

**Anejo Nacional de
AN/UNE-EN 1990**

Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras y
Anejo A2: Aplicación a puentes

Índice

AN.1	Objeto y campo de aplicación.....	5
AN.2	Parámetros de determinación nacional (NDP)	7
AN.3	Decisión sobre la aplicación de los anexos informativos	18
AN.4	Información complementaria no contradictoria (NCCI)	19

AN.1 Objeto y campo de aplicación

Este anexo nacional define las condiciones de aplicación en puentes en el territorio español de la Norma UNE-EN 1990:2003, y de su modificación y erratum UNE-EN 1990:2003/A1+AC:2010.

En el capítulo AN.2 se fijan los valores de los Parámetros de Determinación Nacional (NDP)²⁾ que la Norma UNE-EN 1990 deja abiertos para ser establecidos a nivel nacional, en lo que se refiere al anexo A2 de aplicación en puentes. Están pendientes de determinación los Parámetros de Determinación Nacional (NDP) que la Norma UNE-EN 1990 deja abiertos para ser establecidos a nivel nacional en lo que se refiere al anexo A1 de aplicación en edificios.

En el capítulo AN.3 se indica si los anexos informativos de la Norma UNE-EN 1990 se convierten en normativos, mantienen su carácter informativo o no son de aplicación en España.

Este anexo nacional contiene además *Información Complementaria No Contradictoria* (NCCI)³⁾ cuyo objeto es facilitar la aplicación de la norma. Tienen carácter de *información complementaria no contradictoria*:

- los párrafos en cursiva del capítulo AN.2;
- todo el capítulo AN.4.

Los apartados de la Norma UNE-EN 1990 que contienen Parámetros de Determinación Nacional y para los que se incluye información en este anexo son los que se indican a continuación en la tabla. Los Parámetros de Determinación Nacional (NDP) que la Norma UNE-EN 1990 deja abiertos para ser establecidos a nivel nacional en lo que se refiere al anexo A1 de aplicación en edificios están pendientes de determinación.

A2.1(1) Nota 3	Uso de la tabla 2.1: Vida útil de proyecto
A2.2.1(2) Nota 1	Combinaciones que incluyan acciones que queden fuera del campo de aplicación de la norma EN 1991
A2.2.2(1)	Referencia a la combinación infrecuente de acciones
A2.2.2(3)	Reglas de combinación para vehículos especiales
A2.2.2(4)	Reglas de combinación para cargas de nieve y de tráfico
A2.2.2(6)	Reglas de combinación para acciones de viento y térmicas
A2.2.3(2)	Reglas de combinación para acciones de viento y térmicas
A2.2.3(3)	Reglas de combinación para cargas de nieve y sobrecarga de uso
A2.2.3(4)	Reglas de combinación para pasarelas protegidas frente a acciones climáticas
A2.2.4(1)	Reglas de combinación para cargas de nieve en puentes ferroviarios
A2.2.4(4)	Velocidad máxima del viento compatible con tráfico ferroviario
A2.3.1(5)	Elección del Enfoque de proyecto 1, 2 o 3

2) Las siglas corresponden a su traducción en inglés "Nationally Determined Parameters" (NDP).

3) Las siglas corresponden a su traducción en inglés "Non-Contradictory Complementary Information" (NCCI).

A2.3.1(7)	Definición de las fuerzas debidas al empuje del hielo
A2.3.1(8)	Valor de γ_p para las acciones de pretensado cuando no se especifican en los Eurocódigos relevantes
A2.3.1 Tabla A2.4(A) Notas 1 y 2	Valor de los coeficientes parciales γ para comprobaciones de equilibrio
A2.3.1 Tabla A2.4(B)	Valor de los coeficientes parciales γ para comprobaciones STR/GEO NOTA 1 Elección entre 6.10 y 6.10 a/b. NOTA 2 Valor de los coeficientes γ y ξ NOTA 4 Valor de γ_{sd} .
A2.3.1 Tabla A2.4(C)	Valor de los coeficientes parciales γ
A2.3.2 Tabla A2.5	Valor de cálculo de las acciones en situación accidental y sísmica
A2.4.1(1) Nota 1	Valor de los coeficientes parciales γ en estado límite de servicio
A2.4.1(1) Nota 2	Combinación infrecuente de acciones
A2.4.1(2)	Requisitos de aptitud al servicio y criterios para el cálculo de deformaciones
A2.4.3.2(1)	Criterios de confort en pasarelas
A2.4.4.1(1) Nota 3	Requisitos de deformación y vibración en puentes ferroviarios provisionales
A2.4.4.2.1(4)	Aceleración máxima del tablero en puentes ferroviarios con y sin balasto
A2.4.4.2.2 Tabla A2.7	Máximo alabeo del tablero en puentes ferroviarios
A2.4.4.2.2(3)	Máximo alabeo total del tablero en puentes ferroviarios
A2.4.4.2.3(1)	Deformación vertical de puentes ferroviarios con y sin balasto
A2.4.4.2.3(2)	Máximo giro en el extremo del tablero en puentes ferroviarios sin balasto
A2.4.4.2.3(3)	Límites adicionales del giro en el extremo del tablero
A2.4.4.2.4(2)	Máxima deformación transversal diferencial
A2.4.4.2.4(2) Tabla A2.8 Nota 3	Valores de los factores α_i y r_i
A2.4.4.2.4(3)	Mínima frecuencia lateral en puentes ferroviarios
A2.4.4.3.2(6)	Requisitos el confort de los pasajeros en puentes provisionales

