto es, su capacidad de plastificación. Para ello, los subpaneles de forma rectangular han de considerarse comprimidos en el sentido paralelo a la dirección de su lado más largo hasta una deformación unitaria correspondiente a su límite elástico ε_y , comprobándose que el valor de $\bar{\lambda}_p$, deducido según el *apartado 6.3*, es inferior a 0,67. Los subpaneles de forma no rectangular se sustituirán por otros equivalentes de dicha forma, asegurando que el valor de la deformación crítica resultante es conservador.

Las dimensiones de los rigidizadores deben cumplir las condiciones mínimas indicadas en el *apartado 6.5.2*.

En caso de que por la presencia de huecos u otras circunstancias no pueda establecerse un esquema estático triangulado en el que las barras ficticias puedan considerarse exclusivamente comprimidas o traccionadas, se analizará la capacidad a flexo-compresión o flexotracción de dichas barras por métodos simplificados, suponiendo por ejemplo articulaciones en el medio de las barras que deben transmitir flexiones.

Se pueden utilizar otros métodos para el dimensionamiento y comprobación de los rigidizadores. Pero, en cualquier caso, ha de justificarse en la nota de cálculo que es posible establecer un esquema estático en equilibrio con las cargas aplicadas al diafragma, que se ha evitado el riesgo de inestabilidades locales y que se ha considerado el riesgo de pandeo de las barras comprimidas.

6.6.1.4. Condición de resistencia de los diafragmas de apoyo

Por otra parte, los diafragmas de apoyo estarán dimensionados para los esfuerzos siguientes:

- a) esfuerzos originados por la torsión debida a la excentricidad de las cargas exteriores y a la geometría en puentes curvos;
- b) esfuerzos debidos a su función de rigidizador transversal y que han sido definidos en los *apartados 6.5.3.1.2. y 6.5.3.2.3*;
- c) reacciones de apoyo debidas a las cargas horizontales y verticales;
- d) esfuerzos originados por otras cargas que directamente actúen sobre el diafragma.

El procedimiento de comprobación puede ser el descrito en el *apartado 6.6.1.3*. En el caso de cargas actuando fuera del plano del diafragma, ha de comprobarse, además, la influencia de dicha excentricidad, analizando el recorrido de las cargas hasta alcanzar los apoyos y asegurando la ausencia de inestabilidades locales o plastificaciones indeseables en dicho recorrido.

La rigidez de los diafragmas de apoyo debe ser siempre superior a la exigida para los diafragmas intermedios.

6.6.1.5. Diafragmas con vigas transversales

Cuando la existencia de vuelos significativos exteriores al cajón exija la utilización de vigas transversales, éstas han de dimensionarse de acuerdo con lo indicado para los rigidizadores transversales en el apartado 6.5.4.3, comprobándose además las condiciones de pandeo lateral de la parte volada de dichas vigas.

6.6.2. SECCIONES DE DOS VIGAS

6.6.2.1. Generalidades

Se han de prever diafragmas entre las dos vigas para limitar la deformabilidad de la sección, transmitir las cargas horizontales y, además, asegurar la estabilidad de las vigas en puentes curvos.

Se deben disponer, en todos los casos, diafragmas en las secciones de apoyo y, generalmente, diafragmas intermedios. En el mecanismo global de resistencia de un puente curvo éstos últimos son indispensables.

Los diafragmas han de actuar también como rigidizadores transversales.

En puentes de dos vigas en los que la relación entre la luz y la distancia entre vigas sea grande, ha de estudiarse detalladamente la estabilidad global de la estructura.

6.6.2.2. Condiciones mínimas

Para limitar el riesgo de pandeo lateral en zonas de puentes rectos en las que el ala de la sección metálica más alejada de la losa de hormigón se encuentra comprimida, la distancia entre diafragmas debe ser inferior a 8 m y cumplir la condición:

$$L_D \leq 0,2 \frac{\pi}{\sqrt{3}} b \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

siendo:

L_D	distancia entre diafragmas
b	ancho del ala comprimida
f_y	límite elástico del acero del ala comprimida

En puentes curvos, la distancia óptima entre diafragmas está condicionada por la magnitud de la fuerza de desvío que, solicitando la parte de las vigas más alejada de la losa de hormigón, debe ser transmitida a la losa de hormigón.

Los diafragmas de estribo o pila pueden estar conectados a la losa de hormigón.

Los diafragmas tendrán la forma de vigas transversales, mediante perfiles laminados o soldados, o cerchas.

6.6.2.3. Condición de resistencia de los diafragmas intermedios

Los diafragmas intermedios tendrán capacidad para resistir los siguientes esfuerzos a que van a estar sometidos:

- a) esfuerzos originados por el viento lateral que actúa sobre el diafragma a través de las vigas para las cuales constituye un apoyo;
- b) esfuerzos originados por las fuerzas de desvío de los elementos comprimidos de las vigas en puentes rectos, y de los elementos comprimidos y traccionados en puentes curvos; si no se efectúan cálculos específicos, se puede considerar que los apoyos laterales de elementos rectos comprimidos tienen que dimensionarse para resistir una carga del 1,5% del esfuerzo máximo de compresión que solicita el elemento que hay que estabilizar;
- c) esfuerzos originados por su función de rigidizador transversal, definidos en los *apartados* 6.5.3.1.1. y 6.5.3.2.2.

Procede verificar la capacidad resistente de los diafragmas para el puente terminado y para la fase de montaje antes de efectuar la conexión con la losa de hormigón. En puentes rectos, no es necesaria la verificación en la fase de montaje si disponen de un arriostramiento en el plano de las alas comprimidas de las vigas.

6.6.2.4. Condición de resistencia de los diafragmas de apoyo

Los diafragmas de apoyo tendrán capacidad para resistir los esfuerzos siguientes:

- a) esfuerzos originados por la transmisión de las fuerzas horizontales del nivel de la losa a los aparatos de apoyo;
- b) esfuerzos debidos a las reacciones verticales de apoyo, teniendo en cuenta la excentricidad de su resultante en puentes curvos;

- c) esfuerzos originados por las fuerzas de desvío de los elementos comprimidos de las vigas en puentes rectos, y de los elementos comprimidos y traccionados en puentes curvos; si no se efectúan cálculos específicos, se puede considerar que los apoyos laterales puntuales de elementos rectos comprimidos tienen que dimensionarse para resistir una carga del 1,5% del esfuerzo máximo de compresión que solicita el elemento que hay que estabilizar;
- d) esfuerzos debidos a las reacciones verticales de apoyo en caso de asentamiento de una pila o de un cambio de los aparatos de apoyo;
- e) esfuerzos originados por su función de rigidizador transversal, definidos en los *apartados* 6.5.3.1.2. y 6.5.3.2.3.

7.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXION ACERO-HORMIGON

7. DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXION ACERO-HORMIGON

7.1. GENERALIDADES

La conexión no puede ser confiada exclusivamente a la adherencia entre el hormigón y el acero estructural, salvo los casos explícitamente indicados en el *apartado 7.2*.

Se deben disponer conectadores que aseguren el trabajo conjunto del hormigón y de la parte metálica de la estructura y, consiguientemente, tengan la capacidad necesaria para transmitir los esfuerzos rasantes que se generan en la superficie de contacto del acero y del hormigón.

El número y distribución de los conectadores serán los que resulten de la capacidad resistente de los conectadores y de la envolvente de los esfuerzos rasantes, deducidos del correspondiente análisis estructural.

Se pueden utilizar otros dispositivos de conexión diferentes a los especificados en estas Recomendaciones, siempre que su eficacia se garantice experimentalmente y se disponga de un modelo de cálculo coherente con el comportamiento mecánico de la conexión.

7.2. CONEXION POR ADHERENCIA EN ELEMENTOS COMPRIMIDOS

La conexión exclusivamente por adherencia entre el hormigón y el acero estructural sólo debe considerarse en el caso de perfiles metálicos parcial o totalmente embebidos y perfiles tubulares rellenos que trabajen fundamentalmente a compresión. Se estima que los deslizamientos no son significativos siempre que la tensión rasante generada entre ambos materiales, para la sollicitación correspondiente al estado límite último, tenga un valor inferior al indicado a continuación para los distintos casos:

- perfiles totalmente embebidos
en el hormigón: $0,6 \text{ N/mm}^2$
- perfiles parcialmente embebidos
en el hormigón:
 - . para las alas: $0,2 \text{ N/mm}^2$
 - . para las almas: 0 N/mm^2
- perfiles tubulares rellenos
de hormigón: $0,4 \text{ N/mm}^2$

Si perpendicularmente a la superficie de contacto entre hormigón y acero existen tensiones de compresión, se puede considerar su efecto favorable, utilizando un coeficiente de rozamiento de 0,40 que lleva implícito el correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

7.3. PERNOS CONECTADORES

7.3.1. EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS

La altura total de los pernos conectadores no debe ser inferior, una vez soldados, a 3 veces su diámetro nominal.

Las dimensiones de la cabeza deben cumplir las condiciones siguientes:

- *diámetro* > 1,5 d
- *altura* > 0,4 d

siendo d , el diámetro nominal del vástago.

La separación mínima de los conectadores debe ser:

- *en la dirección del esfuerzo* $l_{min} = 5 d$
- *en dirección perpendicular al esfuerzo* $l_{min} = \begin{cases} 2,5 d & \text{en losas macizas} \\ 4 d & \text{en otros casos} \end{cases}$

La distancia mínima del conectador al borde de la chapa será de 25 mm.

En el caso de losas recrecidas sobre vigas metálicas, la superficie de recrecido debe quedar al exterior de líneas a 45°, partiendo del borde de los pernos conectadores. En estos casos, la distancia mínima de dichos pernos al borde de la pieza, será de 50 mm.

La separación máxima de los pernos conectadores ha de limitarse, en general, al menor de los dos valores siguientes:

- 800 mm
- 6 veces el espesor de la losa de hormigón

En el caso de que los pernos conectadores se dispongan en grupos, la distancia entre ellos puede superar los valores indicados, siempre que se tengan en cuenta las consecuencias de la concentración del flujo de tensiones en el entorno de los grupos de pernos, y la posibilidad de deslizamiento y separación vertical entre la losa y la chapa metálica a la que está unida.

El diámetro nominal d de los pernos conectadores no será superior a 2,5 veces el espesor de la chapa a la que se suelda.

7.3.2. RESISTENCIA ULTIMA DE UN PERNO CONECTADOR

Los pernos conectadores deben satisfacer las condiciones de resistencia, que se especifican a continuación, y el estado límite de fatiga, de acuerdo con lo establecido en el capítulo 9 de estas Recomendaciones.

7.3.2.1. Esfuerzo rasante último

El esfuerzo rasante último de cálculo de un conectador será el menor de los dos valores siguientes:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \frac{1}{\gamma_v}$$

siendo:

f_u	tensión de rotura del acero del perno, según el apartado 3.8
f_{ck}	resistencia característica del hormigón
E_c	módulo de elasticidad del hormigón, según el apartado 3.6
$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \geq 1$	
h	altura total del perno
γ_v	coeficiente parcial de seguridad de valor 1,25

Las expresiones anteriores son válidas para $d \leq 22$ mm. Para el caso de diámetros superiores se debe garantizar el ajuste a los criterios señalados en el apartado 7.1, por medio de ensayos.

7.3.2.2. Esfuerzos combinados de rasante y tracción

Cuando los pernos conectadores estén solicitados simultáneamente por un esfuerzo de tracción T_{Sd} y un esfuerzo rasante P_{Sd} :

si $T_{Sd} \leq 0,10 P_{Rd}$	no se considerará la influencia del esfuerzo de tracción concomitante
si $0,10 P_{Rd} < T_{Sd} \leq 0,6 P_{Rd}$	se considerará, en las comprobaciones de seguridad, un esfuerzo rasante último reducido, de valor
	$1,1 P_{Rd} - 0,8 T_{Sd} \leq P_{Rd}$

El esfuerzo de tracción debe cumplir, además, la condición:

$$T_{Sd} \leq 0,6 P_{Rd}$$

7.3.2.3. Rozamiento en las alas de perfiles embebidos conectados

En el caso de pernos conectadores soldados a perfiles embebidos, la expansión del hormigón en el entorno del perno produce compresiones en las alas del perfil; estas compresiones generan rozamientos que contribuyen a mejorar la adherencia de la superficie de contacto de dichas alas con el hormigón que las envuelve. En la figura 7.3.2. se esquematiza la generación de las fuerzas de rozamiento. En dicha figura, P_{Rd} representa la capacidad resistente última de un perno conectador. Se puede considerar que dicha fuerza se difunde a 45° y que, por tanto, la fuerza de rozamiento R_d que aparece en la superficie de las alas por cada fila de conectadores vale:

$$R_d = 0,40 \frac{P_{Rd}}{2} = 0,20 P_{Rd}$$

Para poder considerar dicha resistencia adicional, la distancia mínima entre un perno y el ala más próxima, no debe ser mayor que 150 mm. La distancia entre pernos, medida perpendicularmente al esfuerzo, tampoco superará dicho valor. A dichas condiciones corresponden la disposición y dimensiones de la figura 7.3.2.

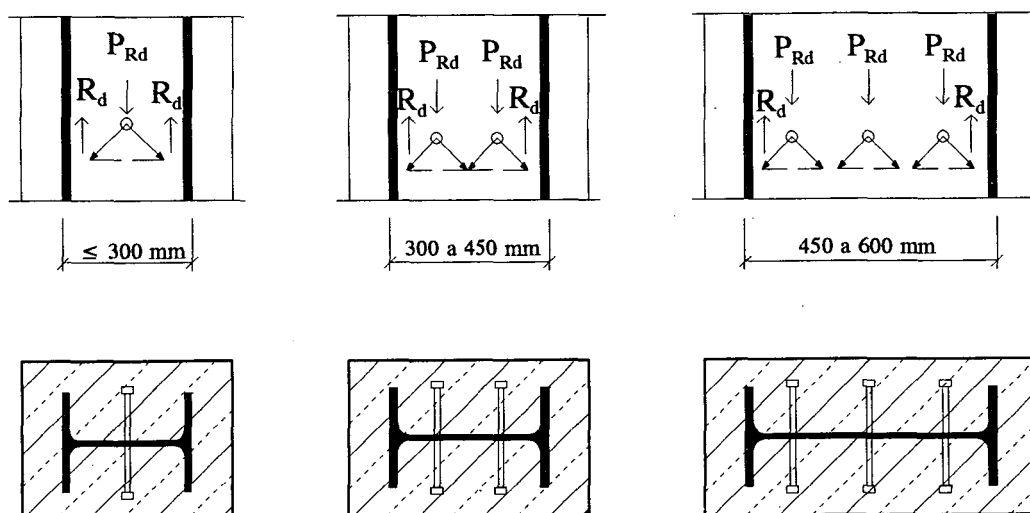


FIGURA 7.3.2.

7.4. OTROS TIPOS DE CONECTADORES EN LOSAS MACIZAS

7.4.1. EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS

Pueden ser utilizados conectadores rígidos, como los representados en la figura 7.4.1 si los bordes están redondeados y su rigidez es suficiente para poder considerar que la distribución de tensiones de contacto con el hormigón es aproximadamente uniforme.

La altura de los tacos de conexión (figura 7.4.1.a), no será mayor que cuatro veces su espesor.

Cuando se utilicen formas en T (figura 7.4.1.b), obtenidas a partir de perfiles laminados, el ala no volará más de 10 veces su espesor y la altura será también inferior a 10 veces su espesor, sin exceder de 150 mm.

Cuando se utilicen formas en [(figura 7.4.1.c), obtenidas a partir de perfiles laminados, la anchura del ala no superará en 25 veces su espesor y su altura será, también, inferior a 15 veces su espesor, sin exceder de 150 mm.

Cuando se utilicen formas semicilíndricas como la representada en la figura 7.4.1.d), su altura no debe superar 20 veces su espesor ni excederá tampoco de 150 mm.

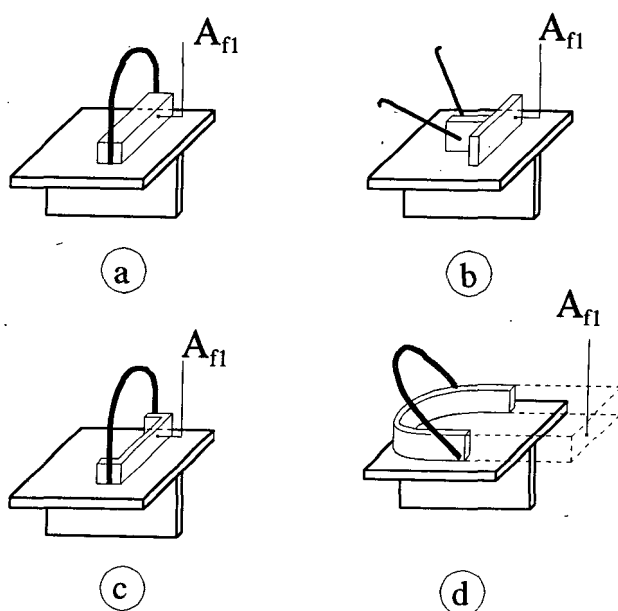


FIGURA 7.4.1.

La geometría y recubrimiento de los anclajes han de estar de acuerdo con lo establecido en la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (EH-91), o normativa que la sustituya.

Los bucles utilizados como anclajes, deben cumplir además, las condiciones siguientes (figura 7.4.2.a):

- el recubrimiento mínimo será de 3ϕ
- el radio de doblado r será mayor o igual a $7,5 \phi$
- la longitud l_d será mayor que $4 r$.

Los anclajes y bucles de anclajes se orientarán según la dirección del esfuerzo rasante, de manera que trabajen en tracción. En las zonas donde se puedan producir cambios en el sentido de los esfuerzos rasantes, se dispondrán anclajes o bucles en las dos direcciones posibles.

Se pueden utilizar otros medios de conexión (figura 7.4.1.f), siempre que su comportamiento y resistencia queden avalados por ensayos y apoyados por un modelo de cálculo. Los ensayos serán del tipo *empuje por cizallamiento*, tal y como se especifica en el apartado 10.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1994-1-1.

