

10950 REAL DECRETO 637/2007, do 18 de maio, polo que se aproba a Norma de construción sismorresistente: pontes (NCSP-07). («BOE» 132, do 2-6-2007.)

O Real decreto 997/2002, do 22 de setembro, aproba a Norma de construción sismorresistente: parte xeral e edificación (NCSE-02).

No seu artigo 2 establécese o seu ámbito de aplicación, que se estende a todos os proxectos de obras de construción relativos a edificación e, no que corresponda, aos demais tipos de construcións, mentres non se aproben para estes normas ou disposicións legais específicas con prescricións de contido sismorresistente.

Na actualidade, non existen prescricións sismorresistentes específicas para outros tipos de construcións, polo que a NCSE-02 é de aplicación para a consideración da acción sísmica no proxecto de todo tipo de obras, e non só nas de edificación.

Na citada norma, determinadas prescricións específicas refírense á edificación, e o contido dalgúns aspectos relativos a cálculo, elementos estruturais, regras de deseño e definición do espectro de resposta elástica, practicamente atenden con carácter exclusivo á edificación.

Non obstante, a NCSE-02 e, en particular, os valores da aceleración sísmica básica e dos correspondentes coeficientes de contribución, ambos os dous prescritos para os municipios que se inclúen nela, constitúen, desde a aprobación da norma, a referencia para o proxecto de pontes.

Non obstante, desde un punto de vista sísmico, no proxecto de pontes débense tomar en consideración determinadas características específicas destas: frecuencia de vibracións, proceso construtivo, resposta estrutural, vida útil, etc. aspectos que non se tratan na NCSE-02 co grao de detalle con que se desenvolve para edificación.

Adicionalmente débese ter en conta que as pontes, tanto de estrada coma de ferrocarril, constitúen elementos esenciais das infraestruturas de transporte e, en consecuencia, o seu comportamento ante fenómenos sísmicos deben ser tal que evite, en casos de terremotos de intensidade elevada, consecuencias graves para a seguraza e saúde das persoas e perdas económicas, e propicie a conservación dun servizo básico, como é o de transporte, en casos de terremotos de intensidade elevada.

As consideracións expostas, xunto á experiencia adquirida na aplicación da NCSE-02, a existencia dunha nova normativa técnica internacional e europea, e a evolución experimentada no coñecemento do comportamento de pontes ante fenómenos sísmicos, motivaron que os servizos técnicos da Secretaría Xeral de Infraestruturas do Ministerio de Fomento elaborasen, no marco xeral da NCSE-02, un proxecto de norma de construción sismorresistente relativo a pontes.

A Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, creada polo Decreto 3209/1974, do 30 de agosto, estudou o citado proxecto e considerou oportuno, de conformidade coas funcións que se lle atribúen ao devandito órgano no artigo 2 do Real decreto 518/1984, do 22 de febreiro, polo que se reorganiza a súa composición, propor a aprobación dunha norma de construción sismorresistente relativa a pontes, e que constitúe o obxecto desta disposición.

Este real decreto foi sometido aos trámites establecidos no Real decreto 1337/1999, do 31 de xullo, polo que se regula a remisión de información en materia de normas e

regulamentacións técnicas e regulamentos relativos á sociedade da información, e na Directiva 98/34/CE do Parlamento Europeo e do Consello, do 22 de xuño, modificada pola Directiva 98/48/CE do Parlamento Europeo e do Consello, do 20 de xullo.

Na súa virtude, por proposta da ministra de Fomento e logo de deliberación de Consello de Ministros na súa reunión do día 18 de maio de 2007,

DISPONGO:

Artigo 1. *Aprobación da «Norma de construción sismorresistente: pontes (NCSP-07)».*

Apróbase a «Norma de construción sismorresistente: pontes (NCSP-07)» que se insire a continuación.

Artigo 2. *Ámbito de aplicación.*

O ámbito de aplicación da Norma de construción sismorresistente: pontes (NCSP-07), esténdese a todos os proxectos e obras de nova construción de pontes que formen parte da rede de estradas do Estado ou da rede ferroviaria de interese xeral.