AN.2 Parámetros de determinación nacional (NDP)

A2.1 Campo de aplicación

A2.1(1) Nota 3 Uso de la tabla 2.1: Vida útil de proyecto

No se proporciona información adicional.

A2.2 Combinación de acciones

A2.2.1(2) Nota 1 Combinaciones que incluyan acciones que queden fuera del campo de aplicación de la Norma EN 1991

No se especifican combinaciones adicionales en las que intervengan acciones fuera del campo de aplicación de la Norma UNE-EN 1991.

A2.2.2(1) Referencia a la combinación infrecuente de acciones en puentes de carretera

No se considera la combinación infrecuente de acciones.

A2.2.2(3) Reglas de combinación para vehículos especiales en puentes de carretera

La combinación de vehículos especiales con el tráfico normal en puentes de carretera sólo se debe considerar cuando así lo requiera específicamente la autoridad competente, de acuerdo con el apartado 4.3.4(1) del anexo nacional de la Norma UNE-EN 1991-2.

A2.2.2(4) Reglas de combinación para cargas de nieve y de tráfico en puentes de carretera

No es necesario considerar la acción simultánea de la sobrecarga de tráfico y la nieve salvo en zonas de alta montaña, en cuyo caso, se debe estudiar para el proyecto concreto la distribución espacial y la concomitancia de ambas acciones.

A2.2.2(6) Reglas de combinación para acciones de viento y térmicas en puentes de carretera

No es necesario considerar la acción simultánea del viento y de la acción térmica.

A2.2.3(2) Reglas de combinación para acciones de viento y térmicas en pasarelas

No es necesario considerar la acción simultánea del viento y de la acción térmica.

A2.2.3(3) Reglas de combinación para cargas de nieve y sobrecarga de uso en pasarelas

No es necesario considerar la acción simultánea de la sobrecarga de uso y la nieve salvo en pasarelas cubiertas y en zonas de alta montaña, en cuyo caso, se debe estudiar para el proyecto concreto la distribución espacial y la concomitancia de ambas acciones.

A2.2.3(4) Reglas de combinación en pasarelas protegidas frente a acciones climáticas

Las combinaciones de acciones específicas para pasarelas en las cuales el tráfico peatonal o ciclista está totalmente protegido del mal tiempo se deben estudiar en cada proyecto concreto.

A2.2.4(1) Reglas de combinación para cargas de nieve en puentes ferroviarios

No se establecen áreas geográficas ni tipos de puentes para considerar estas cargas en combinaciones de acciones.

A2.2.4(4) Velocidad máxima de viento compatible con tráfico ferroviario

Se adopta la velocidad de viento indicada en el apartado 8.1(5) de la Norma UNE-EN 1991-1-4.

A2.2.6(1) Nota 1 Valor de los factores de simultaneidad ψ

Los valores de los factores de simultaneidad ψ son los indicados en las tablas siguientes:

- Tabla AN.5, para puentes de carretera.
- Tabla AN.6, para pasarelas.
- Tabla AN.7, para puentes de ferrocarril.

Tabla AN.5 (tabla A2.1) – Factores de simultaneidad ψ para puentes de carretera

Acción		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr1a (<i>Cargas verticales</i>)	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 ¹⁾ /0,2 ²⁾
		Sobrecarga en aceras	0,4	0,4	0
	gr1b (<i>Cargas verticales: eje simple</i>)		0	0,75	0
	gr2 (<i>Fuerzas horizontales</i>)		0	0	0
	gr3 (<i>Peatones</i>)		0	0	0
	gr4 (<i>Aglomeraciones, LM4</i>)		0	0	0
gr5 (<i>Vehículos especiales, LM3</i>)		0	0	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
	F_w^*		1,0	0	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0
1) En el caso de puentes que soporten un tráfico continuo severo, pueden utilizarse valores del factor de simultaneidad ψ_2 distintos de cero cuando así se indique para un proyecto específico.					
2) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme debida al tráfico se debe tomar igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica, para la cual se debe tomar 0,2.					