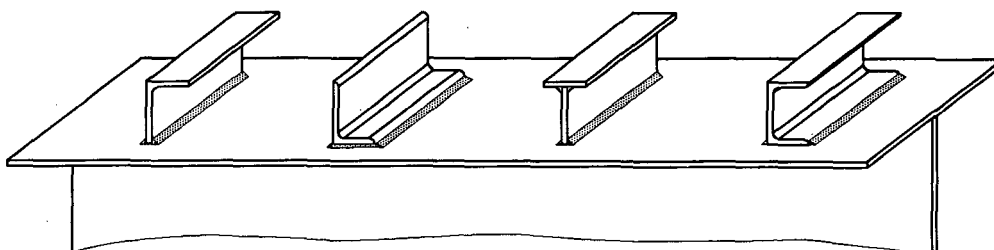


FIGURA 7.4.1.f)

7.4.2. RESISTENCIA ULTIMA

La expresión para determinar el esfuerzo rasante último de cálculo de los conectores representados en la figura 7.4.1, es la siguiente:

$$P_{Rd} = \eta A_{f1} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

en donde:

A_{f1} área de la superficie frontal del conector

$$\eta = \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}} \geq 2,5$$

A_{f2} área aumentada de la superficie del conector, que se determina siguiendo líneas de pendiente 1:5 y medida en la parte posterior del conector más próximo, según la figura 7.4.2.a).

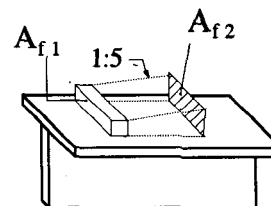


FIGURA 7.4.2.a)

En el dimensionamiento de las soldaduras de unión de los conectadores con el perfil metálico, se tendrá en cuenta la excentricidad de la fuerza, considerándola aplicada en el centro de gravedad de la superficie A_{fl} .

Las barras de anclaje que forman parte de los conectadores se dimensionarán para una fuerza nominal, perpendicular a la superficie de la chapa a la que se suelda el conectador, no inferior a $0,10 P_{Rd}$.

En caso de que se utilice un anclaje de barras o bucles como los representados en la figura 7.4.2.b), la resistencia última de cálculo de cada una de las patillas del anclaje se determinará mediante la expresión:

$$P_{Rd} = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{1 + \sen^2 \alpha}} \cos \beta$$

siendo:

- A_s área de la barra de anclaje
- $f_{yd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ tensión de cálculo del acero de la barra
- α ángulo que forma la barra de anclaje y la chapa metálica a la que se suelda.
- β ángulo, medido en el plano de la chapa metálica, que forma la barra con la dirección del esfuerzo rasante.

La soldadura de unión de las barras o bucles se dimensionará para transmitir, al menos, una sollicitación igual a $1,20 P_{Rd}$.



FIGURA 7.4.2.b)

Cuando se combinen tacos de conexión con barras de anclaje, tal como se representa en la figura 7.4.2.c), se puede considerar que la resistencia del conjunto, es el menor de los dos valores siguientes:

$$P_{Rd} = P_{Rd \text{ conect}} + 0,50 P_{Rd \text{ anclaje}}$$

$$P_{Rd} = P_{Rd \text{ conect}} + 0,70 P_{Rd \text{ bucle}}$$

En este caso, las soldaduras de los conectadores al perfil metálico se dimensionarán para una sollicitación no menor que:

$$1,2 P_{Rd \text{ conect}} + P_{Rd \text{ anclaje o bucle}}$$

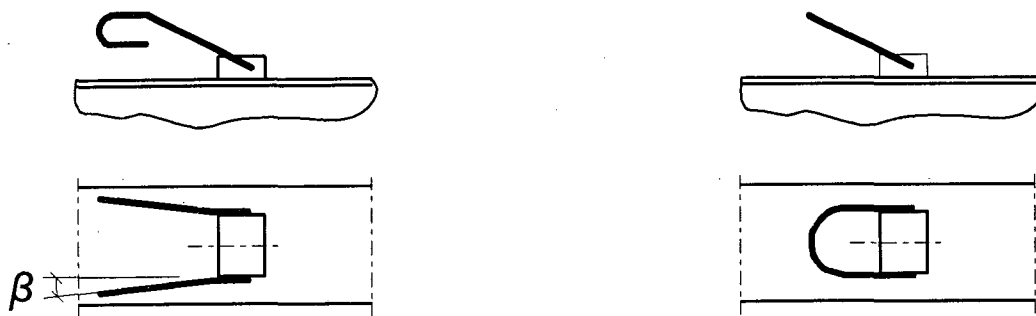


FIGURA 7.4.2.c)

7.5. DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICION DE CONECTADORES

La conexión en puentes debe ser tal que la resistencia última de las secciones a flexión no venga determinada por el número de conectadores. El dimensionamiento de la conexión es función del tipo de conectador utilizado:

- Conectador rígido (tacos, anclajes,...)
 - Conectador flexible (pernos conectadores, bucles,...)
- En el caso de conexión rígida -al no poder contar prácticamente con redistribuciones entre conectadores- debe obtenerse la envolvente de los esfuerzos rasantes de cálculo, deducidos del análisis elástico de la pieza o estructura, y comparar su valor con los esfuerzos rasantes últimos de cálculo de los conectadores dispuestos. La comprobación se debe hacer en todas las secciones, prestando especial atención a los extremos de las vigas y a los puntos de aplicación de fuerzas, con objeto de disponer los conectadores suficientes para absorber los esfuerzos rasantes localizados que allí se producen (retracción, temperatura, pretensado,...).
- En el caso de conexión flexible debe dividirse la estructura en un conjunto de zonas, limitadas por las secciones críticas. Se consideran secciones críticas aquellas en que se registra alguna de las siguientes circunstancias:
- apoyos extremos o intermedios
 - máximo momento flector positivo
 - variación brusca de la geometría
 - introducción de cargas puntuales

El número necesario de conectadores n entre dos secciones críticas se obtiene de la siguiente expresión:

$$n \geq \frac{F_{tot}}{P_{Rd}}$$

siendo:

F_{tot} esfuerzo rasante total a nivel del plano inferior de la losa de hormigón entre secciones críticas
 P_{Rd} esfuerzo rasante último del conectador

Para el caso particular en que la zona considerada esté limitada por una sección trabajando a flexión positiva y otra a flexión negativa:

$$F_{tot} = F_y + F_c$$

Siendo F_y y F_c las fuerzas correspondientes a la armadura y al bloque comprimido de hormigón respectivamente, que se han utilizado para evaluar el momento flector último de cálculo M_{Rd} .

Con objeto de limitar la deformabilidad de la conexión y asegurar un comportamiento cuasi-lineal de la estructura en servicio, la disposición de los conectadores calculados debe ajustarse en lo posible a la envolvente de esfuerzos rasantes elásticos.

El criterio de utilización de los diferentes tipos de conexión será el siguiente:

- En zonas de la estructura en que las secciones son compactas y su resistencia última se calcula por un análisis plástico, se deben utilizar conectadores flexibles.
- En zonas de la estructura en que las secciones son esbeltas pueden utilizarse conectadores rígidos o flexibles. En caso de emplear éstos últimos y, a falta de un análisis más detallado, se limitará la sollicitación de los conectadores a un 60% de la carga de rotura por condiciones de resistencia del hormigón. El objetivo de esta medida es limitar el deslizamiento de la conexión en una zona donde el esfuerzo último a flexión está muy condicionado por la distribución tensional en la sección.

En las zonas donde se lleve a cabo la introducción de cargas, debe establecerse un modelo que reproduzca el camino seguido para la incorporación de dichas cargas al elemento mixto, comprobándose que, en los puntos críticos del camino de las fuerzas, existe una adecuada resistencia.

Algunos puntos de introducción de cargas o aparición de esfuerzos localizados son:

- Extremos de piezas mixtas, debido a la retracción y la diferencia de temperaturas entre el hormigón y el acero estructural.

- Anclajes de pretensado.
- Extremos de soportes mixtos en que la transmisión de cargas se realiza a través del acero o el hormigón.
- Empotramientos elásticos en extremos del tablero.

En estos puntos, la longitud de reparto y la forma de la ley de esfuerzos rasantes dependen de la flexibilidad de la conexión, de la relación de inercias del elemento metálico y de hormigón y del canto de la pieza. A falta de un análisis más detallado, y en las circunstancias señaladas, se puede admitir:

- En vigas trabajando fundamentalmente a flexión, la longitud de reparto es igual a la mitad del ancho eficaz, y la distribución de rasantes es uniforme para conexión flexible, y lineal para conexión rígida.
- En soportes mixtos en que la conexión se confía a la adherencia entre el hormigón y el acero, la longitud de reparto es como máximo el doble de la dimensión transversal mayor y la distribución de rasantes es lineal.
- Para cargas introducidas a través de losas de hormigón y conectadas a chapas, el flujo tensional se difunde a 45°.

7.6. ARMADURAS TRANSVERSALES DE RASANTE

7.6.1. CRITERIO DE DIMENSIONAMIENTO

Son indispensables armaduras transversales de rasante en el entorno de los conectadores para asegurar la transferencia de esfuerzos a través de cualquier superficie de rotura por cizallamiento previsible. En la figura 7.6.1 están representados algunos casos característicos de superficies que deben ser comprobadas.

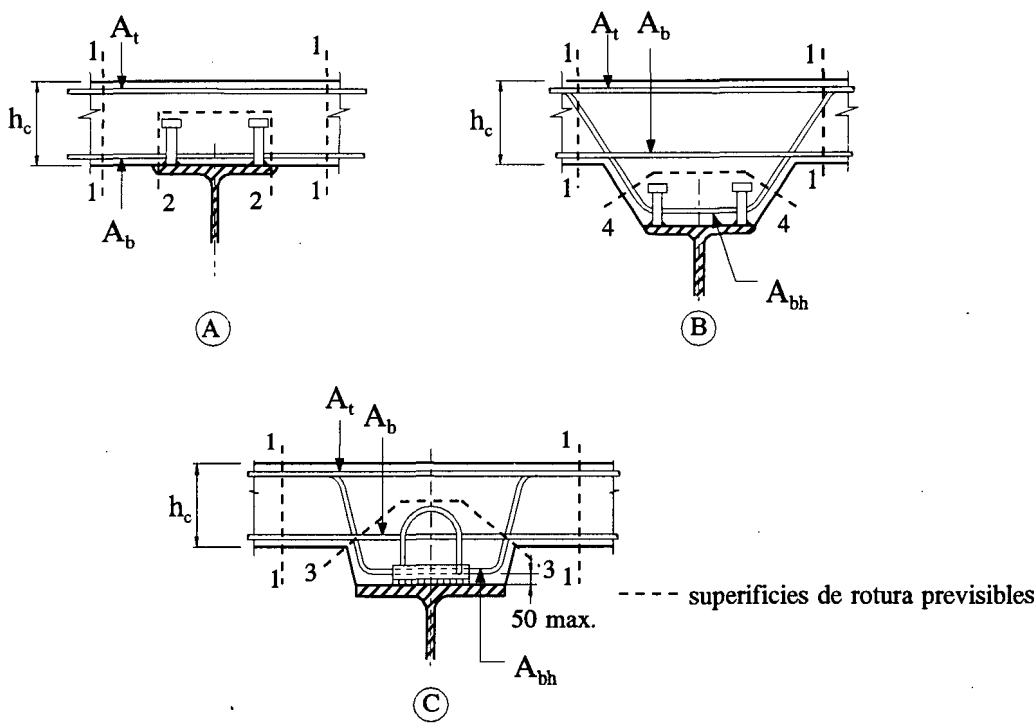


FIGURA 7.6.1.

La seguridad de una sección se considera verificada si se cumple la siguiente condición:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

siendo:

H_{Sd} esfuerzo rasante longitudinal de cálculo por unidad de longitud que actúa en la superficie objeto de la evaluación

H_{Rd} esfuerzo rasante último de cálculo por unidad de longitud

Para H_{Sd} , se tomará el valor que resulta de multiplicar el esfuerzo rasante último de un conector, calculado de acuerdo con los apartados 7.3.2. ó 7.4.2, por el número de conectadores por unidad de longitud que se hayan dispuesto.

7.6.2. DETERMINACION DEL ESFUERZO RASANTE ULTIMO DE CALCULO, H_{Rd}

Como esfuerzo rasante último de cálculo por unidad de longitud H_{Rd} de la superficie de rotura debe adoptarse el menor de los dos valores siguientes:

$$H_{Rd} = 2,5 \eta \tau_{Rd} A_{cv} + A_{ts} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$H_{Rd} = 0,20 \eta A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

siendo:

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_c = 1,50$$

A_{cv} área por unidad de longitud de la superficie de rotura

A_{ts} área por unidad de longitud de todas las armaduras que atraviesan la superficie de rotura. Para las superficies de rotura representadas en la figura 7.6.1, los correspondientes valores de A_{ts} serán los siguientes:

- Sección 1-1 $A_{ts} = A_t + A_b$
- Sección 2-2 $A_{ts} = 2 A_b$
- Sección 3-3 $A_{ts} = 2 (A_b + A_{bh})$
- Sección 4-4 $A_{ts} = 2 A_{bh}$

τ_{Rd} tensión tangencial última de cálculo del hormigón para la que se podrán tomar los valores siguientes:

f_{ck} [N/mm ²]	25	30	35	40
τ_{Rd} [N/mm ²]	0,30	0,33	0,36	0,41

$\eta = 1$ para hormigones normales

$\eta = 0,3 + 0,7 (\rho/24)$ para hormigones ligeros de peso específico ρ en kN/m³

7.6.3. ARMADURA TRANSVERSAL MINIMA DE RASANTE

El área de la armadura transversal A_{ts} , que atraviese cualquiera de las superficies de rotura previsibles, no ha de ser inferior a 0,002 veces el área de dicha superficie y estará uniformemente distribuida.

7.6.4. LONGITUD DE LA ARMADURA DE RASANTE

La longitud mínima de la armadura de rasante se indica en la figura 7.6.4.

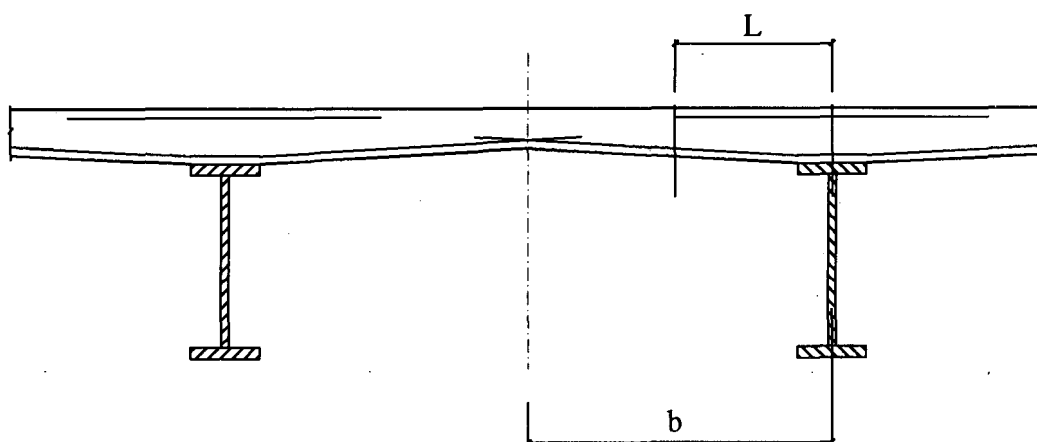


FIGURA 7.6.4.

con $L \geq \alpha b + l_e$

siendo:

b semidistancia entre almas

l_e longitud de anclaje de la armadura

$$\alpha = \left(1 - \frac{5 \tau_{Rd} h}{P_{Rd} n_u} \right) \psi_{ult}$$

ψ_{ult} coeficiente de reducción último de la losa de hormigón, de acuerdo con lo establecido en el apartado 4.4.1

n_u número de conectadores por unidad de longitud

P_{Rd} esfuerzo rasante último de un conectador

h canto de la losa a una distancia αb del encuentro con el alma

τ_{Rd} tensión tangencial última de cálculo del hormigón, de acuerdo con el apartado 7.6.2.

8.- UNIONES

8.- UNIONES

8.1. BASES DE CALCULO

8.1.1. GENERALIDADES

Las uniones deben materializar de la mejor manera posible el comportamiento previsto en el Proyecto para las propias uniones y para los elementos que confluyen en ellas.

Todas las uniones deben dimensionarse de forma que tengan capacidad para transmitir los esfuerzos previstos en el cálculo para las mismas, o los mínimos indicados en el *apartado 8.1.3* cuando éstos sean superiores a aquéllos.

En caso de que se efectúe un cálculo elástico (E) de esfuerzos, los modelos de cálculo de las uniones deben ser compatibles con el comportamiento del puente. Si el cálculo de esfuerzos es elastoplástico (EP), las uniones deben tener al menos la misma resistencia última que los elementos que en ellas confluyen.

Las uniones deben concebirse de forma que la transmisión de esfuerzos entre las piezas se haga de manera sencilla y directa, evitando en lo posible concentraciones de tensión (entallas físicas o metalúrgicas, ángulos entrantes agudos, etc.). El recorrido de las cargas en los diferentes componentes de la unión y entre cada uno de ellos estará claramente establecido para poder identificar las áreas críticas de la unión, lo que constituye el objeto fundamental de las comprobaciones resistentes.

8.1.2. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

Salvo que se indique expresamente otra cosa en los apartados correspondientes, para la determinación de la resistencia última de los diferentes tipos de uniones previstos en estas Recomendaciones, el coeficiente parcial de seguridad debe ser:

$$\gamma_M = 1,25$$

y cuando resulte necesario efectuar comprobaciones para el estado límite de servicio, como es el caso de la comprobación del deslizamiento de uniones con tornillos pretensados, el coeficiente será:

$$\gamma_M = 1,10$$

En las comprobaciones a fatiga de las uniones, son aplicables los coeficientes de seguridad especificados en el *capítulo 9*.

8.1.3. EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES

Los esfuerzos actuantes en las uniones y utilizados para su dimensionamiento, han de deducirse del análisis global de la estructura, realizado de acuerdo con lo indicado en el capítulo 4, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden y los debidos a las imperfecciones de los elementos estructurales.

En los casos en que los ejes de los diferentes elementos que se unen no coincidan en un punto, debe considerarse el momento debido a la excentricidad.

En todo caso, los esfuerzos objeto de consideración en la comprobación de una unión no deben ser inferiores a los siguientes valores:

- la mitad de los esfuerzos últimos de la pieza incidente en la unión, en empalmes y nudos rígidos;
- la tercera parte del esfuerzo cortante último de la pieza incidente en la unión, en articulaciones.