Artigo 3. *Aplicación a proxectos e obras.*

Os proxectos de nova construción de pontes para as cales se ditase a correspondente orde de estudo con anterioridade á entrada en vigor deste real decreto, así como as obras que se realicen en desenvolvemento destes, rexeranse pola Norma de construción sismorresistente: parte xeral e edificación (NCSE-02).

Disposición derogatoria única. *Derrogación normativa.*

Quedan derogados os puntos 3.2.4.2 «Accións sísmicas» e 4.1.2.b) «Situacións accidentais de sismo» da «Instrución sobre as accións que se deberán considerar no proxecto de pontes de estrada», aprobada por Orde do 12 de febreiro de 1998, do ministro de Fomento, e cantas disposicións de igual ou inferior rango se opoñan no ámbito de aplicación establecido no artigo 2 anterior ao establecido neste real decreto.

Disposición derradeira primeira. *Habilitación competencial.*

Este real decreto dítase ao abeiro do disposto nas regras 21.^a e 24.^a do artigo 149.1 da Constitución, que lle atribúe ao Estado a competencia en materia de ferrocarrís que transcorran por máis dunha comunidade autónoma e obras públicas de interese xeral.

Disposición derradeira segunda. *Facultade de desenvolvemento.*

Facúltase o ministro de Fomento para ditar, no ámbito das súas competencias, as disposicións necesarias para o desenvolvemento e a aplicación do disposto neste real decreto.

Disposición derradeira terceira. *Entrada en vigor.*

Este real decreto entrará en vigor o día seguinte ao da súa publicación no «Boletín Oficial del Estado».

Dado en Madrid o 18 de maio de 2007.

JUAN CARLOS R.

A ministra de Fomento,
MAGDALENA ÁLVAREZ ARZA

ANEXO

NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: PONTES (NCSP-07).

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Obxecto

Dentro do marco establecido pola *Norma de construción sismorresistente*: parte xeral e edificación, esta parte da norma contén criterios específicos que se deberán ter en conta dentro do territorio español para a consideración da acción sísmica no proxecto das pontes de estrada e de ferrocarril.

1.2 Ámbito de aplicación e consideracións previas

Esta norma é de aplicación a aquelas pontes en que as accións horizontais son resistidas basicamente polos estribos ou mediante flexión dos piares, é dicir, pontes formadas por taboleiros que se sustentan en piares verticais ou case verticais. É tamén de aplicación ao proxecto sísmico de pontes en arco ou atirantadas, aínda que este tipo de pontes non está tratado en toda a súa extensión.

Non están incluídas no ámbito de aplicación desta norma as pontes colgantes, móbiles ou flotantes. Tampouco o están aquelas pontes proxectadas con configuracións extremas, nin as pontes constituídas por materiais distintos do aceiro e o formigón.

Nos casos excluídos, débense adoptar métodos suficientemente conservadores baseados principalmente en principios de proxecto segundo capacidade, co obxecto de cubrir as peculiaridades de cada caso e evitar a aparición de modos de rotura fráxil.

O proxectista poderá adoptar, baixo a súa responsabilidade, criterios distintos aos que se establecen nesta norma, sempre que o nivel de seguranza e de servizo da construción non sexa inferior ao aquí fixado, e deberao reflectir no proxecto.

Non se poderá efectuar ningunha modificación estrutural nas pontes durante a súa construción nin durante a súa vida en servizo se non se xustifica adecuadamente e se efectúan as comprobacións pertinentes. Debido á natureza particular da resposta sísmica das estruturas, esta consideración é de aplicación mesmo ao caso das modificacións que dean lugar a un incremento da resistencia estrutural dalgún elemento.

A consecución dos obxectivos desta norma está condicionada pola realización dunha execución e conservación adecuadas.