Tabla AN.6 (tabla A2.2) – Factores de simultaneidad ψ para pasarelas

Acción		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr1 (Cargas verticales)	0,4	0,4	0/0,2 ¹⁾
	Q_{fwk}	0	0	0
	gr2 (Fuerzas horizontales)	0	0	0
Viento	F_{wk}	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0
1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme debida al tráfico peatonal se debe tomar igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica, para la cual se debe tomar 0,2.				

Tabla AN.7 (tabla A2.3) – Factores de simultaneidad ψ para puentes de ferrocarril

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Se adopta la tabla A2.3 con las siguientes modificaciones:			
– Los factores ψ_1 para LM71 y SW/0 especificados en la nota 1) de la tabla se deben tomar igual a:			
0,8 si solo está cargada una vía;			
0,6 si dos vías están cargadas simultáneamente;			
0,4 si tres o más vías están cargadas simultáneamente.			
– No es necesario considerar los grupos de carga gr16, gr17, gr26 y gr27 correspondientes a SW/2, salvo que el proyecto concreto requiera el uso de estas cargas			

A2.2.6(1) Nota 2 Valor de los factores de simultaneidad $\psi_{1,infr}$

No se establecen valores para $\psi_{1,infr}$ puesto que no se definen combinaciones infrecuentes de acciones.

A2.2.6(1) Nota 3 Valor de las fuerzas del agua

Los valores de los factores de simultaneidad ψ correspondientes a la acción del agua son los definidos en la tabla AN.5 para puentes de carretera y AN.6 para pasarelas.

A2.3 Estados límite últimos

A2.3.1(1) Modificación del valor de cálculo de las acciones para los estados límite últimos

Se debe tomar el valor de los coeficientes parciales indicados en las tablas de este anexo nacional.

A2.3.1(5) Elección del Enfoque de proyecto 1, 2 o 3

Para el cálculo de elementos estructurales (STR) cuya comprobación involucre acciones geotécnicas o la resistencia del terreno (GEO), se adopta el enfoque de proyecto 2. Únicamente se adopta el enfoque de proyecto 3 en la verificación del ELU-GEO de estabilidad global (véase el anexo nacional de la Norma UNE-EN 1997-1).

A2.3.1(7) Definición de las fuerzas debidas al empuje del hielo

No se proporciona información adicional.

A2.3.1(8) Valor de γ_p para las acciones de pretensado cuando no se especifican en los Eurocódigos relevantes

Cuando los valores de γ_p no estén indicados en el Eurocódigo correspondiente, se adoptan los criterios establecidos en la tabla AN.9.

A2.3.1 Tabla A2.4(A) Notas 1 y 2 Valor de los coeficientes parciales γ para comprobaciones de equilibrio

Para determinar el valor de cálculo de las acciones a efectos de la verificación de pérdida de equilibrio global de la estructura o parte de ella (EQU) se deben adoptar los coeficientes parciales (γ_G , γ_Q) indicados en la tabla AN.8, de acuerdo con la definición de la ecuación (6.10) de la Norma UNE-EN 1990.

Tabla AN.8 [tabla A2.4(A)] – Valor de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)

Situación persistente o transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable dominante	Acciones variables concomitantes	
	Desfavorable	Favorable			Principal (en su caso)	Otras
(Ec. 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Acción		Efecto	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G) γ_G	Peso propio	$\gamma_{G,inf} = 0,90^{1)}$	$\gamma_{G,sup} = 1,10^{1)}$
	Carga muerta	$\gamma_{G,inf} = 0,90^{1)}$	$\gamma_{G,sup} = 1,10^{1)}$
	Empuje del terreno	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Empuje hidrostático del agua intersticial ²⁾	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
Pretensado (P)	Pretensado ³⁾	<i>(Valores indicados en el Eurocódigo aplicable)</i>	
Variable (Q) γ_Q	Sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas	0	1,35
	Sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril	0	1,45 ⁴⁾
	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos ⁵⁾	0	1,50
	Sobrecargas de construcción	0	1,25
	Acciones climáticas ⁶⁾	0	1,50
	Empuje hidrostático del agua libre	0	1,35
	Empuje hidrodinámico del agua	0	1,50