No se considera como pieza incidente en la unión, aquella que la atraviese sin interrumpirse en ella.

8.1.4. PROCEDIMIENTO DE CALCULO

La resistencia última de una unión se determina a partir de la resistencia individual de cada uno de los componentes, tornillos o soldaduras, que la constituyen.

La distribución de esfuerzos entre los diferentes componentes de la unión debe asegurar:

- a) que el conjunto de esfuerzos generados en los componentes de la unión está en equilibrio con los esfuerzos exteriores aplicados;
- b) que las deformaciones concomitantes con la distribución de esfuerzos no superan las máximas deformaciones aceptables por los componentes de la unión;
- c) que ningún componente está sometido a una carga superior a su carga última.

8.2. UNIONES ATORNILLADAS

8.2.1. EXIGENCIAS GEOMETRICAS

8.2.1.1. Criterios básicos

La disposición de los tornillos en una unión debe contribuir a reducir los riesgos de corrosión y de pandeo localizado de las chapas, y facilitar también su colocación, manipulación y accesibilidad a la inspección. Además, han de cumplirse las condiciones que se relacionan en los *apartados* 8.2.1.2 y 8.2.1.3, con el fin de evitar roturas localizadas de las uniones antes de que los componentes de la unión alcancen sus resistencias últimas.

Los tornillos de eje sensiblemente vertical deben colocarse con la cabeza en la parte superior y la tuerca en la inferior.

En cada unión, sólo se empleará una calidad y un diámetro únicos de tornillos; en cada obra, se procurará reducir al mínimo posible el número de diámetros y calidades empleadas.

En el *apartado* 3.7.1 se especifica el campo de aplicación de las diferentes calidades de tornillos consideradas en estas Recomendaciones.

8.2.1.2. Distancias límites a los bordes

Las distancias límite desde el eje de un agujero hasta el borde más próximo de las piezas que se unen, de acuerdo con la figura 8.2.1, se establecen como sigue:

— **Distancias mínimas:**

$e_1 \geq 2,0 d_o$, en la dirección de la fuerza que se transmite.

$e_2 \geq 1,5 d_o$, en dirección perpendicular a la fuerza que se transmite.

siendo d_o el diámetro del agujero.

— **Distancias máximas:**

Para e_1 y e_2 : $40 \text{ mm} + 4 t$

siendo t el espesor menor de las piezas que se unen, expresado en [mm]

8.2.1.3. Distancias límites entre tornillos

Las distancias límite entre ejes de agujeros, de acuerdo con la figura 8.2.1, se establecen como sigue:

— Distancias mínimas:

$p_1 \geq 2,2 d_o$, en la dirección de la fuerza que se transmite.

$p_2 \geq 3,0 d_o$, en dirección perpendicular a la fuerza que se transmite.

— Distancias máximas:

a) en elementos en compresión:

$$p \leq 14 t \quad \text{y} \quad p \leq 200 \text{ mm}$$

siendo p la distancia tanto entre tornillos en la dirección de la fuerza como entre las diferentes filas de tornillos paralelas a dicha dirección.

b) en elementos en tracción:

filas exteriores: $p_e \leq 14 t$ y $p_e \leq 200 \text{ mm}$

filas interiores: $p_i \leq 28 t$ y $p_i \leq 400 \text{ mm}$

siendo p_e la distancia entre tornillos en la dirección de la fuerza para filas exteriores y p_i la distancia análoga para filas interiores.

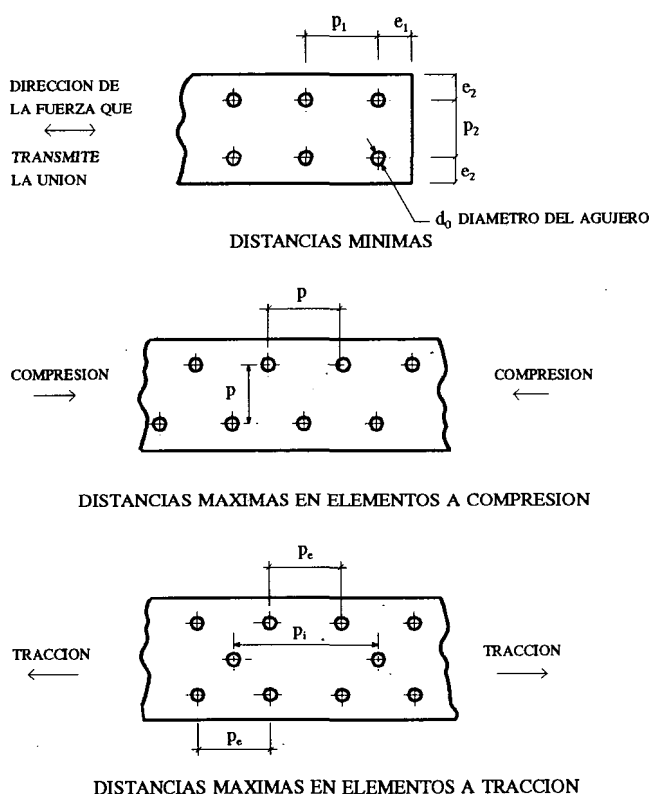


FIGURA 8.2.1.

8.2.2. UNIONES CON TORNILLOS NO PRETENSADOS

8.2.2.1. Generalidades

Se considera que la capacidad máxima de una unión se alcanza cuando en uno de los tornillos de la unión se alcanza el valor de su resistencia de cálculo, definida a continuación para los diferentes casos posibles.

8.2.2.2. Tornillos sometidos a esfuerzos perpendiculares a su eje

El valor de la resistencia de cálculo es el menor de los obtenidos a partir de la consideración de las dos condiciones siguientes:

a) Condición de cortadura del vástago del tornillo:

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_M}$$

siendo:

- n número de superficies de cortadura
- A área del vástago del tornillo de diámetro ϕ , A_ϕ , si la sección o secciones de cortadura están en dicho vástago, o área resistente del tornillo, A_s , si están en la parte roscada del mismo
- f_{ub} tensión de rotura del acero del tornillo

En las tablas siguientes 8.2.2.a) y 8.2.2.b), se dan los valores de $F_{v,Rd}$ para los cálculos contemplados en estas Recomendaciones y los diámetros de uso habitual, considerando $n = 1$.

TABLA 8.2.2.a)

VALORES DE $F_{v,Rd}$ [kN]. PLANO DE CORTADURA EN EL VASTAGO					
Diámetro [mm]	A_ϕ [mm ²]	Calidades			
		4.6	5.6	8.8	10.9
10	78,5	12	15	-	-
12	113,1	18	22	35	44
16	201,0	31	39	63	79
20	314,1	49	61	98	123
24	452,3	71	88	142	177
27	572,5	90	112	179	224
30	706,8	111	138	222	277
36	1017,8	159	199	319	399

TABLA 8.2.2.b)

VALORES DE $F_{v,Rd}$ [kN]. PLANO DE CORTADURA EN LA ROSCA					
Diámetro [mm]	A_s [mm ²]	Calidades			
		4.6	5.6	8.8	10.9
10	58,0	9	11	-	-
12	84,3	13	17	27	33
16	157,0	25	31	49	62
20	275,0	43	54	87	109
24	353,0	55	69	111	138
27	456,0	72	90	144	180
30	561,0	88	110	176	220
36	817,0	128	160	256	320

b) Condición de aplastamiento:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 f_u \phi t}{\gamma_M} \alpha$$

donde:

- ϕ diámetro del vástago del tornillo
 t espesor menor de las chapas que se unen
 f_u tensión de rotura de las chapas que se unen
 α coeficiente igual al menor de los valores siguientes:

$$\frac{e_1}{3 d_o} ; \frac{p_1}{3 d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0$$

- con:
- e_1 distancia, en la dirección de la fuerza que se transmite, del eje del tornillo al borde de la chapa (ver apartado 8.2.1.2.)
 - d_o diámetro del agujero
 - p_1 distancia entre tornillos en la dirección de la fuerza que se transmite (ver apartado 8.2.1.2.)
 - f_{ub} tensión de rotura del acero del tornillo

c) Condición de agotamiento de la chapa:

Si las chapas unidas están solicitadas por esfuerzos axiales de tracción, la comprobación procedente es la indicada en el apartado 6.3.3.4.

Si la sollicitación es un esfuerzo cortante, éste no debe superar al menor de los valores siguientes:

$$\frac{1}{\gamma_M} \frac{f_y}{\sqrt{3}} A$$

$$\frac{1}{\gamma_M} 0,5 f_u A_{net}$$

$$\frac{1}{\gamma_M} \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{ef}$$

siendo:

$$\gamma_M = 1,10$$

f_y, f_u límite elástico y tensión de rotura de la chapa, respectivamente

A área bruta de la sección resistente a esfuerzo cortante

A_{net} área neta de la sección, determinada a partir de la sección bruta descontando los agujeros

A_{ef} área eficaz, determinada de la forma siguiente:

$$A_{ef} = t (L_v + L_1 + L_2)$$

$$L_1 = a_1 \geq 5 \phi$$

$$L_2 = (a_2 - k d_o) \frac{f_u}{f_y}$$

con: t espesor de la chapa

L_v distancia entre ejes de agujeros extremos en la dirección del esfuerzo

a_1 distancia entre el eje del agujero extremo y el borde de la chapa en la dirección del esfuerzo

ϕ diámetro del tornillo

a_2 distancia de la fila interior de tornillos al borde de la chapa en dirección perpendicular al esfuerzo

d_o dimensión de los agujeros en dirección perpendicular al esfuerzo

k 0,5 si hay una fila única de tornillos

2,5 si hay dos filas de tornillos

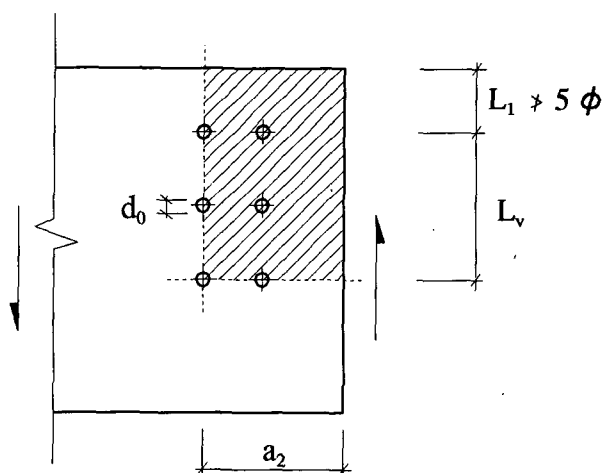


FIGURA 8.2.2.a)

8.2.2.3. Tornillos solicitados en tracción

El valor de la resistencia de cálculo se determina mediante la expresión:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_M}$$

siendo A_s el área resistente del tornillo y f_{ub} la tensión de rotura del acero del tornillo.

En la tabla 8.2.2.c) se dan los valores de $F_{t,Rd}$ para las calidades contempladas en estas Recomendaciones y los diámetros de uso habitual.

TABLA 8.2.2.c)

VALORES DE $F_{t,Rd}$ [kN]				
Diámetro [mm]	Calidades			
	4.6	5.6	8.8	10.9
10	17	21	-	-
12	24	30	50	63
16	45	56	90	112
20	79	99	158	198
24	102	126	203	254
27	131	164	262	328
30	161	202	323	403
36	235	294	470	588

Se recomienda no emplear tornillos de calidades 4.6 y 5.6 trabajando a tracción.

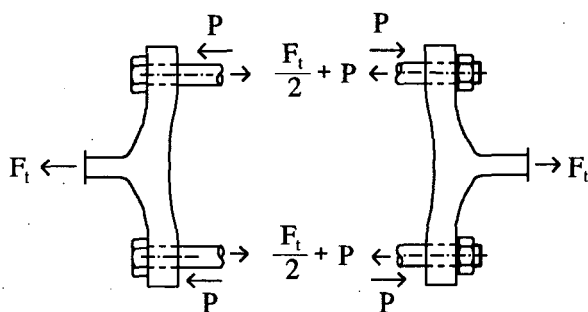


FIGURA 8.2.2.b)

Cuando, por la naturaleza de la unión, se puedan producir tracciones adicionales debido a un "efecto palanca", (figura 8.2.2.b), éstas se añadirán a las debidas a las acciones exteriores.

Las tracciones debidas al efecto palanca se evaluarán considerando las rigideces relativas de las distintas partes de la unión y la geometría de la misma.

8.2.2.4. Tornillos solicitados simultáneamente a cortadura y tracción

Para cada tipo de esfuerzo, además de cumplirse las condiciones señaladas en los apartados precedentes, se ha verificar la condición adicional siguiente:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

donde:

- $F_{v,Sd}$ esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo
- $F_{v,Rd}$ resistencia última de cálculo frente a la cortadura del vástago según *apartado 8.2.2.2.*
- $F_{t,Sd}$ esfuerzo de cálculo de tracción
- $F_{t,Rd}$ resistencia de cálculo a tracción

8.2.3. UNIONES CON TORNILLOS PRETENSADOS (TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA - T.A.R.)

8.2.3.1. Generalidades

Está indicado este tipo de uniones cuando sea preciso garantizar que no haya deslizamiento relativo entre las piezas a unir y que los esfuerzos se transmitan a través de la unión por el rozamiento generado en las superficies de contacto.

En general, basta con que no exista dicho deslizamiento en el estado límite de servicio, aunque pueden existir situaciones (uniones híbridas, ver *apartado 8.5*) en las que sea preciso que tampoco exista deslizamiento en estado límite de rotura.

Además, en el estado límite último, la mayor sollicitación sobre un tornillo no debe superar los límites que se establecen en el *apartado 8.2.3.3.*

En este tipo de uniones, las calidades a emplear serán sólo las 8.8 y 10.9 de entre las que figuran en el *apartado 3.7.1* (tornillos de alta resistencia).

8.2.3.2. Estado límite de servicio

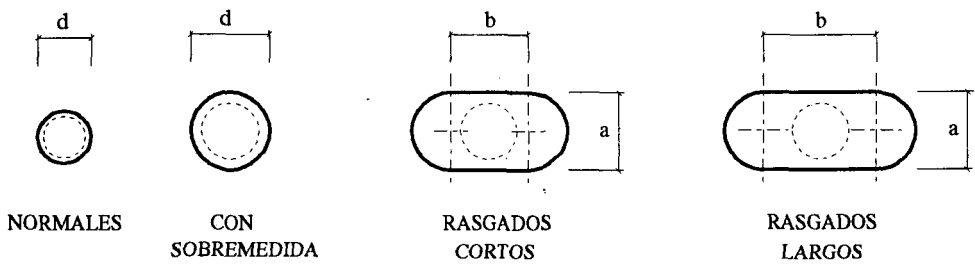
La resistencia de cálculo al deslizamiento de los tornillos de alta resistencia pretensados, se deduce de la expresión:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_M} F_{p,Cd}$$

donde:

- $\gamma_M = 1,10$
- $F_{p, Cd} = 0,70 f_{ub} A_s$ es la fuerza de pretensado de los tornillos
- A_s área resistente de los tornillos
- n número de superficies de rozamiento
- k_s 1,0 para agujeros normales
- 0,85 para agujeros con sobremedida y rasgados cortos
- 0,70 para agujeros rasgados largos

Se entienden como agujeros normales, con sobremedida y rasgados:



DIAMETRO DEL T.A.R. [mm]	DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS [mm]			
	Normales <i>d</i>	Con sobremedida <i>d</i>	Rasgados cortos <i>a · b</i>	Rasgados largos <i>a · b</i>
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	26	24 x 28	24 x 55
24	26	30	26 x 32	26 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 68
30	33	38	33 x 40	33 x 75
36	39	44	39 x 46	39 x 90

$\mu =$ coeficiente de rozamiento, con valor:

- 0,50 para superficies limpias y tratadas con chorro de arena o granallado
- 0,50 para superficies tratadas con aluminio
- 0,40 para superficies metalizadas con cinc
- 0,35 para superficies tratadas con pintura de silicato de cinc
- 0,25 para superficies tratadas con una pintura de imprimación

Cuando simultáneamente actúe un esfuerzo de tracción sobre los tornillos, a falta de un análisis más detallado, el valor de dicho esfuerzo se deducirá del valor de la fuerza de pretensado. Se puede utilizar, por tanto, en el cálculo, el siguiente valor de la fuerza de pretensado:

$(F_{p,Cd})_f = F_{p,Cd} - T_{sd}$

en lugar de $F_{p,Cd}$.

8.2.3.3. Estado límite de rotura

8.2.3.3.1. T.A.R. sometidos a esfuerzos perpendiculares a su eje

La resistencia de cálculo de los tornillos de alta resistencia sometidos a esfuerzos perpendiculares a su eje, se ha de determinar de acuerdo con lo indicado en el apartado 8.2.2.2.

Cuando sea preciso garantizar que no se produce deslizamiento en el estado límite último de rotura, se debe verificar, además, que el esfuerzo de cálculo en el tornillo más solicitado no supera el valor siguiente:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_M} F_{p,Cd}$$

con: $\gamma_M = 1,25$ para agujeros normales y agujeros rasgados con el eje del agujero perpendicular a la dirección del esfuerzo

$\gamma_M = 1,40$ para agujeros con sobremedida y agujeros rasgados con el eje del agujero paralelo a la dirección del esfuerzo

y con el resto de factores tal como se establece en el apartado 8.2.3.2.

8.2.3.3.2. T.A.R. sometidos a esfuerzos de tracción

La condición exigible, en este caso, es:

$$T_{Sd} \leq F_{p, Cd}$$

siendo:

T_{Sd} esfuerzo de tracción mayorado
 $F_{p,Cd}$ fuerza de pretensado definida en el apartado 8.2.3.2.

Cuando por la naturaleza de la unión se puedan producir *efectos palanca*, las tracciones correspondientes deben incluirse en el cálculo de T_{Sd} . El valor de dichas tracciones se determinará de acuerdo con lo establecido en el apartado 8.2.2.3.

8.2.3.3.3. T.A.R. sometidos a esfuerzos combinados

La capacidad resistente del tornillo al deslizamiento se ha de determinar mediante la expresión:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 T_{Sd})}{\gamma_M}$$

siendo:

T_{Sd} valor de cálculo del esfuerzo de tracción.