1.3 Referencias normativas

Este documento constitúe a parte 2 da Norma de construción sismorresistente. O seu contido é, polo tanto, coherente coas prescricións de índole xeral incluídas na parte xeral e edificación. Nesta parte de pontes reproducíronse os artigos ou puntos da parte xeral que son necesarios para a aplicación do resto do documento, os cales quedarán automaticamente modificados cando así o sexan na parte xeral.

Ademais, esta parte contén referencias a outros documentos normativos do ámbito das pontes, ben relativos á definición das accións, ou ben relativos aos criterios de cálculo específicos de cada material.

1.4 Contido

Este documento está organizado en oito capítulos e seis anexos, cuxo contido se indica a continuación.

No capítulo 2 establécense os requisitos fundamentais que deben cumprir as pontes baixo a acción do sismo e preséntanse os conceptos básicos que se van desenvolver no resto do documento, especialmente no que se refire aos diferentes tipos de comportamento estrutural durante o sismo e ás exixencias que corresponden a cada tipo de comportamento.

O capítulo 3 trata da caracterización da acción sísmica, facendo fincapé nos aspectos específicos do tratamento desta acción no caso de obras de desenvolvemento lineal.

No capítulo 4 descríbense os distintos métodos de cálculo para avaliar os efectos da acción sísmica nas pontes, especificándose as condicións de aplicación de cada un deles.

O capítulo 5 establece a metodoloxía da comprobación da capacidade resistente das seccións e elementos estruturais, que será diferente en función de determinados criterios de proxecto que deben ser adoptados na fase conceptual do proxecto sísmico da ponte. A adopción deses criterios leva aparelado tamén un conxunto de requisitos en canto a dimensións e disposición de armaduras, que é o obxecto do capítulo 6, e outras verificacións relativas a movementos en xunturas, lonxitudes de entrega, comportamento de apoios e conectores sísmicos, etc., recollidas no capítulo 7.

Por último, o capítulo 8 contén unha serie de consideracións e criterios xeotécnicos e estruturais sobre os elementos de cimentación e os estribos.

O documento consta tamén de varios anexos nos cales se desenvolven aspectos específicos complementarios do articulado.

2 BASES DE PROXECTO

2.1 Requisitos fundamentais

Os criterios recollidos nesta norma teñen como obxectivo lograr que as pontes situadas en zona sísmica cumpran os requisitos seguintes, cada un cun grao de fiabilidade aceptable:

- A) *Ausencia de colapso para o sismo último de cálculo.* A ponte soportará o sismo último de cálculo, definido no punto 2.2.2, sen que se produza colapso, local ou global. É dicir, despois de que ocorra un evento sísmico destas características, a ponte manterá a súa configuración e unha capacidade resistente residual suficiente para permitir o tráfico de emerxencia, aínda que os danos producidos poderán ser importantes en determinadas partes da estrutura.

Nas pontes cuxo procedemento construtivo supoña cambios significativos do esquema estrutural respecto do correspondente á situación de servizo, ou cando o período de construción sexa superior a un ano, o requisito de ausencia de colapso débese cumprir baixo a acción dun sismo de construción, definido no punto 2.2.5, para as situacións construtivas que se consideren críticas.

- B) *Limitación do dano para o sismo frecuente de cálculo.* A acción sísmica denominada sismo frecuente de cálculo, definida no punto 2.2.4, poderá causar unicamente danos menores e non será necesario acometer reparacións inmediatas nin restrinxir o tráfico sobre a ponte despois dun terremoto desas características.

2.2 Definicións

2.2.1 Sismo básico

Nesta norma denomínase sismo básico un sismo de baixa probabilidade de ocorrencia, que corresponde a un período de retorno de 500 anos.

2.2.2 Sismo último de cálculo

Denomínase sismo último de cálculo o que resulta de multiplicar a acción do sismo básico polo factor de importancia γ_i , cuxo valor se indica no punto 2.3.

2.2.3 Sismo frecuente

Nesta norma, denomínase sismo frecuente un sismo de alta probabilidade de ocorrencia, que corresponde a un período de retorno de 100 anos.