- 1) En situación transitoria, los valores de 0,90 y 1,10 pueden sustituirse por 0,95 y 1,05 respectivamente, si se prevé la colocación de sistemas de control que permitan conocer, durante la ejecución de la obra, el valor de las fuerzas de desequilibrio y si se pueden adoptar las medidas correctoras necesarias para mantener este valor dentro de los límites que garanticen la seguridad de todos los elementos de la estructura afectados por esta acción. Los equipos y sistemas de control deben definirse y valorarse en los diferentes documentos del proyecto, de forma que sea preceptiva su instalación en la obra, incluyéndose una descripción detallada de las medidas correctoras que deben adoptarse caso de ser necesarias.
- 2) El empuje hidrostático del agua intersticial se trata como una acción permanente que se calcula a partir del valor característico de la posición del nivel piezométrico (tal como indica el punto 2.4.5.3 (1) de la Norma UNE-EN 1997-1).
- 3) La acción del pretensado se refiere a la componente hiperestática del mismo. Esta es una acción autoequilibrada que, en general, no tendrá influencia en el estado límite de equilibrio (EQU).
- 4) El valor de γ_Q para la sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril, superior al de sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas, responde a la mayor incertidumbre sobre la envolvente de cargas LM71 en relación a los posibles trenes en la vida de una estructura nueva, según los estudios realizados por la UIC.
- 5) Estos coeficientes son de aplicación a las cargas definidas en los apartados 4.9, 5.9 y 6.3.6.4 de la Norma UNE-EN 1991-2.
- 6) Por acciones climáticas se entiende la acción térmica, el viento y la nieve.

A2.3.1 Tabla A2.4(B) Valor de los coeficientes parciales γ para comprobaciones STR/GEO

Para determinar el valor de cálculo de las acciones a efectos de la verificación de resistencia de las secciones con o sin posibilidad de fallo geotécnico (STR/GEO) se deben adoptar los coeficientes parciales indicados en la tabla AN.9, de acuerdo con la definición de la ecuación (6.10) de la Norma UNE-EN 1990.

Tabla AN.9 [tabla A2.4(B)] - Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)

Situación persistente o transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable dominante	Acciones variables concomitantes	
	Desfavorable	Favorable			Principal (en su caso)	Otras
(Ec. 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente (G) γ_G	Peso propio	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Carga muerta	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Otras presolicitaciones	1	1
	Reológicas	1 ^{1) 2)}	1,35 ^{1) 2)}
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1	1,35
	Empuje del terreno	1	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial ³⁾	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Asientos	$\gamma_{Gset} = 0$	$\gamma_{Gset} = 1,20 / 1,351) 2) 4)$
Pretensado (P) γ_p	Pretensado P_1	$\gamma_p = 1$	$\gamma_p = 1 / 1,205) / 1,306)$
	Pretensado P_2	$\gamma_p = 1$	$\gamma_p = 1,35$
Variable (Q) γ_Q	Sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas	0	1,35
	Sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril	0	1,45 ⁷⁾
	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos ⁸⁾	0	1,50
	Sobrecargas de construcción	0	1,35
	Acciones climáticas	0	1,50 ^{1) 2)}
	Empuje hidrostático del agua libre	0	1,35
	Empuje hidrodinámico del agua	0	1,50

- 1) Para todas las acciones debidas a movimientos impuestos (retracción, fluencia, asientos, efectos térmicos,...) se debe considerar, al evaluar los esfuerzos producidos por las mismas, su posible reducción debido a la pérdida de rigidez de la estructura en ELU.
- 2) El efecto de las acciones debidas a movimientos impuestos puede ignorarse en ELU cuando, de acuerdo con el eurocódigo correspondiente a cada material, la estructura tenga suficiente ductilidad y así se acredite en el proyecto.
- 3) El empuje hidrostático del agua intersticial se trata como una acción permanente que se calcula a partir del valor característico de la posición del nivel piezométrico (tal como indica el punto 2.4.5.3.(1) de la Norma UNE-EN 1997-1).
- 4) El coeficiente $\gamma_{Gset} = 1,35$ corresponde a una evaluación estructural de los efectos de los asientos mediante un cálculo no lineal, mientras que el valor $\gamma_{Gset} = 1,20$ corresponde a un cálculo lineal.
- 5) El coeficiente $\gamma_p = 1,20$ es de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
- 6) El coeficiente $\gamma_p = 1,30$ se aplica al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
- 7) El valor de γ_0 para la sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril, superior al de sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas, responde a la mayor incertidumbre sobre la envolvente de cargas LM71 en relación a los posibles trenes en la vida de una estructura nueva, según los estudios realizados por la UIC.
- 8) Estos coeficientes son de aplicación a las cargas definidas en los apartados 4.9, 5.9 y 6.3.6.4 de la Norma UNE-EN 1991-2.

Para la aplicación de la tabla AN.9 en relación con la acción del pretensado, se consideran los tipos siguientes:

- *Tipo P_1* es la inducida por elementos colocados dentro del contorno de la sección estructural de hormigón (*pretensado interior*), o fuera de la sección pero dentro del canto de la estructura (*pretensado exterior*)
- *Tipo P_2* : es la inducida a través de elementos diferenciados en el esquema estructural (tirantes, péndolas, pretensado exterior fuera del canto, etc.)