8.2.4. UNIONES LARGAS

Cuando la distancia L entre los ejes de los tornillos extremos de una unión, medida en la dirección de la carga transmitida (figura 8.2.4), sea superior a 15ϕ , ha de aplicarse un factor de reducción β a la resistencia última frente a la cortadura de todos y cada uno de los tornillos de la unión, en ningún caso inferior a 0,75, deducido de la expresión siguiente:

$$\beta = 1 - \frac{L - 15 \phi}{200 \phi} \geq 0,75$$

donde ϕ es el diámetro nominal de los tornillos.

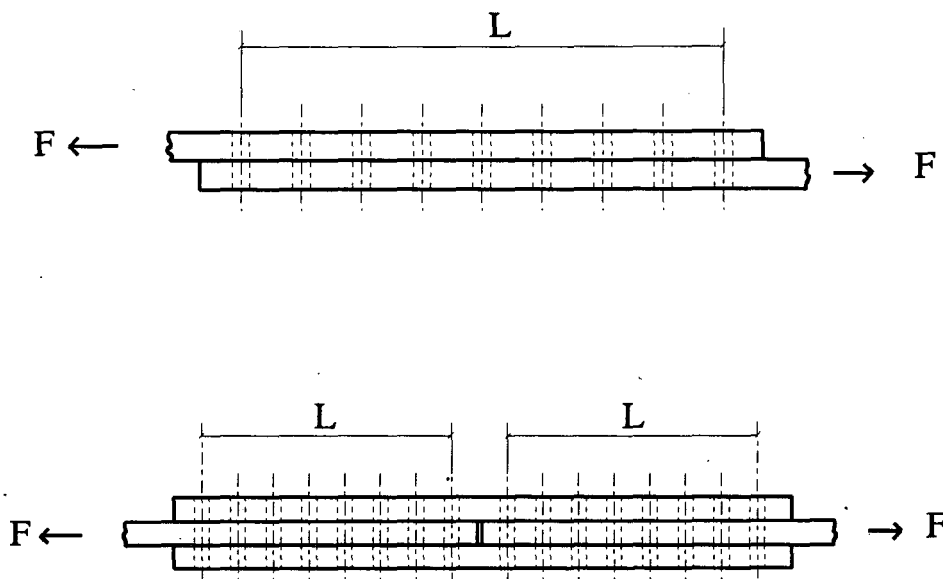


FIGURA 8.2.4.

8.2.5. UNIONES ATORNILLADAS A TRAVÉS DE FORROS INTERMEDIOS

En el caso de tornillos solicitados por esfuerzos perpendiculares a su eje, que deban pasar a través de forros intermedios con espesores t_p mayores que un tercio de su diámetro nominal, debe aplicarse a la resistencia última frente a la cortadura del tornillo, el factor de reducción:

$$\beta_p = \frac{9 \phi}{8 \phi + 3 t_p} \geq 1$$

En uniones de doble cortadura con forros a ambos lados del eje de la unión, se toma para t_p el mayor espesor de los citados forros.

8.2.6. ARTICULACIONES

Para el dimensionamiento de una articulación constituida por un pasador atravesando los agujeros dispuestos en chapas perpendiculares al eje de éste, se ha de tener en cuenta lo siguiente:

- La forma y dimensiones de las chapas y del pasador deben ser adecuadas para la transmisión de esfuerzos entre dichos componentes. La conexión entre las placas y los elementos estructurales debe estar diseñada de manera que se eviten excentricidades, y que la difusión de tensiones se realice por un camino claramente identificado y con la menor distorsión posible de las líneas de fuerza correspondientes.
- La geometría de las placas (figura 8.2.6.a) debe cumplir además, las condiciones siguientes:

$$t_{\min} \geq 0,7 \left[\frac{F_{v,Sd}}{f_y / \gamma_M} \right]^{1/2}$$

$$d_o \leq 2,5 t_{\min}$$

$$a \geq t_{\min} + \frac{2 d_o}{3}$$

$$c \geq t_{\min} + \frac{d_o}{3}$$

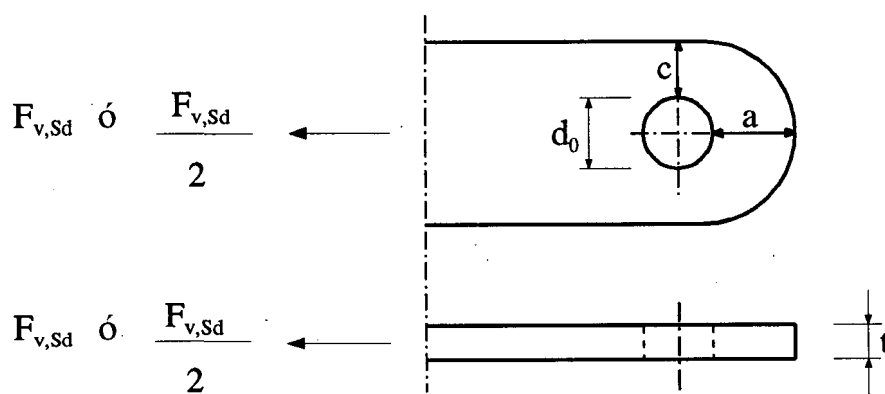


FIGURA 8.2.6.a)

- En el estado límite último, se deben cumplir las condiciones siguientes:

Condición de cortadura del pasador

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \quad \text{siendo:} \quad F_{v,Rd} = 0,6 \frac{\pi \phi^2}{4} \frac{f_{ub}}{\gamma_M}$$

- Condición de flexión del pasador

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad \text{siendo:} \quad M_{Rd} = 0,8 \frac{\pi \phi^3}{32} \frac{f_y}{\gamma_M}$$

- Condición de resistencia con interacción de esfuerzos

$$\left[\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

- Condición de aplastamiento de la chapa

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{siendo:} \quad F_{b,Rd} = 1,5 t \phi \frac{f_y}{\gamma_M}$$

El valor de M_{Sd} se calcula, de acuerdo con la figura 8.2.6.b), mediante la expresión:

$$M_{Sd} = 0,5 F_{v,Sd} \frac{l}{2}$$

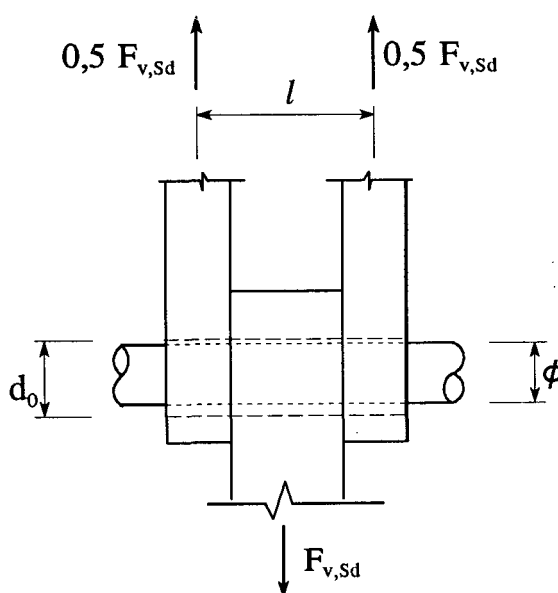


FIGURA 8.2.6.b)

8.3. UNIONES SOLDADAS

8.3.1. GENERALIDADES

Las uniones soldadas deben ser ejecutadas y controladas de acuerdo con lo establecido en estas Recomendaciones, con la normativa española vigente, y con las especificaciones complementarias que considere necesarias el Autor del Proyecto, con base en normativas internacionales y en el estado de la técnica del momento. Los materiales empleados deben ser también conformes a lo establecido en las presentes Recomendaciones y a la normativa española vigente. Las características mecánicas del material de aportación serán, en todo caso, superiores a las del material de los elementos objeto de unión.

Las uniones solicitadas a fatiga deben cumplir, también, lo establecido en el *capítulo 9*.

Todas estas circunstancias, de aplicación directa en la fase de construcción de los puentes, han de ser, asimismo, objeto de especial atención en la redacción del proyecto.

8.3.2. UNIONES SOLDADAS A TOPE

8.3.2.1. Uniones a tope con penetración total

Ha de considerarse que su resistencia de cálculo es igual a la correspondiente a la más débil de las partes unidas.

8.3.2.2. Uniones a tope con penetración parcial

Las uniones con penetración parcial deben ser continuas en toda su longitud y no utilizarse para transmitir esfuerzos de tracción perpendiculares al eje del cordón de soldadura, ni para transmitir momentos de flexión cuyo eje coincida con el eje del cordón.

En la verificación de la seguridad estructural, se tendrán en cuenta, además, las posibles excentricidades que provoquen la disposición y dimensiones de los cordones de soldadura.

Para el espesor de garganta del cordón, ha de considerarse la profundidad de penetración que pueda ser alcanzada, de acuerdo con ensayos específicos. En el caso de que la preparación de la unión sea del tipo U, V, J o X, se considera como espesor de garganta el espesor nominal de la preparación, descontados dos milímetros de acuerdo con lo establecido en la figura 8.3.2.a).

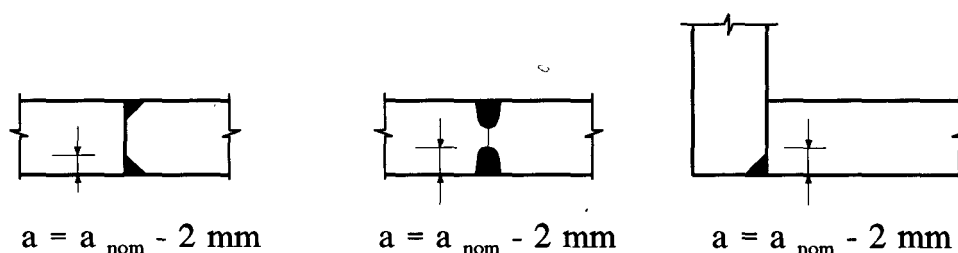


FIGURA 8.3.2.a)

En general, la resistencia de cálculo por unidad de longitud de las uniones a tope con penetración parcial, se determina mediante la expresión:

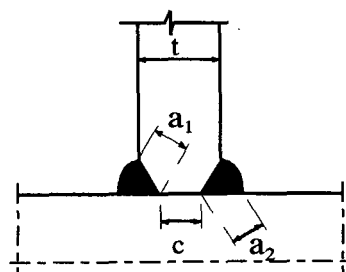
$$F_{w,Rd} = \Sigma a_i \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_M}$$

siendo:

- f_u tensión de rotura del elemento más débil de los que se unen
 a_i espesor de garganta de cada uno de los cordones, determinado según se indica en la figura 8.3.2.b)
 $\gamma_M = 1,25$
 β_w factor de correlación en función del tipo de acero de los elementos que se unen, especificado en la tabla siguiente:

Acero	f_u [N/mm ²]	β_w	$\frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_M}$ [N/mm ²]
S 235	360	0,80	208
S 275	430	0,85	234
S 355	510	0,90	262

En el caso de uniones en T, se podrá considerar la unión como con penetración total cuando, tratándose de cordones reforzados, la geometría de la unión soldada cumpla las condiciones indicadas en la figura 8.3.2.b). En otro caso, se determinará la capacidad resistente utilizando la expresión general y tomando como espesores de garganta de los cordones de soldadura, los establecidos en la figura 8.3.2.c).



$$a_1 + a_2 \geq t$$

$$c \leq t/5 \text{ y } c \leq 3 \text{ mm}$$

FIGURA 8.3.2.b)

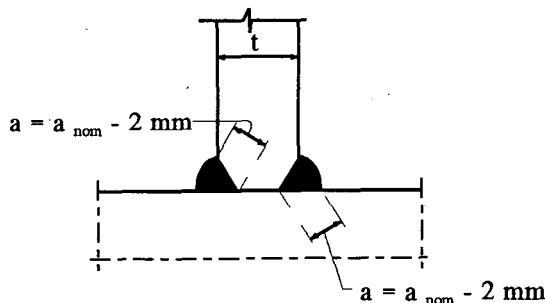


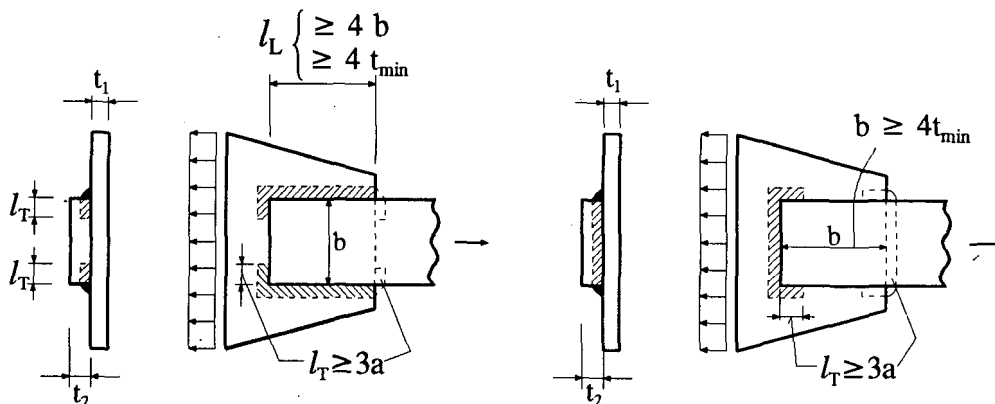
FIGURA 8.3.2.c)

8.3.3. UNIONES CON SOLDADURAS EN ANGULO

8.3.3.1. Generalidades

Para dimensionar y comprobar las soldaduras en ángulo de uniones de elementos cuyas caras a soldar forman un ángulo comprendido entre 60° y 120° , se establece:

- Los cordones de soldadura en ángulo no pueden terminar en los bordes de los elementos que se unen y deben prolongarse en la dirección transversal, al menos una longitud igual a tres veces el espesor de garganta del cordón.
- Cuando los extremos de una pieza se unan mediante cordones en ángulo paralelos a la dirección del esfuerzo, la longitud de los cordones ha de ser superior a cuatro veces la distancia transversal entre cordones y a cuatro veces el menor espesor de las piezas que se unen, tal como se indica en la figura 8.3.3.a).



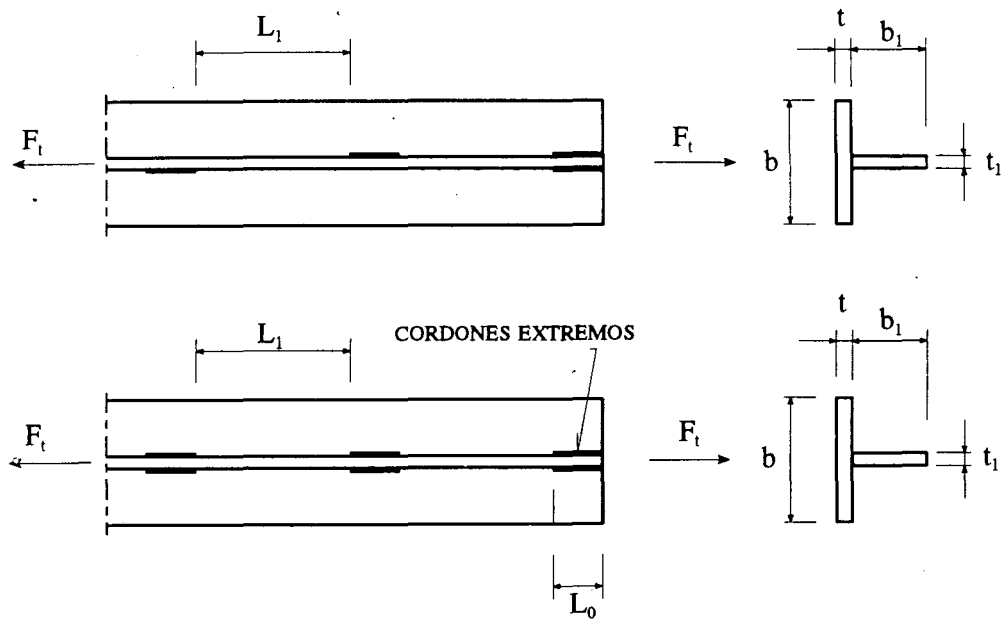
$a \equiv$ espesor de garganta

FIGURA 8.3.3.a)

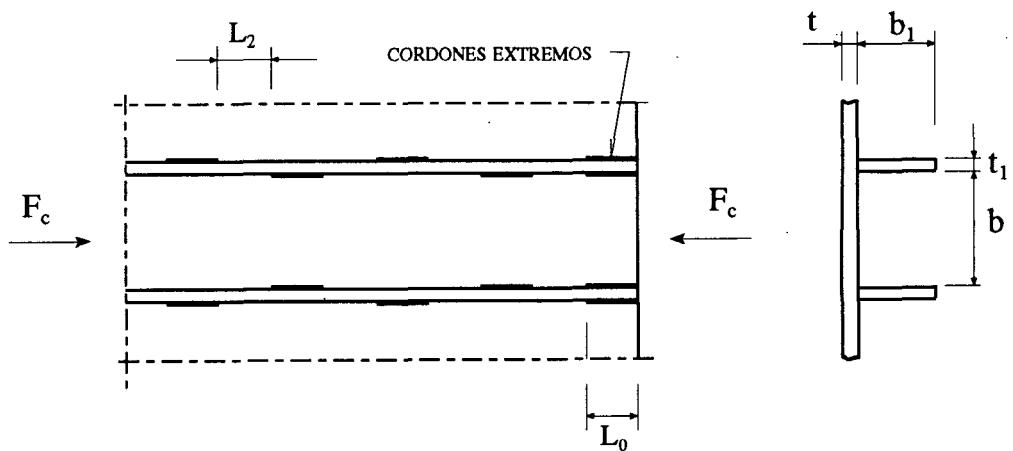
FIGURA 8.3.3.b)

- Cuando los extremos de una pieza se unan mediante cordones en ángulo transversales a la dirección del esfuerzo, la distancia b entre cordones no ha de ser inferior a cuatro veces el menor espesor de las piezas que se unen, tal como se indica en la figura 8.3.3.b).
- No se deben utilizar cordones en ángulo con intermitencias en ambientes corrosivos. En otros casos, podrán utilizarse siempre que se cumplan las condiciones establecidas en la figura 8.3.3.c).