2.2.4 Sismo frecuente de cálculo

Denomínase sismo frecuente de cálculo o resultado de multiplicar a acción do sismo frecuente polo factor de importancia γ_i , cuxo valor se indica no punto 2.3.

2.2.5 Sismo de construción

Cando se considere necesario ter en conta a acción sísmica durante a construción, tomarase o sismo correspondente a un período de retorno non menor de cinco veces a duración da etapa construtiva.

2.3 Clasificación das pontes segundo a súa importancia

As pontes clasificaranse pola súa importancia en función dos danos que poida ocasionar a súa destrución.

Para o factor de importancia adoptaranse os valores seguintes:

Importancia da ponte	γ_I
Normal	1,0
Especial	1,3

Táboa 2.1 Factor de importancia

En caso de que unha ponte sexa clasificada como de importancia moderada, a autoridade competente deberá especificar, ademais, o valor do factor de importancia correspondente.

Se debido á xestión de emerxencias unha ponte fose considerada de singular importancia, poderíase adoptar para o factor γ_I un valor superior ao indicado na táboa 2.1.

Durante a etapa construtiva, para todas as pontes se considerará, salvo xustificación especial, un factor de importancia de valor $\gamma_I = 1,0$.

2.4 Situación sísmica de cálculo

Tendo en conta que a acción sísmica se considera accidental, as situacións de cálculo en que aparece involucrada esta acción son situacións accidentais.

A combinación de accións que se van considerar para o estudo da situación sísmica que se pode presentar ao longo da vida útil das pontes é a seguinte:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_A \cdot A_E \quad (2.1)$$

onde:

$\gamma_{G,i}$, $\gamma_{G^*,j}$, $\gamma_{Q,1}$, γ_A : coeficientes parciais de seguraza para as accións

$G_{k,i}$: valor característico das accións permanentes

$G_{k,j}^*$: valor característico das accións permanentes de valor non constante

$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$: valor case-permanente da sobrecarga de uso. Para os efectos da aplicación desta norma, nas pontes de baixa ou media intensidade de tráfico e nas pasarelas peonís poderase tomar $\Psi_{2,1} = 0$

A_E : valor da acción sísmica que sexa pertinente segundo a comprobación que se vaia realizar (sismo último de cálculo, sismo frecuente de cálculo ou sismo durante a construción), segundo o capítulo 3.

Non se combinará a acción sísmica coa acción do vento nin da neve.

2.5 Tipos de comportamento estrutural

Co obxecto de satisfacer os requisitos fundamentais establecidos no punto 2.1, as pontes débense proxectar, para que o seu comportamento sexa un dos indicados a continuación, en función da acción sísmica considerada.

O tipo de comportamento da ponte asegurase mediante o cumprimento das exixencias que se indican no punto 2.6.

— *Baixo a acción do sismo último de cálculo*

As pontes poderanse proxectar para que o seu comportamento baixo a acción do sismo último de cálculo sexa dúctil, de ductilidade limitada ou esencialmente elástico.

— *Baixo a acción do sismo frecuente de cálculo*

O comportamento das pontes baixo a acción do sismo frecuente de cálculo deberá ser elástico.

— *Baixo a acción do sismo durante a construción*

O comportamento das pontes durante a súa construción, sometidas á acción do sismo definido no punto 2.2.5, poderá ser dúctil, de ductilidade limitada ou esencialmente elástico.

2.6 Exixencias para cada tipo de comportamento

2.6.1 Comportamento dúctil

Nas pontes con comportamento dúctil, suponse que a disipación de enerxía se produce pola formación de rótulas plásticas, cuxa ductilidade é suficiente e compatible cos efectos da acción sísmica considerados.

As pontes para as cales se desexa un comportamento dúctil proxectaranse, en xeral, de forma que as rótulas plásticas aparezan nos piares. Aínda que non é necesario que as rótulas se formen en todos os piares, o óptimo comportamento sísmico postelástico dunha ponte conséguese cando as rótulas plásticas se forman simultaneamente na maior cantidade posible de piares.