Las acciones del tipo P_2 varían en función de la magnitud de las cargas permanentes de valor constante, por lo que deben ser consideradas ambas conjuntamente y no de forma independiente. Para que este tratamiento de la acción del pretensado tipo P_2 sea de aplicación, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Se impondrá un control riguroso de los pesos y fuerzas aplicados, así como de la respuesta de la estructura.
- El proyecto debe incluir un plan de conservación del puente en que se controle que la acción resultante del sistema de fuerzas se mantiene dentro de los límites supuestos en el proyecto.
- A lo largo de la vida de la estructura será posible modificar alguna de las acciones del sistema con el fin de mantener la respuesta de la misma dentro de unos límites admisibles.

El pretensado extradadosado es un tipo de presolicitud que se encuentra entre los pretensados tipo P_1 y P_2 aquí definidos. Su semejanza a uno de los dos depende de la rigidez de la estructura y de su esquema estructural. En función de estas características, el proyectista debe justificar en el proyecto el tratamiento adoptado para el pretensado extradadosado.

A2.3.1 Tabla A2.4(B) Nota 1 Elección entre 6.10 y 6.10 a/b

Para la aplicación de la Norma UNE-EN 1990 al cálculo de puentes, la combinación fundamental de acciones está basada en la ecuación 6.10.

A2.3.1 Tabla A2.4(B) Nota 2 Valor de los coeficientes γ y ξ

Los valores de los coeficientes parciales γ son los indicados en la tabla AN.9. El valor de ξ no es de aplicación al haberse adoptado la ecuación (6.10).

A2.3.1 Tabla A2.4(B) Nota 4 Valores de γ_{sd}

Se adopta el rango de valores recomendado.

A2.3.1 Tabla A2.4(C) Valor de los coeficientes γ

La tabla A2.4(C) no es de aplicación al haberse adoptado el enfoque de proyecto 2 [según el punto A2.3.1(5)].

A2.3.2 Tabla A2.5 Valor de cálculo de las acciones en situación accidental y sísmica

Para determinar el valor de cálculo de las acciones para verificaciones en estado límite último en situación accidental y en situación sísmica, se adoptan los coeficientes parciales indicados en la tabla AN.10. El valor de los factores de simultaneidad ψ es el indicado en las tablas AN.5, AN.6 y AN.7.

Tabla AN.10 (tabla A2.5) – Valor de cálculo de las acciones en combinaciones accidentales y sísmicas

Situación de proyecto	Acciones permanentes		Pretensado	Acción accidental o sísmica	Acciones variables concomitantes ¹⁾	
	Desfavorable	Favorable			Principal	Otras
Accidental (Ec. 6.11b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sísmica ²⁾ (Ec. 6.12b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_{2,1} Q_{k,i}$ (sólo sobrecarga de uso)	

1) Las acciones variables son las indicadas en las tablas AN.8 y AN.9. En general, en situación accidental, no se considera la actuación del viento ni de la nieve. Cuando la situación accidental esté provocada por un impacto contra el sistema de contención de vehículos, se debe tener en cuenta lo indicado en la Norma UNE-EN 1991-2 y su anexo nacional respecto a la combinación con otras acciones.

2) En situación sísmica se debe tomar la sobrecarga de uso con su valor casi-permanente, salvo para puentes de baja o media intensidad de tráfico o pasarelas, en cuyo caso no se considera la sobrecarga de uso. Se pueden definir combinaciones sísmicas particulares para un proyecto específico, que se someterán a la aprobación de la autoridad competente.

NOTA Se debe tomar el valor del coeficiente parcial $\gamma = 1,0$ para todas las acciones no sísmicas. En el caso de acciones accidentales que estén ligadas a una acción variable, se debe considerar ésta con su valor característico. En el caso de que la acción variable concomitante sea favorable, se debe tomar un valor de cálculo igual a 0.

A2.4 Condiciones de servicio y otros estados límite específicos

A2.4.1(1) Nota 1 Valor de los coeficientes parciales γ en estado límite de servicio

Se adoptan los valores recomendados.

A2.4.1(1) Nota 2 Combinación infrecuente de acciones

No se considera la combinación infrecuente de acciones.

A2.4.1(2) Requisitos de aptitud al servicio y criterios para el cálculo de deformaciones

Las condiciones de servicio que deben cumplir los puentes y pasarelas están recogidas en los apartados siguientes de este anexo nacional:

- Puentes de carretera y pasarelas, capítulo AN.4.
- Puentes de ferrocarril, apartado A2.4.4.

A2.4.3.2(1) Criterios de confort en pasarelas

Véase el apartado AN.4.2.2.