A) Esfuerzos de tracción:



B) Esfuerzos de compresión:



- L_0 no menor que el menor valor de $0,75 b$ y $0,75 b_1$
- L_1 no mayor que el menor valor de $16 t$, $16 t_1$ y 200 mm
- L_2 no mayor que el menor valor de $12 t$, $12 t_1$ y 200 mm

FIGURA 8.3.3.c)

8.3.3.2. Resistencia de cálculo de cordones en ángulo

La resistencia de cálculo de un cordón en ángulo por unidad de longitud efectiva, con independencia de la orientación del cordón, se debe determinar mediante la expresión:

$$F_{w,Rd} = \frac{a f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_M}$$

en donde:

- f_u es la menor tensión nominal de rotura de los dos materiales que se unen
- β_w es el factor de correlación, pudiendo aplicarse los valores indicados en el apartado 8.3.2.2.
- $\gamma_M = 1,25$

La longitud efectiva de un cordón en ángulo puede tomarse como longitud total del cordón, siempre que no se reduzca el espesor de garganta en los extremos del cordón.

El espesor de garganta a de un cordón en ángulo, es la altura del mayor triángulo que pueda ser inscrito entre las superficies de las piezas unidas que hayan alcanzado la fusión, y la superficie exterior de la soldadura; altura que se medirá perpendicularmente a la cara exterior del triángulo, tal como se indica en la figura 8.3.3.d).

Para determinar el espesor de garganta de los cordones con penetración profunda, se puede tomar un espesor adicional, tal como se indica en la figura 8.3.3.d), siempre que se demuestre mediante ensayos que la penetración requerida puede ser realmente alcanzada.

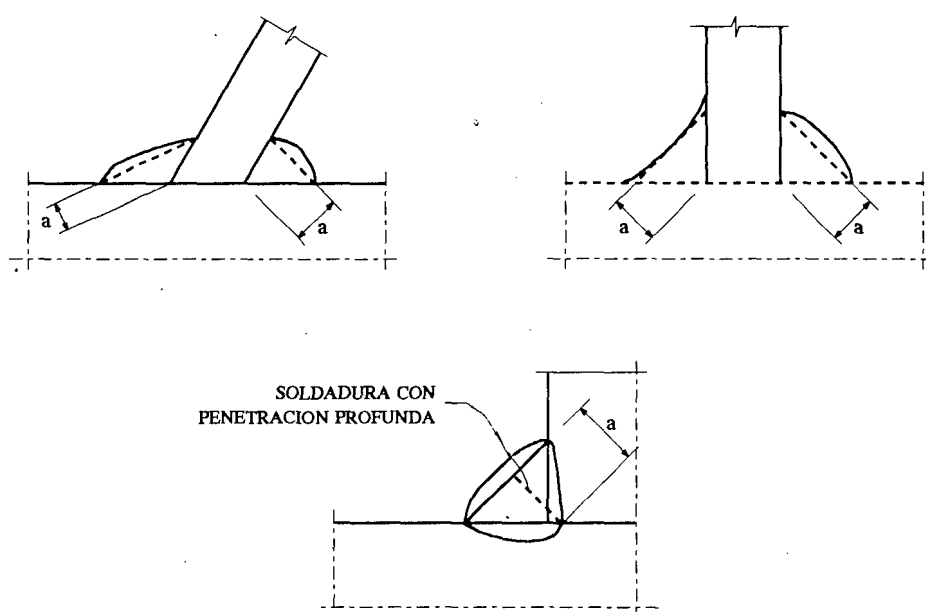


FIGURA 8.3.3.d)

En caso de que el proceso utilizado sea la soldadura automática con arco sumergido, se puede considerar, sin necesidad de realizar ensayos, un incremento del 20% del espesor de garganta, sin que dicho incremento pueda en ningún caso sobrepasar el valor de 2 mm.

El espesor de garganta mínimo en un cordón de ángulo será de 3 mm.

En el caso de uniones con cordones en ángulo de longitud L superior a $150 a$, en las que se pueda producir una distribución marcadamente no uniforme de tensiones, la resistencia de cálculo del cordón se debe calcular aplicando el coeficiente de reducción β_{Lw} , de valor:

$$\beta_{Lw} = 1,2 - 0,2 \frac{L}{150 a} \geq 1,0$$

Esta reducción no será de aplicación en el caso de que la distribución de tensiones en la soldadura corresponda a la distribución de tensiones de la chapa adyacente; como, por ejemplo, en la soldadura de unión ala-alma en una viga armada.

En el caso de cordones en ángulo de uniones de rigidizadores transversales a las almas de las vigas o cajones armados, cuando su longitud sea superior a 1,7 metros, será de aplicación, asimismo, un coeficiente de reducción β_{Lw} , de valor:

$$\beta_{Lw} = 1,1 - \frac{L}{17} \left\{ \begin{array}{l} \geq 1,0 \\ \geq 0,6 \end{array} \right.$$

siendo L la longitud del cordón expresada en metros

8.3.3.3. Desgarro laminar

Deben evitarse uniones que exijan un flujo de tensiones transversal a la dirección de laminación de las chapas objeto de unión.

Cuando no sea posible evitar este tipo de uniones, han de adoptarse medidas adecuadas para minimizar la posibilidad de que se produzca el desgarro laminar de las chapas. Entre tales medidas se encuentran la elección del material y del procedimiento de soldadura más convenientes, la realización de controles específicos de las zonas en riesgo y la mejora de los detalles constructivos de las uniones; tal como, a título de ejemplo, se representa en la figura 8.3.3.e).

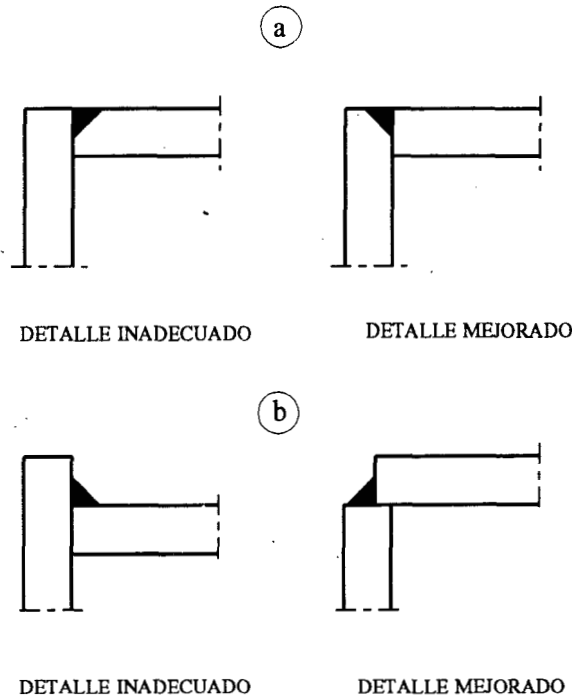


FIGURA 8.3.3.e)

8.4. UNIONES POR UNA SOLA CARA DE PERFILES EN "L" O "U"

En perfiles en L o en U, unidos por una sola cara, se debe tener en cuenta la excentricidad provocada por la disposición de las soldaduras o de los tornillos de la unión, con el consiguiente momento flector actuando sobre los perfiles y sobre la unión.

En las uniones atornilladas debe disponerse un mínimo de dos tornillos.

8.5. UNIONES HIBRIDAS

Se podrán utilizar uniones híbridas, formadas por cordones de soldadura y tornillos de alta resistencia. Como capacidad resistente de la unión se puede considerar la suma de las que corresponderían a las soldaduras y a los tornillos de alta resistencia actuando independientemente, si éstos han sido dimensionados para que no se produzca deslizamiento en el E.L.U. de rotura. Los tornillos de alta resistencia se deben pretensar una vez efectuadas las soldaduras de la unión.

9.- F A T I G A

9.- FATIGA

9.1. GENERALIDADES

La verificación del puente en el estado límite de fatiga tiene como objeto comprobar que ninguna parte del mismo sufrirá daños como consecuencia del paso intermitente y repetido de vehículos durante todo el período de servicio previsto. Para ello, en ausencia de otros criterios más rigurosos para la apreciación de la tolerancia del efecto previsible, basados por ejemplo en la teoría de la mecánica de fractura o en espectros particulares de tensiones debidas a las cargas de servicio, deben tenerse en cuenta circunstancias como las citadas a continuación.

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 fisuras de fatiga.

Las inspecciones periódicas y la conservación, ejecutadas según el programa correspondiente definido en el proyecto, tienen especial importancia en puentes solicitados por cargas repetidas.

El período de servicio del puente debe establecerse de acuerdo con el organismo de cuya jurisdicción pase a depender. Se tendrán en cuenta para ello posibles cambios eventuales en la utilización del puente durante dicho período.

Los esfuerzos y las tensiones debidas a las cargas de fatiga han de calcularse según la teoría de la elasticidad. La influencia de concentraciones locales de tensiones debidas a los efectos de entallas y las residuales, está considerada en la resistencia a la fatiga derivada de los detalles constructivos indicados en el *apartado 9.4*.

9.2. METODOS DE VERIFICACION

Debe comprobarse que en ningún punto del puente, la diferencia de tensiones bajo el efecto de la carga de fatiga multiplicada por el coeficiente dinámico definido en el *apartado 9.3*, supera el valor de la resistencia a la fatiga en dicho punto, dividido por un coeficiente de resistencia.

La resistencia a la fatiga ha de asignarse al punto del puente que esté siendo analizado, en función del detalle considerado y del conjunto total de diferencias de tensiones que dicho punto pueda experimentar en el período de servicio previsto.

Para tensiones normales, la condición a verificar es:

$$\Delta\sigma_{SF} \leq \frac{\Delta\sigma_{RF}}{\gamma_{MF}}$$

donde:

- $\Delta\sigma_{SF}$ diferencia de tensiones debida a la carga de fatiga
- $\Delta\sigma_{RF}$ resistencia frente a la fatiga del detalle considerado
- γ_{MF} factor parcial de seguridad para la resistencia a la fatiga según el apartado 9.5

La diferencia de tensiones $\Delta\sigma_{SF}$ se obtiene a partir de las tensiones extremas $\sigma_{\max}$ y $\sigma_{\min}$, calculadas bajo el efecto de la carga de fatiga definida en el apartado 9.3, multiplicada por el coeficiente dinámico correspondiente y situada en las posiciones más desfavorables.

$$\Delta\sigma_{SF} = | \sigma_{\max} - \sigma_{\min} |$$

La resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_{RF}$ se determina mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{RF} = \Delta\sigma_f \left[\frac{2 \times 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/3}$$

siendo:

- $\Delta\sigma_f$ categoría del detalle, que corresponde a su resistencia frente a la fatiga definida para 2×10^6 ciclos, según apartado 9.4
- N_{eq} número de ciclos equivalentes para el cual, la carga de fatiga provoca el mismo daño que el tráfico real, según apartado 9.3

N_{eq} tiene en cuenta la composición y el volumen del tráfico, la geometría de las cargas, la carga de fatiga, el período de servicio y el sistema estático.

El sistema estático se tiene en cuenta a través de la longitud de influencia l_ϕ del esfuerzo considerado en el cálculo de la diferencia de tensiones en el detalle constructivo examinado. En ausencia de un análisis específico, se puede tomar como longitud de influencia la distancia entre puntos nulos (adyacentes al detalle examinado) de la línea de influencia de dicho esfuerzo.

Si el número de ciclos equivalentes N_{eq} es desconocido o si de un detalle constructivo solamente se conoce el límite de fatiga $\Delta\sigma_D$, la verificación se lleva a cabo utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{SF} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{MF}}$$

El límite de fatiga tiene el siguiente valor (figura 9.4):

$$\Delta\sigma_D = 0,74 \Delta\sigma_f$$

Para tensiones tangenciales, la verificación de la seguridad frente a la fatiga se efectúa de modo análogo a la realizada para las tensiones normales, con la excepción de que para detalles constructivos soldados no se puede tener en cuenta un límite de fatiga.

$$\Delta\tau_{SF} \leq \frac{\Delta\tau_{RF}}{\gamma_{MF}}$$

con:

$$\Delta\tau_{RF} = \Delta\tau_f \left[\frac{2 \times 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/5}$$

siendo:

$\Delta\tau_f$ categoría del detalle según apartado 9.4.

Cuando se produzcan tensiones normales y tangenciales simultáneamente, se debe comprobar la condición:

$$\left[\frac{\Delta\sigma_{SF}}{\Delta\sigma_{RF} / \gamma_{MF}} \right]^3 + \left[\frac{\Delta\tau_{SF}}{\Delta\tau_{RF} / \gamma_{MF}} \right]^5 \leq 1$$

9.3. CARGA DE FATIGA

Debe considerarse un modelo de carga con las mismas características geométricas del vehículo pesado especificadas en la vigente "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera".

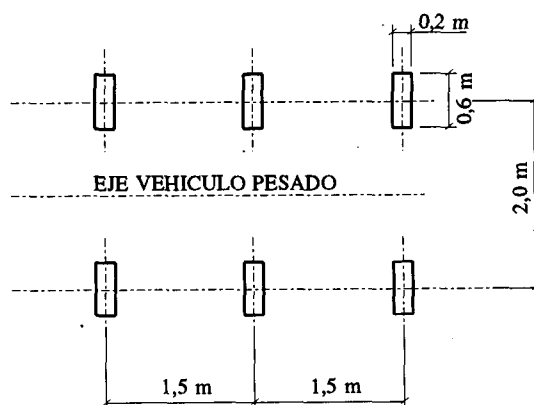


FIGURA 9.3. MODELO DE CARGA DE FATIGA PARA PUENTES DE CARRETERA

En el caso de que la calzada del puente disponga de varios carriles, para la verificación de la seguridad frente a la fatiga, el modelo de carga debe estar centrado en el carril exterior.

La carga de fatiga a considerar es de 390 kN (65 kN por rueda). A este valor debe ser aplicado un coeficiente dinámico multiplicador $\phi = 1,2$.

El número de ciclos equivalentes N_{eq} se indica en la tabla 9.3. en función del volumen del tráfico, considerando un período de servicio de 70 años y longitudes de influencia $l_\phi \leq 60$ metros.

TABLA 9.3. NUMERO DE CICLOS EQUIVALENTES EN FUNCION DEL VOLUMEN DEL TRAFICO

Intensidad media de vehículos pesados por día laborable (250 días/año) y sentido de circulación	Número de ciclos equivalentes, N_{eq}
≤ 100	5×10^5
500	9×10^5
1000	$1,3 \times 10^6$
2000	$1,9 \times 10^6$
5000	$3,2 \times 10^6$
≥ 8000	5×10^6

Para valores intermedios de la intensidad media diaria, se puede determinar el valor de N_{eq} mediante interpolación lineal.

9.4. RESISTENCIA FRENTE A LA FATIGA

Los detalles constructivos están clasificados en diferentes categorías, según su resistencia frente a la fatiga [tablas 9.4.a) a 9.4.e)]. El valor de $\Delta\sigma_f$ [N/mm²] que define la categoría de un detalle corresponde a su resistencia frente a la fatiga definida para 2×10^6 ciclos.

Las flechas representadas en las figuras de las tablas 9.4.a) a 9.4.e) indican la posición y la dirección de las tensiones para las cuales habrá que calcular la diferencia de tensiones.

Se entiende que, para clasificar un detalle en una categoría determinada, deben cumplirse los requisitos correspondientes indicados en dichas tablas, así como las tolerancias especificadas en el apartado 10.3, si se trata de detalles soldados.

Los valores indicados para la resistencia frente a la fatiga no son de aplicación en los casos siguientes:

- aceros con límite elástico superior a 700 N/mm²
- tornillos de calidad superior a la clase 10.9
- valores de $\Delta\sigma_{SF} > 1,5 f_y$
- número de ciclos $N < 100.000$

Se pueden clasificar en una categoría superior detalles que sean tratados posteriormente al soldeo con métodos cuya eficacia quede demostrada científicamente, con el fin de relajar las tensiones residuales de tracción.

En caso de que se aplique algún criterio de verificación diferente del descrito en este capítulo, pueden utilizarse las curvas de resistencia frente a la fatiga para tensiones normales, indicadas en la figura 9.4.

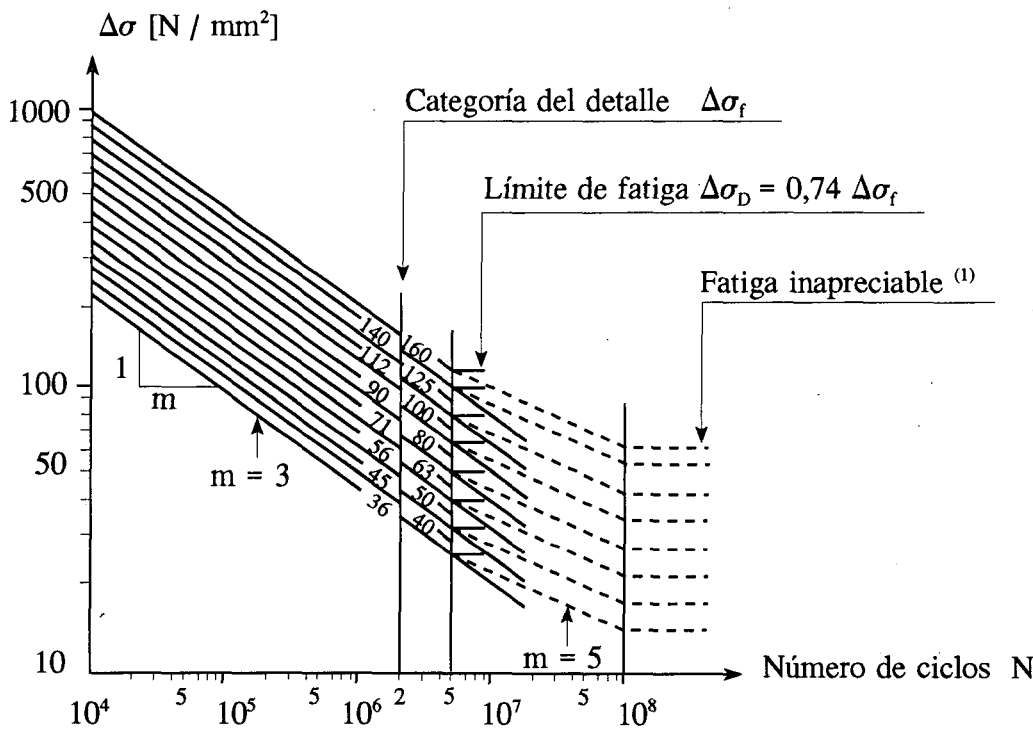


FIGURA 9.4. CURVAS DE RESISTENCIA FRENTE A LA FATIGA PARA TENSIONES NORMALES

(1) Variaciones de tensiones suficientemente pequeñas no contribuyen a la propagación de una fisura de fatiga.

Tabla 9.4.a)

DETALLES SIN SOLDADURAS

Hoja 1 de 2

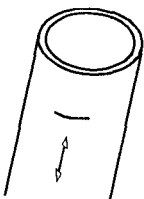
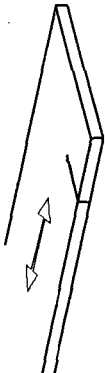
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
160	   [1] [2] [3]	PRODUCTOS LAMINADOS Y EXTRUSIONADOS [1] Chapas [2] Perfiles laminados [3] Tubos sin soldadura	[1] a [3] Bordes vivos y defectos superficiales mejorados por esmerilado.
140	 [4]	CHAPAS OXICORTADAS O CIZALLADAS [4] Material oxicortado con máquina automática o cizallado, con bordes lisos.	[4] Todos los signos visibles de discontinuidad en bordes deben ser eliminados.
125	 [5]	[5] Material oxicortado, manualmente o a máquina, con líneas de rugosidad regularmente espaciadas.	[5] Debe ser tratado tras el corte para eliminar todas las discontinuidades de los bordes. [4] y [5] - No se harán reparaciones con recargue. - Las esquinas cóncavas o convexas (pendiente < 1:4) se mejorarán mediante esmerilado de cualquier defecto visible. - En ranuras y huecos, se tomará como sección de cálculo para determinar las tensiones, la sección neta.

Tabla 9.4.a)

DETALLES SIN SOLDADURAS

Hoja 2 de 2

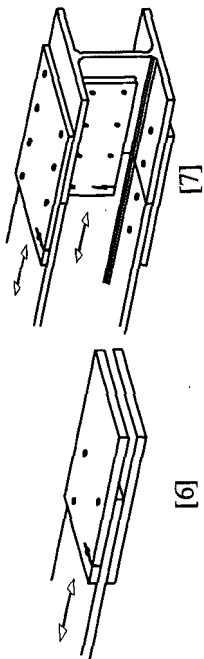
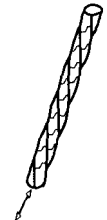
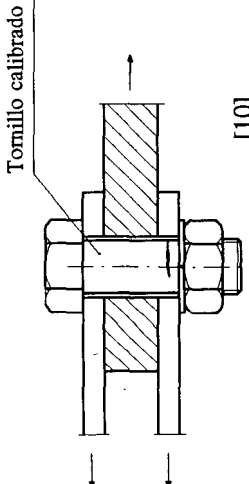
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
140	 [6] [7]	UNIONES ATORNILLADAS [6] Se deben evitar las uniones disímétricas con cubrejuntas a un solo lado o, en caso contrario, se deben tener en cuenta los efectos de excentricidad al calcular las tensiones. [7] Empalmes atornillados de vigas o chapas.	[6] y [7] En uniones por rozamiento, se calcularán las tensiones considerando la sección bruta. En las demás uniones, considerando la sección neta.
36	 [8]	[8] Tornillos o barras roscadas en tracción. En tornillos pretensados, la variación de tensión depende del nivel de pretensado y de la geometría de la unión.	[8] Las tensiones de tracción se calcularán utilizando la sección resistente del tornillo.
100	 [9]	[9] Barras corrugadas	
100 (ΔT_f)	 [10]	TORNILLOS SOLICITADOS A CORTADURA [10] Tornillos de alta resistencia, fabricados con materiales de calidad 8.8 ó 10.9.	[10] - La tensión tangencial se determinará a partir del área de la espiga del tornillo. - Este tipo de detalle sólo se refiere a los tornillos calibrados.

Tabla 9.4.b)

PIEZAS CON SOLDADURAS LONGITUDINALES

Hoja 1 de 2

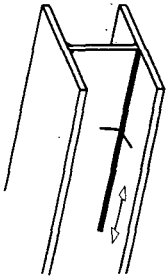
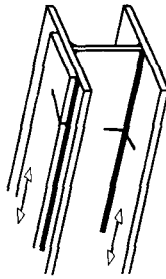
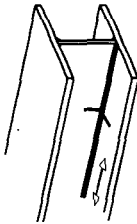
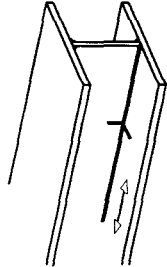
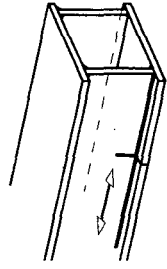
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
125	  [1] [2]	SOLDADURAS LONGITUDINALES CONTINUAS [1] Soldaduras automáticas a tope con penetración total, ejecutadas desde ambos lados. [2] Soldaduras en ángulo, automáticas. Los extremos de chapas de refuerzo deben ser verificados empleando el detalle 5 de la tabla 9.4.e).	[1] y [2] No está permitida ninguna parada durante la ejecución, excepto cuando es realizada por un especialista y se lleva a cabo una inspección para verificar la adecuada ejecución de la misma.
112	  [3] [4]	[3] Soldaduras automáticas a tope o en ángulo, ejecutadas desde ambos lados, con paradas. [4] Soldaduras automáticas a tope con penetración total, realizadas por un solo lado, con placa dorsal, pero ejecutadas sin paradas.	[4] Cuando este detalle se ejecute con paradas, se usará categoría 100.
100	  [5] [6]	[5] Soldaduras manuales a tope o en ángulo. [6] Soldaduras a tope con penetración total, manuales o automáticas, ejecutadas desde un solo lado, particularmente en vigas cajón.	[6] Un buen ajuste entre las chapas de ala y alma es esencial. Se preparará el borde del alma de forma que se pueda alcanzar una penetración regular, sin descuelgues, en el fondo del cordón de raíz.

Tabla 9.4.b)

PIEZAS CON SOLDADURAS LONGITUDINALES

Hoja 2 de 2

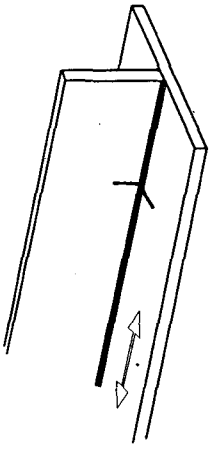
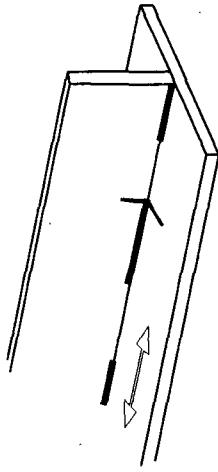
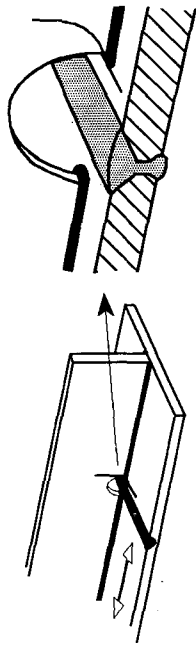
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
100	 [7]	[7] Soldaduras a tope o en ángulo, reparadas automática o manualmente.	
80	 [8]	SOLDADURAS LONGITUDINALES DISCONTINUAS [8] Soldaduras discontinuas y puntos de soldadura no recubiertos posteriormente por una soldadura continua.	
71	 [9]	[9] Extremos de soldaduras continuas rodeando un hueco de paso.	[9] Los huecos de paso no se rellenarán con material de aportación.

Tabla 9.4.c)

SOLDADURAS TRANSVERSALES A TOPE CON PENETRACION TOTAL

Hoja 1 de 2

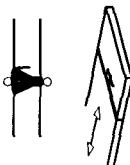
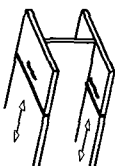
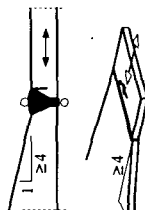
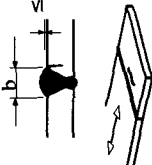
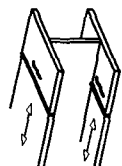
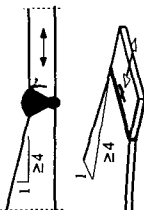
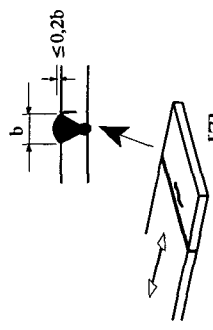
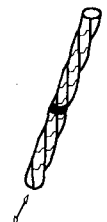
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
112	Todas las superficies de los cordones, esmeriladas en el sentido indicado por las flechas    [1] [2] [3] pendiente $\leq 1/4$	SIN PLACA DORSAL [1] Empalmes transversales en chapas y perfiles laminados. [2] Empalmes transversales de alas, ejecutados antes de la fabricación de las vigas armadas. [3] Empalmes transversales en chapas de ancho o espesor variable con pendiente inferior a 1:4. [4] Empalmes transversales en chapas. [5] Empalmes transversales en perfiles laminados o vigas armadas soldadas. [6] Empalmes transversales en chapas de ancho o espesor variable donde la pendiente es inferior a 1:4 [7] Empalmes transversales en chapas, perfiles laminados o vigas armadas. [8] Empalme de barras corrugadas. (Detalle no recomendado).	[1] y [2] Los detalles 1 y 2 pueden pasar al índice 125 cuando se pueda certificar la buena calidad de la soldadura y se pueda asegurar que carece de defectos detectables. (Apartado 10.3). [1], [2] y [3] Todas las soldaduras serán esmeriladas hasta la superficie de las chapas en la dirección de las flechas. [4], [5] y [6] - La altura de la convexidad de la soldadura no será mayor que el 10% del ancho de la misma, con transición suave a la superficie de la chapa. - Todas las soldaduras se harán en posición horizontal. [7] La altura de la convexidad de la soldadura no será mayor que el 20% del ancho de la misma. [1] a [7] - En los bordes longitudinales de las chapas se usarán placas dorsales que, posteriormente, se eliminarán; los bordes de las chapas, serán esmerilados en la dirección de las tensiones. - Soldaduras ejecutadas desde ambos lados.
90	Superficies de cordones sin esmerilado posterior    [4] [5] [6] pendiente $\leq 1/4$		
80	  [7] [8]		

Tabla 9.4.c) SOLDADURAS TRANSVERSALES A TOPE CON PENETRACION TOTAL

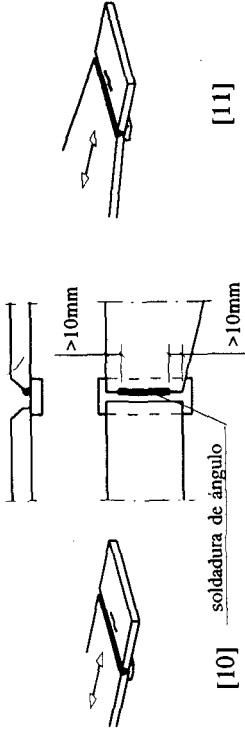
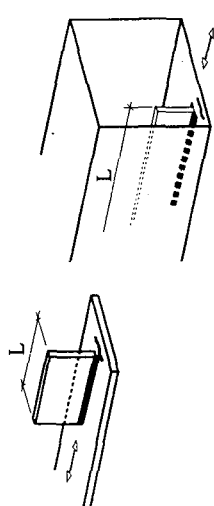
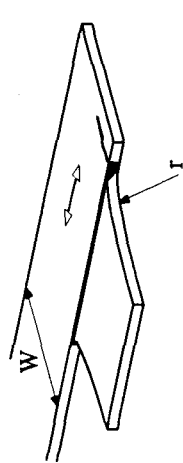
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
36	 [9]	[9] Soldaduras a tope con penetración total, ejecutadas desde un solo lado.	
71	 [10] soldadura de ángulo [11]	CON PLACA DORSAL [10] Empalme transversal. [11] Empalme transversal en chapas de ancho o espesor variable con pendiente inferior a 1:4.	[10] y [11] La soldadura en ángulo que fija la placa dorsal, debe finalizarse a más de 10 mm de los bordes de la placa solicitada.
50	 [12]	[12] Empalme transversal.	[12] Cuando la soldadura en ángulo que fija la placa dorsal termina a menos de 10 mm del borde de la placa, o cuando no está garantizado un buen ajuste.

Tabla 9.4.d)

DETALLES CONSTRUCTIVOS CON ELEMENTOS SOLDADOS

Hoja 1 de 2

CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS			DESCRIPCION	REQUISITOS
80	$L \leq 50 \text{ mm}$	 [1]			[1] La categoría del detalle varía de acuerdo con la longitud L, de la soldadura.
71	$50 \leq L \leq 100 \text{ mm}$				
50	$L \geq 100 \text{ mm}$				
90	$\frac{1}{3} \leq \frac{r}{w}$ $r > 150 \text{ mm}$	 [2]			[2] Tendrá un suave radio de transición r, ejecutado por oxicorte automático o mecanización de la cartela antes de soldar, y con posterior esmerilado de la zona soldada paralelamente a la dirección de la flecha.
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} < \frac{1}{3}$				
45	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$				

DETALLES CONSTRUCTIVOS CON ELEMENTOS SOLDADOS

Tabla 9.4.d)

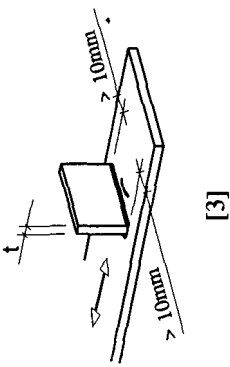
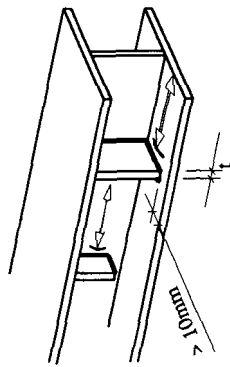
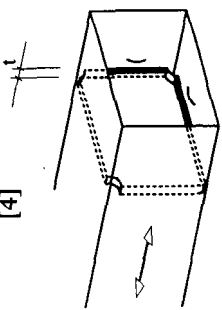
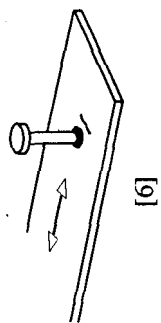
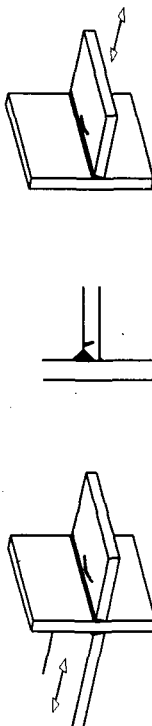
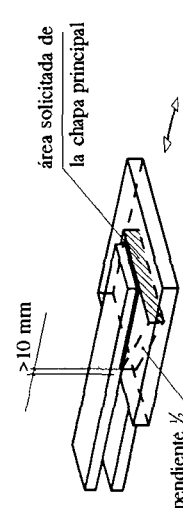
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
80	 [3]	SOLDADURAS TRANSVERSALES [3] Cartela.	[3] Las soldaduras deben terminarse a más de 10 mm del borde de la chapa.
71	 [4]	[4] Rigidizadores transversales soldados a una viga laminada o armada.	[4] La diferencia de tensiones $\Delta\sigma_{SF}$ debe calcularse utilizando tensiones principales.
80	 [5]	[5] Diafragmas en vigas sección cajón, soldadas al ala o alma.	
	 [6]	[6] Efecto de pernos conectadores soldados sobre el material de base. La soldadura debe ser verificada empleando el detalle [8] de la tabla 9.4.e)	

Tabla 9.4.e)

UNIONES SOLDADAS

Hoja 1 de 3

CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
71	 [1]	UNIONES CRUCIFORMES [1] Soldadura a tope con penetración total.	[1] La soldadura debe estar inspeccionada y libre de defectos detectables. (<i>Apartado 10.3</i>). [2] Se requieren dos comprobaciones de fatiga: - Raíz de soldadura, índice 36: la diferencia de tensiones $\Delta\sigma_{SF}$ se calcula para la sección de garganta. - Pie del cordón, índice 71: la diferencia de tensiones $\Delta\sigma_{SF}$ se calcula para el material base (sección de la chapa). [1] y [2] La desalineación de las chapas no debe exceder el 15% del espesor de la chapa intermedia.
36	 [2] $t \leq 20 \text{ mm}$	[2] Soldadura con cordones en ángulo o soldadura a tope con penetración parcial.	[1] y [2] La desalineación de las chapas no debe exceder el 15% del espesor de la chapa intermedia.
63	 [3] área solicitada de la chapa principal $t \geq 10 \text{ mm}$ pendiente $\frac{1}{2}$	UNIONES POR SOLAPE [3] Unión por solape con soldaduras en ángulo.	[3] La diferencia de tensiones en la chapa principal se calculará considerando el área indicada en el esquema.

UNIONES SOLDADAS

Tabla 9.4.e)

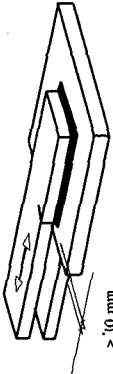
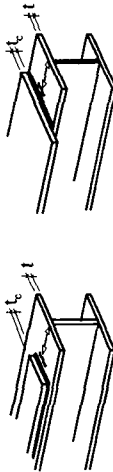
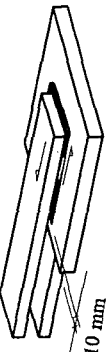
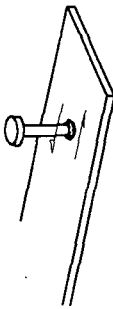
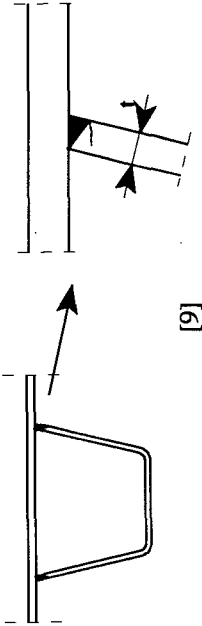
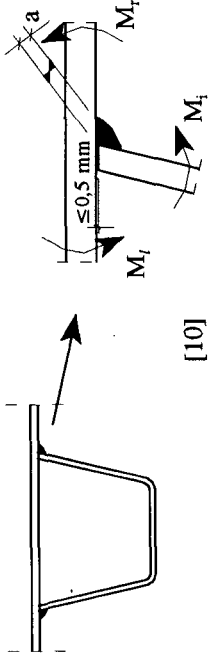
CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
45	 [4]	UNIONES POR SOLAPE [4] Unión por solape con soldaduras en ángulo.	[4] Se calcularán las tensiones en las chapas solapadas. [3] y [4] Las soldaduras se terminarán a más de 10 mm del borde de la chapa principal. Se debe verificar la fisuración por cortante en la soldadura, según detalle [7].
50	 [5]	PLETINAS DE REFUERZO EN VIGAS [5] Extremos de pletinas soldadas simples o múltiples, con o sin soldadura frontal.	[5] Cuando la pletina de refuerzo es más ancha que el ala, es necesaria una soldadura frontal, cuidadosamente ejecutada y esmerilada, para eliminar mordeduras y otros defectos.
36			
80 (ΔT _f)	 [6]  [7]  [8]	SOLDADURAS SOLICITADAS A CORTANTE [6] Soldaduras en ángulo continuas que transmiten esfuerzos rasantes, tales como uniones ala-ala en vigas armadas. Para soldaduras continuas a tope con penetración total solicitada a cortante, se utilizará el índice 100. [7] Unión por solape con soldadura en ángulo. [8] Soldadura de pernos conectadores. El material de base debe ser verificado según detalle [6] de la tabla 9.4.d).	[6] La diferencia de tensiones se calculará a partir de la sección de garganta de la soldadura. [7] La diferencia de tensiones se calculará a partir de la sección de garganta de la soldadura considerando la longitud total de la misma. - Las soldaduras se terminarán a más de 10 mm del borde de la chapa principal. [8] Las tensiones tangenciales se calculan considerando la sección nominal del perno.