A2.4.4 Verificaciones relativas a deformaciones y vibraciones en puentes de ferrocarril

A2.4.4.1(1) Nota 3 Requisitos de deformación y vibración en puentes ferroviarios provisionales

No se proponen con carácter general límites específicos ni otros requisitos para puentes provisionales, debiendo emplearse los límites para puentes permanentes. Se pueden establecer límites específicos para proyectos concretos.

A2.4.4.2.1(4) Aceleración máxima del tablero en puentes ferroviarios con y sin balasto

Se adoptan los valores máximos recomendados.

A2.4.4.2.2 Tabla A2.7 Máximo alabeo del tablero en puentes ferroviarios

El máximo alabeo t , medido entre dos secciones distantes entre sí una longitud de 3 m, no debe ser mayor que los límites establecidos en la tabla AN.11.

Tabla AN.11 (tabla A2.7) – Máximo alabeo del tablero

Rango de velocidades	Máximo alabeo t [mm/3m]
$V \leq 120$ km/h	$t \leq 4,5 \beta$
$120 < V \leq 200$ km/h	$t \leq 3,0 \beta$
$V > 200$ km/h	$t \leq 1,5 \beta$

Donde $\beta = (1,78 r^2) / (r + c)^2$, siendo $c = 0,5$ m y r igual al ancho de vía incrementado en 65 mm para ancho de vía ibérico o estándar europeo, o 55 mm para ancho de vía métrico. El valor r considerado corresponde a la separación entre los puntos de contacto de las dos ruedas de un eje con los carriles para cada ancho, que no coincide exactamente con el ancho de vía.

A2.4.4.2.2(3) Máximo alabeo total del tablero en puentes ferroviarios

El alabeo total, suma del alabeo geométrico de la vía más el correspondiente a la acción de las cargas permanentes y de las sobrecargas de uso y a las acciones térmicas y de viento, no debe exceder de $t_T = 7,5 \beta$ mm / 3 m, siendo β el coeficiente definido en el punto A2.4.4.2.2, tabla AN.11 (tabla A2.7).

La autoridad competente puede aplicar a este valor máximo un coeficiente de clasificación adecuado para anchos de vía distintos del ancho ibérico o del ancho estándar europeo.

A2.4.4.2.3(1) Deformación vertical de puentes ferroviarios con y sin balasto

Para vía sobre balasto no se establecen requisitos adicionales con carácter general para la flecha vertical del tablero. En proyectos concretos pueden establecerse limitaciones adicionales.

Para vía con balasto a un lado y sin balasto al otro lado se debe limitar el giro a:

$$\theta \leq 5 \cdot 10^{-2} \text{ rad} \quad \text{en las juntas entre tablero y estribo}$$

$$\theta_1 + \theta_2 \leq 5 \cdot 10^{-2} \text{ rad} \quad \text{entre dos tableros consecutivos}$$

El radio de curvatura vertical en cualquier punto, obtenido como suma del correspondiente al perfil longitudinal inicial, más el debido a la deformación vertical del tablero, debe ser compatible con la velocidad de proyecto de la línea.

A2.4.4.2.3(2) Máximo giro en el extremo del tablero en puentes ferroviarios sin balasto

Para vía sin balasto con fijaciones directas deben estudiarse de manera específica los giros permitidos, en función de la solución tecnológica de vía sin balasto y la configuración de las fijaciones cercanas a la junta. Con carácter general se recomienda limitarlos al menos a los límites especificados en el punto anterior para juntas en vías con balasto a un lado y sin balasto al otro.

Debe considerarse que varios sistemas de vía en placa permiten fijaciones en las zonas próximas a los puntos de discontinuidad angular susceptibles de soportar desplazamientos verticales de levantamiento en condiciones de servicio, con lo que las limitaciones en las discontinuidades de giros pueden aproximarse al menos a las propuestas para un tramo con balasto y otro sin balasto. Se propone por tanto este límite con carácter general, requiriendo un estudio específico para la solución de vía en placa adoptada.

Se considerará como información complementaria no contradictoria (ICNC) las recomendaciones y conclusiones contenidas en el siguiente documento: "Estudio del comportamiento de las estructuras ferroviarias con vía en placa", publicado por el Ministerio de Fomento.

A2.4.4.2.3(3) Límites adicionales del giro en el extremo del tablero

No se establecen límites específicos adicionales.

A2.4.4.2.4(2) Máxima deformación transversal diferencial

No se aporta información adicional.

A2.4.4.2.4(2) Tabla A2.8 Nota 3 Valores de los factores α_i y r_i

Se adoptan los valores recomendados.

Se debe comprobar adicionalmente que la curvatura total de la vía, obtenida como suma de la correspondiente al propio trazado de la vía más la debida a las cargas de uso, es admisible para la velocidad de la línea.