Tabla 9.4.e)

UNIONES SOLDADAS

Hoja 3 de 3

CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION	REQUISITOS
71	 [9]	RIGIDIZADORES TRAPEZOIDALES EN LOSAS ORTOTROPAS [9] Con cordones a tope con penetración total.	[9] La diferencia de tensiones de flexión, se calculará considerando el espesor del rigidizador.
50	 [10]	[10] Con cordones de ángulo o cordones a tope con penetración parcial.	[10] La variación de tensiones de flexión, se calculará considerando el espesor de garganta del cordón o el espesor del rigidizador si éste es más pequeño.

9.5. FACTOR PARCIAL DE SEGURIDAD PARA LA RESISTENCIA A LA FATIGA

Deben utilizarse los valores especificados en la tabla incluida a continuación:

**TABLA 9.5. FACTOR PARCIAL DE SEGURIDAD PARA LA RESISTENCIA
FRENTE A LA FATIGA γ_{MF}**

Inspección y accesibilidad	Detalles críticos	Detalles no críticos
Inspección y mantenimiento periódicos Fácil acceso al detalle considerado	1,35	1,10
Inspección y mantenimiento periódicos Difícil acceso al detalle considerado	1,50	1,25

Se consideran, a estos efectos, como detalles críticos, aquéllos cuyo fallo provoca el colapso rápido del puente en su conjunto; y como detalles no críticos, los restantes.

10.- TOLERANCIAS

10.- TOLERANCIAS

10.1. GENERALIDADES

El presente apartado se refiere a las tolerancias en la fabricación y el montaje de la estructura metálica de puentes mixtos. Las tolerancias admisibles en la ejecución de la losa de hormigón son las recogidas en la normativa vigente al respecto.

Además de ajustarse a las tolerancias establecidas en las Normas UNE vigentes, se han de observar las específicamente recomendadas en este capítulo. El establecimiento de posibles exigencias más severas, ha de ser recogido en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto.

Cuando las tolerancias indicadas no resulten aplicables en algún caso concreto, habrán de ser establecidas basándose en casos similares a los especificados, en criterios de buena construcción o en datos de otras normativas generalmente aceptadas. En todo caso, tales tolerancias deben ser coherentes con las hipótesis que hayan servido de base para el dimensionamiento de la estructura.

10.2. TOLERANCIAS DIMENSIONALES EN LA FABRICACION

Las tolerancias dimensionales concernientes a la fabricación están expuestas en las figuras 10.2.a) a 10.2.f). Los valores correspondientes a las tolerancias en soldaduras, están recogidos en el *apartado 10.3.*

FIGURA 10.2.a).- TOLERANCIAS GENERALES

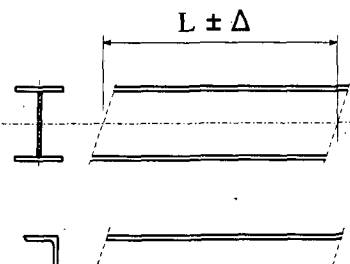
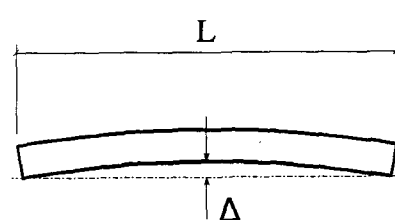
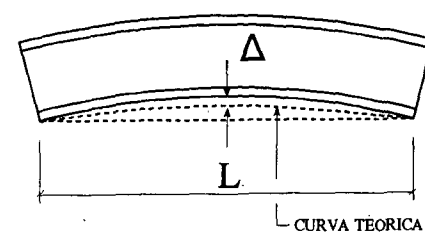
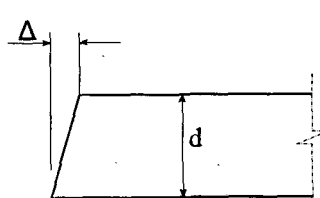
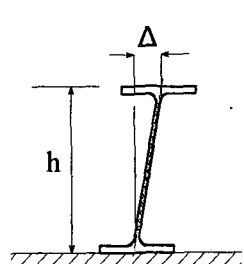
DESCRIPCION	DESVIACION ADMISIBLE
LONGITUD 	Longitud de la pieza (dovela), medida en el eje o en el vértice en el caso de un angular $L \leq 10 \text{ m:}$ $\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ $L > 10 \text{ m:}$ $\Delta = \pm 3 \text{ mm}$ Elementos con extremos preparados para transmisión de esfuerzos por contacto: $\Delta = \pm 1 \text{ mm}$
PLANEIDAD 	Planeidad en relación con cualquiera de los dos ejes: $\Delta = \max \left\{ \frac{L}{1000} ; 3 \text{ mm} \right\}$
CONTRAFLECHA 	Deformación en el centro, respecto a la curva teórica medida con el alma en posición horizontal: $\Delta = \max \left\{ \frac{L}{1000} ; 6 \text{ mm} \right\}$
PERPENDICULARIDAD EN BORDES 	Perpendicularidad en los bordes respecto al eje longitudinal: En el caso de transmisión de esfuerzos por contacto: $\Delta = \frac{d}{1000}$ En otros casos: $\Delta = \frac{d}{300}$
PERPENDICULARIDAD EN APOYOS 	Verticalidad del alma sobre apoyos, para elementos sin rigidizadores en apoyo: $\Delta = \max \left\{ \frac{h}{300} ; 3 \text{ mm} \right\}$

FIGURA 10.2.b).- TOLERANCIAS PARA SECCIONES ARMADAS

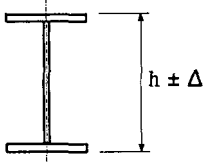
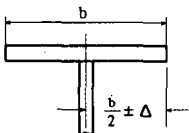
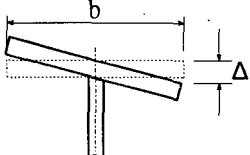
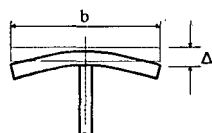
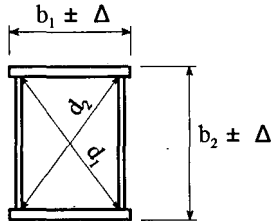
DESCRIPCION	DESVIACION ADMISIBLE
CANTO 	Si $h \leq 900 \text{ mm:} \quad \Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $900 \text{ mm} < h \leq 1800 \text{ mm:} \quad \Delta = \pm 5 \text{ mm}$ $h > 1800 \text{ mm:} \quad \Delta = + 8 \text{ mm } \text{ó} -5 \text{ mm}$
ANCHURA DE ALAS 	Si $b < 300 \text{ mm:} \quad \Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $b \geq 300 \text{ mm:} \quad \Delta = \pm 5 \text{ mm}$
EXCENTRICIDAD DEL ALMA 	Si $b < 300 \text{ mm:} \quad \Delta = \pm 3 \text{ mm}$ $b \geq 300 \text{ mm:} \quad \Delta = \pm 5 \text{ mm}$
INCLINACION DE ALAS 	$\Delta = \min \left\{ \frac{b}{100} ; 5 \text{ mm} \right\}$
PLANEIDAD DE LAS ALAS 	$\Delta = \max \left\{ \frac{b}{150} ; 3 \text{ mm} \right\}$
ANCHURA DE CHAPAS EN SECCIONES CAJON. DESCUADRE EN ZONAS DE DIAFRAGMAS 	Desviación en la anchura de cada chapa: Si $b < 300 \text{ mm:} \quad \Delta = 3 \text{ mm}$ $b \geq 300 \text{ mm:} \quad \Delta = 5 \text{ mm}$ Diferencia de longitud para diagonales de longitudes similares: $\Delta = \max \left\{ \frac{d_1 + d_2}{400} ; 5 \text{ mm} \right\}$

FIGURA 10.2.c).- TOLERANCIAS PARA PANELES DE CHAPA

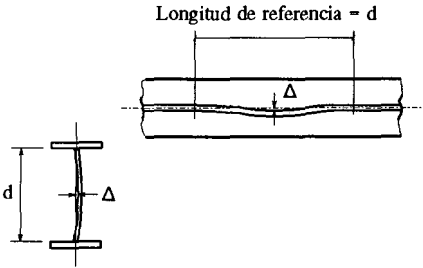
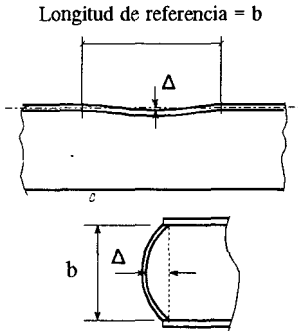
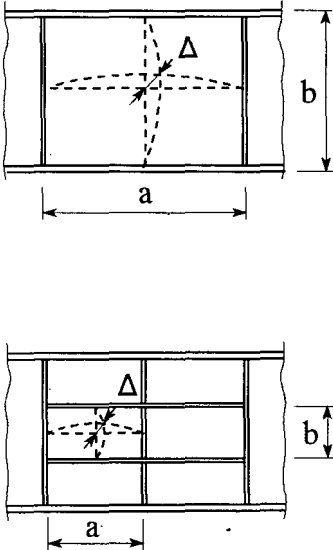
DESCRIPCION	DESVIACION ADMISIBLE
PLANEIDAD DEL ALMA NO RIGIDIZADA 	Desviación, medida en cualquier dirección, y en una distancia igual a la altura del alma: $\Delta = \max \left\{ \frac{d}{150} ; 3 \text{ mm} \right\}$
PLANEIDAD DE LAS CHAPAS QUE CONFORMAN UN CAJON NO RIGIDIZADO 	Desviación transversal respecto al plano de la chapa: $\Delta = \max \left\{ \frac{b}{150} ; 3 \text{ mm} \right\}$
PLANEIDAD DE LOS PANELES ENTRE ALAS O RIGIDIZADORES  $L_{ref} = \min \{a ; b\}$	Desviación transversal respecto al plano de la chapa: $\Delta = \max \left\{ \frac{L_{ref}}{150} ; 3 \text{ mm} \right\}$

FIGURA 10.2.d).- TOLERANCIAS PARA RIGIDIZADORES

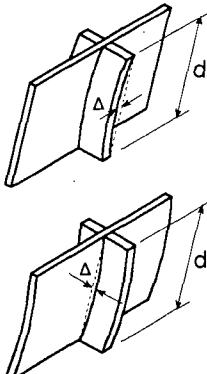
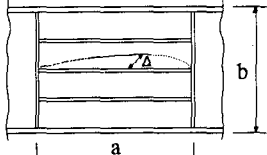
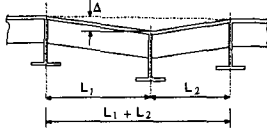
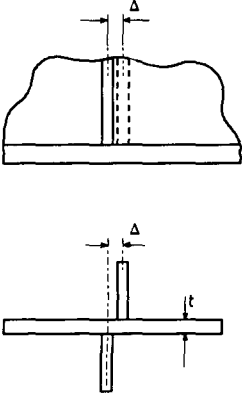
DESCRIPCION	DESVIACION ADMISIBLE
PLANEIDAD DE LOS RIGIDIZADORES TRANSVERSALES  d = distancia entre alas	Desviación paralela al plano de la chapa: $\Delta = \max \left\{ \frac{d}{250} ; 3 \text{ mm} \right\}$ Desviación perpendicular al plano de la chapa: $\Delta_1 = \max \left\{ \frac{d}{500} ; 3 \text{ mm} \right\}$ $\Delta = \min \{ \Delta_1 ; 8 \text{ mm} \}$
PLANEIDAD DE LOS RIGIDIZADORES LONGITUDINALES  a = distancia entre rigidizadores transversales	Desviación paralela al plano de la chapa: $\Delta = \max \left\{ \frac{a}{250} ; 3 \text{ mm} \right\}$ Desviación perpendicular al plano de la chapa: $\Delta_1 = \max \left\{ \frac{a}{500} ; 3 \text{ mm} \right\}$ $\Delta = \min \{ \Delta_1 ; 8 \text{ mm} \}$
ALINEACION RELATIVA DE RIGIDIZADORES O VIGAS TRANSVERSALES 	Desviación relativa entre rigidizadores o vigas transversales: $\Delta = \max \left\{ \frac{L_1 + L_2}{500} ; 3 \text{ mm} \right\}$
POSICION DE LOS RIGIDIZADORES 	Desviación de la posición prevista: $\Delta = 3 \text{ mm}$ Desviación relativa entre componentes de un mismo rigidizador: $\Delta = \frac{t}{2}$

FIGURA 10.2.e).- TOLERANCIAS PARA AGUJEROS O ENTALLAS

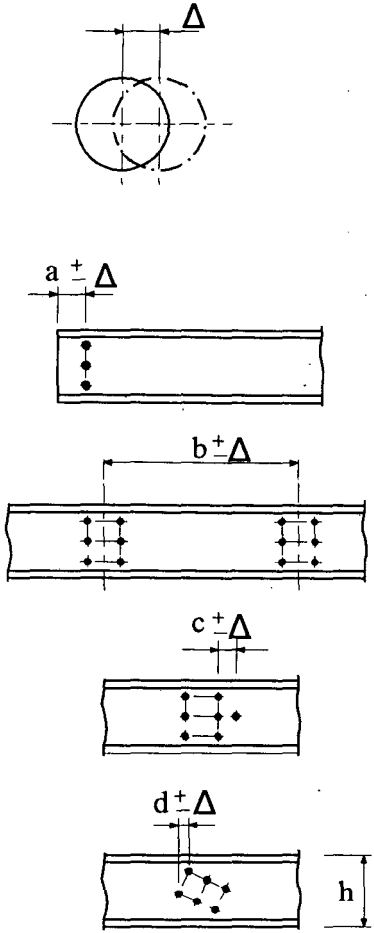
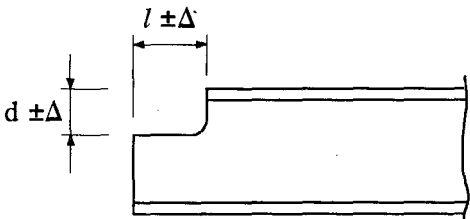
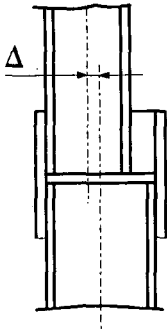
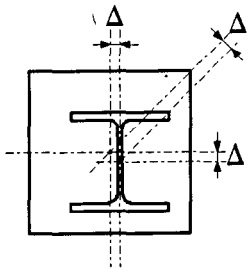
DESCRIPCION	DESVIACION ADMISIBLE
POSICION DE AGUJEROS 	Desviación de un agujero individual de su posición prevista dentro de un grupo de agujeros: $\Delta = 2 \text{ mm}$ Desviación de un grupo de agujeros de su posición prevista: dimensión a: $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$ dimensión b: $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$ dimensión c: $\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ dimensión d: si $h \leq 1000 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ si $h > 1000 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 4 \text{ mm}$
CORTES 	Desviación de las dimensiones de la entalla: dimensión d: $\Delta = \begin{matrix} + 2 \text{ mm} \\ (-) 0 \text{ mm} \end{matrix}$ dimensión l: $\Delta = \begin{matrix} + 2 \text{ mm} \\ (-) 0 \text{ mm} \end{matrix}$

FIGURA 10.2.f).- TOLERANCIAS PARA SOPORTES Y BASES DE SOPORTES	
DESCRIPCION	DESVIACION ADMISIBLE
SOLAPE DE SOPORTES 	Excentricidad no prevista (para cada eje): $\Delta = 5 \text{ mm}$
PLACAS DE BASE 	Excentricidad no prevista (en cualquier dirección): $\Delta = 5 \text{ mm}$

10.3. TOLERANCIAS EN SOLDADURAS

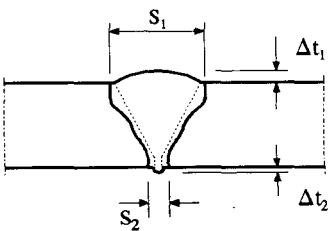
A continuación se especifican las exigencias mínimas para cordones a tope y de ángulo. Cuando no se mencionan los cordones de ángulo de forma expresa, se deben aplicar por analogía los valores indicados para los cordones a tope.

Ha de entenderse que si se cumplen los requisitos señalados, pueden emplearse los métodos de cálculo de las presentes Recomendaciones, así como utilizar los valores de la resistencia a la fatiga establecidos en el capítulo 9.