A2.4.4.2.4(3) Mínima frecuencia lateral en puentes ferroviarios

Se adopta el valor recomendado.

A2.4.4.3.2(6) Requisitos para el confort de los pasajeros en puentes provisionales

Para puentes provisionales no se establecen límites específicos para el confort, debiendo considerarse los mismos límites generales salvo que en el proyecto concreto se especifique otra cosa.

AN.3 Decisión sobre la aplicación de los anexos informativos

Anexo B Gestión de la fiabilidad estructural en las construcciones

El anexo B mantiene el carácter informativo para la aplicación de la Norma UNE-EN 1990.

Anexo C Bases para el cálculo con coeficientes parciales y análisis de la fiabilidad

El anexo C mantiene el carácter informativo para la aplicación de la Norma UNE-EN 1990.

Anexo D Cálculo asistido por ensayos

El anexo D mantiene el carácter informativo para la aplicación de la Norma UNE-EN 1990.

AN.4 Información complementaria no contradictoria (NCCI)

AN.4.1 Información complementaria para puentes de ferrocarril

Para puentes de ferrocarril se debe considerar la información complementaria no contradictoria contenida en el siguiente documento de referencia, disponible en el centro de publicaciones del Ministerio de Fomento: <http://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web>

- Estudio del comportamiento de las estructuras ferroviarias con vía en placa. Ministerio de Fomento. Dirección General de Ferrocarriles.

AN.4.2 Criterios funcionales relativos a flechas en puentes de carretera y pasarelas

AN.4.2.1 Estado límite de deformaciones

Se debe verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

$L / 1000$ en puentes de carretera

$L / 1200$ en pasarelas o en puentes con zonas peatonales

siendo L la luz del vano.

En tableros suspendidos o atirantados, arcos de tablero inferior o estructuras asimilables, debe tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de carga considerada.

Pueden admitirse valores ligeramente superiores a los límites anteriores si, mediante un estudio del comportamiento dinámico de la estructura, se comprueba que la amplificación de las deformaciones estáticas y el nivel de vibraciones del tablero, bajo el paso de sobrecargas móviles, se mantienen dentro de los valores admisibles (véase el apartado AN.4.3).

En tableros con voladizos laterales importantes, o con flexibilidad transversal en secciones coincidentes con juntas de dilatación, se debe comprobar que la flecha vertical máxima en la sección transversal de junta, bajo la actuación de la sobrecarga de uso frecuente, es menor que 5 mm o que el valor límite especificado por el fabricante de la junta.

AN.4.2.2 Criterios relativos a contraflechas de ejecución

En puentes metálicos y mixtos, y en puentes de hormigón con luces importantes o montajes evolutivos, así como en aquellos casos en los que se produzcan deformaciones instantáneas o diferidas que puedan afectar a la apariencia o a la funcionalidad de la estructura, el proyecto debe definir unas contraflechas de ejecución tales que, para la totalidad de la carga permanente y la mitad de los efectos reológicos, la geometría de la estructura se ajuste al máximo a la rasante teórica de proyecto.

Las contraflechas de ejecución son en general verticales aunque en ciertos casos puede ser necesario definir, además, contraflechas horizontales o contragiros transversales de la sección (en puentes curvos, por ejemplo).

En las secciones de apoyo y en las secciones de unión entre tramos de montajes evolutivos, el proyecto debe definir los contragiros de ejecución que permitan garantizar, respectivamente, la adecuada nivelación de los aparatos de apoyo y sus cuñas, y la correcta ejecución de las uniones, soldadas o atornilladas, entre tramos.

El proyecto debe definir las distintas fases de montaje y puesta en carga de la estructura para las que se han obtenido las contraflechas y contragiros de ejecución. Cualquier variación del proceso o secuencias de montaje, respecto de lo establecido en proyecto, exigirá una nueva evaluación de las citadas contraflechas y contragiros.

Las deformaciones parásitas debidas al soldeo, en puentes metálicos y mixtos, o a las condiciones reales de ejecución del puente, deben contrarrestarse mediante el seguimiento y adopción de medidas correctoras, durante las diferentes fases de ejecución, para minimizar las desviaciones de la geometría final (longitudinal y transversal) de la estructura respecto de la rasante teórica de proyecto.

Se debe comprobar que, bajo la actuación de la totalidad de las cargas permanentes y de las deformaciones diferidas, la geometría final del puente es tal que no se producen zonas de acumulación de agua, teniendo en cuenta el sistema de drenaje proyectado para la plataforma.

AN.4.3 Criterios funcionales relativos a vibraciones en puentes de carretera y pasarelas

En este apartado se recogen los criterios de confort a tener en cuenta en el proyecto de pasarelas y puentes con zonas peatonales, en relación con las vibraciones producidas por el tráfico.