Son admisibles sobreespesores dentro de los valores límite indicados a continuación:

En caso de soldaduras a tope:

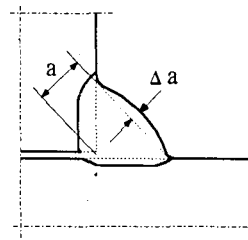
$$\Delta t_1 = \min \{ 1 \text{ mm} + 0,05 s_1 ; 4 \text{ mm} \}$$
$$\Delta t_2 = \min \{ 1 \text{ mm} + 0,05 s_2 ; 2 \text{ mm} \}$$



En caso de soldaduras en ángulo:

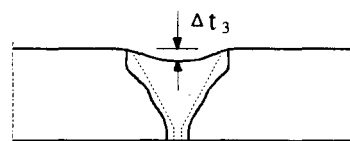
$$a \leq 6 \text{ mm: } \Delta a = 1 \text{ mm}$$

$$a > 6 \text{ mm: } \Delta a = 2 \text{ mm}$$



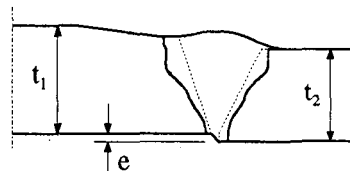
No se deben admitir reducciones de espesor:

$$\Delta t_3 = 0$$



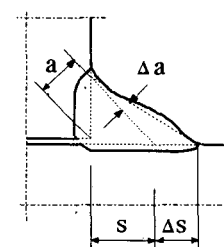
El desplazamiento de bordes en uniones a tope, no debe superar el 10% del espesor mínimo de las chapas a unir:

$$e = \min \{0,1 t_2 (t_2 \leq t_1) ; 3 \text{ mm}\}$$

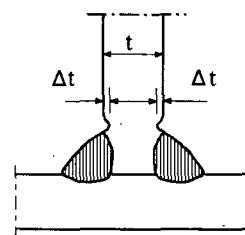
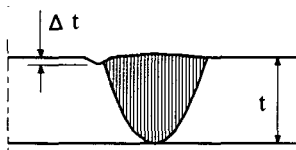
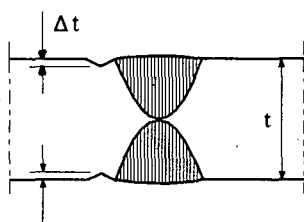


La diferencia máxima de longitudes de contacto en cordones de ángulo, debe cumplir la condición siguiente:

$$\Delta s \leq 1 \text{ mm} + 0,15 a$$



La dimensión admisible de mordeduras en la zona de transición entre el material de aportación y el material base, depende del espesor de las chapas, de la dirección de las tensiones aplicadas, así como de la resistencia a la fatiga del detalle considerado:

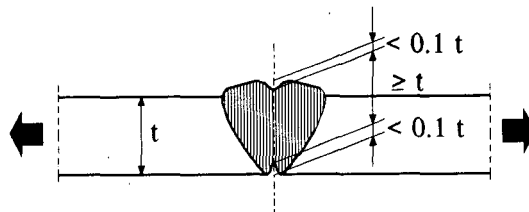


- En caso de tensiones perpendiculares a la orientación del cordón:
 - no son admisibles mordeduras en detalles que pertenezcan a categorías superiores a 56 (según tablas 9.3 a 9.7);
 - se pueden admitir mordeduras en detalles que pertenezcan a categorías iguales o inferiores a 56, cuando se cumpla la condición: $\Delta t = \min \{0,05 t; 0,5 \text{ mm}\}$.
- En caso de tensiones paralelas a la orientación del cordón:
 - se pueden admitir mordeduras cuando se cumpla la condición: $\Delta t = \min \{0,1 t; 1 \text{ mm}\}$.

La profundidad de inclusiones visibles de escoria no debe superar los valores límite indicados para mordeduras.

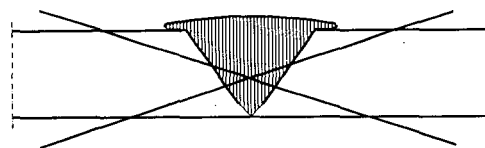
En soldaduras transversales a tope con penetración total, se pueden admitir poros abiertos a la superficie bajo las siguientes condiciones:

- la longitud del poro en el sentido de la orientación del cordón no supera el espesor de la chapa t ;
- la profundidad del poro no supera $0,1 t$;
- el espesor neto de la soldadura es igual o superior al espesor de la chapa.



No es admisible la falta de penetración local (irregularidad de la raíz en cordones a tope soldados desde un lado).

No es admisible la falta de fusión o de penetración. Los desbordamientos o solapaduras indican, normalmente, problemas de unión y, por lo tanto, no son admisibles.



El tamaño de inclusiones de escorias que no alcancen la superficie del cordón, no debe superar al doble de los valores indicados para mordeduras. La distancia entre dos inclusiones adyacentes, deberá tener como mínimo una longitud nueve veces superior a la de la inclusión más larga.

No son admisibles fisuras, cualquiera que sea su dimensión.

El diámetro máximo de las inclusiones de gas, no debe superar a la cuarta parte del espesor de la chapa y, en todo caso, será inferior a 3 mm. La agrupación de pequeñas inclusiones de gas puede admitirse hasta una concentración local determinada, que se indica en función de la superficie proyectada y de la resistencia a la fatiga del detalle considerado:

Categoría del detalle	Concentración admisible de inclusiones en (%) de la superficie proyectada
< 71	5
71-90	3
> 90	no admisible

10.4. TOLERANCIAS DIMENSIONALES EN EL MONTAJE

La desviación en planta o alzado de cualquier elemento estructural de longitud L en su geometría teórica, no debe ser superior a $L/1000$ ni a 20 mm.

11.- CONTROL DE CALIDAD

11.- CONTROL DE CALIDAD

11.1. VERIFICACION DE LA CALIDAD DEL PROYECTO

11.1.1. OBJETO

El objeto del proceso de verificación para el aseguramiento de la calidad del proyecto es la comprobación de que en la redacción del mismo se han seguido las especificaciones y normas de aplicación, y, en consecuencia, su calidad está suficientemente asegurada.

El proceso de verificación debe ser llevado a cabo por un equipo diferente del redactor del proyecto.

11.1.2. AMBITO DE APLICACION

El proceso de verificación debe aplicarse a la totalidad del contenido del proyecto: determinación de la tipología de la estructura, predimensionamiento y elección de la solución definitiva, cálculo y definición de elementos, establecimiento de las condiciones técnicas de las unidades de obra, medición y valoración.

11.1.3. NORMAS DE APLICACION

Además de lo establecido en estas Recomendaciones, la normativa a considerar es fundamentalmente:

- "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras" (O.M. 28/2/72).
- "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación". NCSE-94 (Real Decreto 2.543/1994).
- "Recomendaciones para el proyecto y ejecución de pruebas de cargas en puentes de carreteras" (MOPU, 1988).
- "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-91" (MOPT, 1991).
- "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado EP-93" (MOPTMA, 1993).
- Toda normativa que sustituya a cualquiera de las anteriores.

11.1.4. METODOLOGIA

Los puntos objeto de verificación deben ser:

— **Información existente**

- Estudio e Informe geotécnico para la cimentación.

- Documentación mínima del proyecto indicada en el *apartado 2.9.*

— Memoria descriptiva

Constituye un documento de síntesis, pero suficiente para facilitar el conocimiento completo del contenido del proyecto, sin necesidad de consultar el resto de la documentación.

— Anejos a la Memoria

- *Anejo de cálculo*

Se expone de forma clara y precisa:

- Identificación de cada uno de los elementos calculados.
- Origen y naturaleza de las cargas consideradas, sus posibles combinaciones y coeficientes de seguridad tenidos en cuenta.
- Datos de partida utilizados, en relación con los materiales.
- Modelos de comportamiento supuestos para la cimentación y justificación de los parámetros considerados para el terreno.
- Modelos de cálculo empleados.

Si se han efectuado cálculos con ayuda de ordenador, contiene:

- Explicación de las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real, para su tratamiento en ordenador, y descripción detallada de la estructura ideal objeto de cálculo.
- Nombre del programa, método de cálculo utilizado y bases del mismo.
- Listado resumen de datos de entrada y de resultados, y análisis de los mismos.

- *Replanteo*

Se incluye la información de cotas y coordenadas, de forma que el puente queda perfectamente definido en su geometría y sin incoherencias.

- *Prueba de carga*

Están definidos el tipo de carga y su posición; fases de la prueba y esfuerzos provocados en cada una de ellas; puntos de medición de flechas, tensiones y parámetros dinámicos, así como los valores teóricos previstos.

- *Proceso constructivo*

Están recogidas, suficientemente detalladas, todas sus fases, y definidos los elementos singulares necesarios durante la construcción.

- *Protección y mantenimiento*

Se definen todas las protecciones necesarias durante el proceso de fabricación, permanencia en almacén, etapas de montaje y situación definitiva.

Están previstas las revisiones de mantenimiento: repintado, accesibilidad a los distintos elementos, procedimiento de cambio de juntas, apoyos o cables, especialmente en el caso de puentes singulares.

- *Auscultación*

Está previsto este proceso para obras singulares, durante la ejecución, a la puesta en servicio y a lo largo de su vida útil.

— Planos

Existen los planos generales y de detalle precisos para la definición de la obra, de los que puedan deducirse los planos auxiliares de obra o de taller.

Hay coherencia con las conclusiones y resultados de los cálculos.

Están incluidos los planos correspondientes al proceso constructivo y, en su caso, a la auscultación.

— Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

Se ajusta a los requisitos establecidos en los Pliegos Generales aplicables a la obra.

Existen especificaciones completas sobre los materiales concretos a utilizar, normalmente mediante la referencia a los correspondientes apartados de estas Recomendaciones, complementados cuando sea necesario con las condiciones particulares que se estime oportuno establecer.

Se presta especial atención a los siguientes aspectos:

- Ensayos de recepción de materiales.
- Control geométrico durante la fabricación y montaje.
- Tolerancias dimensionales.
- Protecciones.

Se incluye un artículo específico dedicado al proceso constructivo: sus fases, condicionantes, programa y controles de ejecución, instalaciones que han de exigirse y precauciones a tener en cuenta.

Se incluyen las disposiciones necesarias para la eventualidad de que el contratista presente y justifique procedimientos alternativos mejorando el proceso constructivo.

Se establecen las líneas básicas de control de calidad, con cuantificación del alcance de todos los controles y ensayos, criterios de aceptación o rechazo y sistema de abono de los mismos.

— Mediciones y Presupuesto

Las mediciones, cuadros de precios y presupuestos incluyen todas las unidades de obra que constituyen el proyecto, con idéntica denominación, y son coherentes entre sí.

— Programa de trabajos

Se incluye una breve memoria, detallando las secuencias que condicionan las principales actividades del proyecto, coherentes con las fases de construcción previstas, sus condicionantes, controles de ejecución y las instalaciones exigibles.

11.1.5. CONTROL DOCUMENTAL DE LA VERIFICACION

Se deben elaborar informes parciales una vez completados los hitos principales del proyecto que condicionan una correcta continuidad de los trabajos de redacción. También se debe elaborar un informe final donde figure su validación definitiva.

Estos informes debe estar a disposición de la propiedad o administración que haya hecho el encargo del proyecto.

11.1.6. TRATAMIENTO DE NO CONFORMIDADES

Cuando el resultado de algunas comprobaciones resulte negativo, la actuación ha de ser:

- Si falta algún documento o información, el redactor del proyecto debe proceder a su elaboración.
- Si se ha detectado un error, el redactor del proyecto debe corregirlo en el documento correspondiente y en todos los implicados con aquél.

En todos estos casos, procede a una nueva verificación de los documentos, una vez subsanadas las deficiencias señaladas.

11.2. CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

11.2.1. GENERALIDADES

El presente apartado se refiere al control de calidad para la fabricación y el montaje de la estructura metálica de puentes mixtos. El control de la ejecución de la losa de hormigón debe efectuarse siguiendo los criterios recogidos en la normativa vigente al respecto.

El control de calidad debe extenderse a todas las actividades necesarias para la fabricación y el montaje de la estructura metálica. El control ha de efectuarse siguiendo un plan de control que abarque, esquemáticamente, las siguientes actividades:

ACTIVIDADES PREVIAS A LA EJECUCION	- Cualificación del contratista y de su personal - Organización del trabajo - Replanteo y control de la geometría - Suministro de materiales - Procedimientos de fabricación
ACTIVIDADES DURANTE LA EJECUCION	- Recepción y preparación del material - Marcado y cortado - Ejecución de las uniones - Montaje en blanco - Transporte - Montaje - Tratamientos superficiales y acabados
ACTIVIDADES POSTERIORES A LA EJECUCION	- Prueba de carga

El personal que realice tareas de inspección o ensayos no destructivos, debe tener los conocimientos y experiencia precisos.

Los resultados de todas las inspecciones, deben recogerse en un informe que quedará a disposición de la Dirección de Obra y pasará a formar parte de la documentación sobre el estado final de las obras.

A continuación se hace una referencia del contenido esencial de los procedimientos a aplicar en el proceso de control de las siguientes actividades:

- Recepción de materiales
- Ejecución de uniones
- Tratamientos superficiales

11.2.2. RECEPCION DE MATERIALES

Se debe comprobar que todos los materiales empleados en la construcción metálica disponen de certificado de control, emitido por el fabricante según la Norma UNE-EN 10021.

En ausencia de certificado de control, los materiales deben ser examinados por un laboratorio homologado, que disponga de las instalaciones apropiadas y de personal cualificado para los ensayos a efectuar. Los resultados deberán estar conformes con los valores nominales de las características mecánicas y químicas exigidas en las normas correspondientes.

En particular, los elementos de unión, así como los materiales de aportación, deben disponer de certificados de ensayo expedidos por el fabricante.

11.2.3. EJECUCION DE UNIONES SOLDADAS

En el cuadro siguiente, se recogen los controles que se deben efectuar en las uniones soldadas:

METODO (1)	OBJETO	INSPECCION			ALCAN- CE (%) (2)
		PREVIA	DURANTE	POSTERIOR	
AL SOLDEO					
VISUAL (VT)	- Biselado	x			100
	- Separación o apertura de raíz	x			
	- Talón o espesor de raíz	x			
	- Desplazamiento de bordes	x	x	x	
	- Limpieza de los bordes	x	x	x	
	- Tipo electrodo		x		
	- Corriente y energía de soldeo		x		
	- Precalentamiento		x		
	- Fusión		x	x	
	- Orden de ejecución de los cordones		x		
	- Secuencia de las pasadas		x		
	- Velocidad de avance		x		
	- Ausencia de desbordamientos		x	x	
	- Ausencia cráter terminal		x	x	
	- Mordeduras		x	x	
	- Sobreepesor		x	x	
	- Reducción de espesor			x	
	- Ausencia de fisuras		x	x	
	- Integralidad del cordón			x	
ULTRASONIDO (UT)	- Defectos interiores			x	50
O RADIOGRAFIA (RT)	- Defectos interiores			x	10
PARTICULAS MAGNETICAS (MPT) O LIQUIDOS PENETRANTES (PT)	- Defectos que alcanzan la superficie			x	según acuerdo (3)
	- Defectos que alcanzan la superficie			x	según acuerdo (3)

(1) Métodos según la Norma UNE-EN 473.

(2) El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto debe indicar si el alcance se refiere a:

- . la longitud total de los cordones
- . el número de uniones soldadas

(3) Complemento de la inspección visual

Las soldaduras que no cumplan las tolerancias especificadas en el *apartado 10.3*, deben ser objeto de rechazo o reparación. La totalidad de las reparaciones han de ser sometidas a control.

11.2.4. EJECUCION DE LA SOLDADURA DE PERNOS CONECTADORES

El control de calidad de las soldaduras de los pernos conectadores se podrá efectuar siguiendo los criterios establecidos en alguna norma internacionalmente reconocida; por ejemplo, Bridge Welding Code, ANSI/AASHTO/AWS D1.5-88. En todo caso se deben efectuar las siguientes verificaciones:

- Controlar en todos los pernos la forma y el color de la soldadura: si la soldadura es buena, será de color azul brillante, rodeando completamente el vástago del perno.
- Golpear mediante un martillo ligero los pernos soldados: si el sonido es claro y neto, la soldadura normalmente no presenta ningún defecto.
- Doblar con un martillo los pernos a 20°, aproximadamente, de su posición inicial, de tal forma que la zona de soldadura eventualmente defectuosa sufra la tracción máxima. Los pernos así controlados se dejarán en esa posición si no presentan fisuras.

Este control debe aplicarse al 3% de los pernos, además de aquéllos que no superen el control visual o acústico.

11.2.5. EJECUCION DE UNIONES CON TORNILLOS

En las uniones con tornillos se debe controlar la disposición y el diámetro de los agujeros.

En el caso de uniones por rozamiento, hay que examinar, además, el contacto de las superficies, su rugosidad y limpieza, así como el esfuerzo de pretensado en los tornillos.

En todo caso, debe verificarse la calidad de los tornillos utilizados.

11.2.6. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

En relación con la protección mediante pinturas, se deben efectuar los siguientes tipos de control:

- Identificación de lotes y revisión de los certificados de las pinturas.
- Control de la preparación de mezclas y de su caducidad.
- Control de la preparación superficial previa al pintado.
- Inspección visual del aspecto de la superficie pintada tras la aplicación de cada capa, así como medición de su espesor.
- Control del tiempo de secado y de las medidas de protección contra el polvo durante ese tiempo.
- Prueba de adherencia, según UNE 48032.

Estas Recomendaciones han sido desarrolladas, por iniciativa de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, con la participación desinteresada de las siguientes personas, constituidas en Comisión de Trabajo:

D. Miguel Angel Astiz Suárez
D. Hugo Corres Peiretti
D. Ramón del Cuvillo Jiménez
D. Ignacio García-Arango Cienfuegos-Jovellanos
D. Alfonso García-Pozuelo Asins
D. Enrique González Valle
D. José Antonio Hinojosa Cabrera (*Presidente de la Comisión*)
D. Jesús Jiménez Cañas
D. Javier Manterola Armisen
D. José Luis Manzanares Japón
D. Angel Martín García
D. Manuel Martínez de la Escalera (*Secretario de la Comisión*)
D. Rafael Martínez Lasheras
D. Francisco Millanes Mato
D. Javier Niño Villamar (q.e.p.d.)
D. Jesús Páez Martínez
D. Marcos Pantaleón Prieto
D. Santiago Pérez-Fadón Martínez
D. Francisco Quintero Moreno
D. Edelmiro Rúa Alvarez
D. Avelino Samartín Quiroga
D. Andrés Valiente Cancho
D. José M^a de Villar Luengo
D. Luis Viñuela Rueda

EQUIPO REDACTOR

D. Javier Rui-Wamba Martija (*Director*)
D. Julio Martínez Calzón (*Coordinador final*)
D. Juan Luis Bellod Thomas
D^a. Pilar Crespo Rodríguez
D. Peter Tanner



P.V.P.: 18,03 €
(I.V.A. incluido)