Queda fuera del ámbito de este apartado el estudio de los efectos dinámicos inducidos por el viento en tableros, cables, péndolas, etc. En el caso de elementos cuya seguridad resistente o a fatiga pueda ser sensible a estos efectos, su comprobación se debe efectuar en el marco de la verificación de los estados límite últimos.

En general, se considera verificado el estado límite de servicio de vibraciones cuando las aceleraciones máximas que puedan producirse en cualquier zona transitable por peatones no superen ciertos valores límite.

En tableros con voladizos laterales esbeltos, además del comportamiento dinámico general de la estructura, es necesario tener también en cuenta el comportamiento local de los voladizos y la posible interacción entre ambos.

Para los análisis dinámicos de puentes y pasarelas en condiciones de servicio, se deben adoptar, salvo justificación específica alternativa, los valores medios del índice de amortiguamiento que figuran en la tabla AN.5 del anexo nacional de la Norma UNE-EN 1991-1-4.

AN.4.3.1 Estado límite de vibraciones en puentes con zonas peatonales

En general, con las salvedades indicadas en este apartado, se considera verificado el estado límite de servicio de vibraciones si se cumple el criterio de limitación de las flechas verticales establecido en el apartado AN.4.2.1.

Es necesario comprobar mediante estudios dinámicos el nivel de vibraciones en puentes de carretera con zonas peatonales, en los siguientes casos:

- Cuando se proyecten tableros en los que no se satisface el estado límite de deformaciones según el apartado AN.4.2.1
- Aunque cumplan el estado límite de deformaciones según el apartado AN.4.2.1:
 - en puentes urbanos con condiciones de tráfico peatonal intenso;
 - en puentes con voladizos laterales transitables esbeltos;
 - en puentes de tipologías estructurales singulares o nuevos materiales.

En estos casos se debe comprobar, mediante un análisis dinámico, que la aceleración vertical máxima bajo el paso de un camión de 400 kN de peso sobre la plataforma, a distintas velocidades: de 20 km/h a 80 km/h con incrementos de 10 km/h en 10 km/h, no supere los valores límite, función del nivel de confort exigido, que se establecen para el caso de pasarelas.

En el caso de tableros de puentes con voladizos laterales esbeltos sometidos a tráfico peatonal intenso, se deben asimismo cumplir los límites de confort establecidos para las pasarelas bajo los efectos inducidos por el tráfico peatonal según el apartado AN.4.3.2.

AN.4.3.2 Estado límite de vibraciones en pasarelas

En general, con las salvedades indicadas en este apartado, se considera verificado el estado límite de servicio de vibraciones en pasarelas peatonales si sus frecuencias naturales se sitúan fuera de los dos rangos que figuran a continuación:

- Rango crítico para vibraciones verticales y longitudinales: de 1,25 Hz a 4,60 Hz.
- Rango crítico para vibraciones laterales: de 0,50 Hz a 1,20 Hz.

En aquellas pasarelas cuyas frecuencias naturales se encuentren dentro de estos rangos, es necesario efectuar estudios dinámicos específicos para asegurar los requisitos de confort de los peatones.

En cualquier caso, con independencia del valor de las frecuencias naturales, también es necesario comprobar mediante estudios dinámicos la adecuada respuesta vibratoria de las pasarelas cuando se produzca alguna de las circunstancias siguientes:

- Luz superior a 50 m.
- Anchura útil superior a 3,0 m.
- Tipología estructural singular o nuevos materiales.
- Ubicación en zona urbana donde sea previsible un tráfico intenso de peatones o exista riesgo de concentración de personas sobre la propia pasarela.

Los requisitos de confort se deben establecer en el proyecto de forma razonada en función de la categoría de la pasarela (zona urbana con tráfico peatonal intenso, uso medio, baja utilización en zona rural, etc.) y de la situación de proyecto considerada (tipo de tráfico peatonal asociado a su probabilidad de ocurrencia). Como referencia, pueden adoptarse los valores límite de aceleración que figuran en la tabla AN.12.

Tabla AN.12 - Valores de referencia de aceleraciones para el confort de los peatones

Grado de confort	Rango de aceleraciones	
	Verticales	Laterales
Máximo	< 0,50 m/s ²	< 0,10 m/s ²
Medio	0,50 m/s ² a 1,00 m/s ²	0,10 m/s ² a 0,30 m/s ²
Mínimo	1,00 m/s ² a 2,50 m/s ²	0,30 m/s ² a 0,80 m/s ²
No aceptable	> 2,50 m/s ²	> 0,80 m/s ²

Los modelos de carga dinámica considerados deben ser representativos de las condiciones de tráfico previstas para las distintas situaciones de proyecto analizadas, contemplando la densidad de los flujos peatonales, el ritmo de sus movimientos, la sincronización entre peatones, etc.