O taboleiro debe permanecer dentro do rango elástico. Unicamente se permitirá a formación de rótulas plásticas nas lousas de continuidade entre vans isostáticos de vigas prefabricadas.

Cando algún elemento de sustentación do taboleiro (piar ou estribo) estea conectado a el mediante apoios elastoméricos ou esvaradíos, deberá permanecer dentro do rango elástico.

Para asegurar un comportamento dúctil baixo a acción do sismo último de cálculo ou do sismo de construción, ademais de se cumpriren as regras construtivas recollidas no capítulo 6, é necesario que se cumpran as condicións indicadas a continuación.

— *Condición de resistencia*

Débese comprobar que as rótulas plásticas dispoñen dunha resistencia adecuada, tanto a flexión como a cortante, e que o resto das zonas da estrutura, fóra das rótulas plásticas, dispoñen tamén de resistencias adecuadas, todo iso de acordo cos criterios de proxecto por capacidade definidos no capítulo 5.

Débense terse en conta os efectos de segunda orde inducidos nos piares, como consecuencia dos desprazamentos globais da estrutura.

— *Condición de desprazamentos*

Débese comprobar, seguindo as indicacións do capítulo 7, que a lonxitude de entrega en apoios é suficiente para evitar descalces e que o largo de xunturas é suficiente para evitar as marteladas entre elementos estruturais.

— *Condición de ductilidade*

Débase garantir unha ductilidade local adecuada nas zonas nas cales se admita a formación de rótulas plásticas. En xeral, poderase considerar que se cumpre a condición de ductilidade de se adoptaren os criterios definidos nos capítulos 5 e 6.

2.6.2 Comportamento con ductilidade limitada

Nas pontes con comportamento de ductilidade limitada, suponse que se alcanza un determinado nivel de plastificación que, sen ser significativo, dá lugar a unha certa disipación de enerxía.

Para asegurar este tipo de comportamento, baixo a acción do sismo último de cálculo ou do sismo de construción, ademais de se cumpriren as regras construtivas recollidas no capítulo 6, débense cumprir as condicións indicadas a continuación.

— *Condición de resistencia*

Débase comprobar que todas as seccións e elementos estruturais teñen unha resistencia adecuada, de acordo cos mesmos criterios que os utilizados para situacións persistentes (non sísmicas), establecidos nas instrucións ou disposicións específicas para cada material, sen que sexa necesario ter en conta criterios de proxecto por capacidade.

— *Condición de desprazamentos*

Débase comprobar, seguindo as indicacións do capítulo 7, que a lonxitude de entrega en apoios é suficiente para evitar descalces e que o largo de xunturas é suficiente para evitar as marteladas entre elementos estruturais.

— *Condición de ductilidade*

Nas zonas en que se se prevea a formación de rótulas plásticas, deberanse adoptar os detalles construtivos indicados no capítulo 6.

2.6.3 Comportamento esencialmente elástico

Nas pontes con comportamento esencialmente elástico, suponse que non se produce disipación de enerxía pola formación de rótulas plásticas e, polo tanto, os efectos da acción sísmica non se reducen como nos casos descritos nos puntos 2.6.1 e 2.6.2.

Para asegurar este tipo de comportamento, baixo a acción do sismo último de cálculo ou do sismo de construción, débense cumprir as condicións recollidas a continuación.

— *Condición de resistencia*

Débase comprobar que todas as seccións e elementos estruturais teñen unha resistencia adecuada, de acordo cos mesmos criterios que os utilizados para situacións persistentes (non sísmicas).

— *Condición de desprazamentos*

Débase comprobar, seguindo as indicacións do capítulo 7, que a lonxitude de entrega en apoios é suficiente para evitar descalces e que o largo de xunturas é suficiente para evitar as marteladas entre elementos estruturais.

— *Condición de ductilidade*

Para este tipo de comportamento, non é necesario facer ningunha comprobación específica de ductilidade nin adoptar ningún tipo de detalle construtivo específico.

2.6.4 Comportamento elástico

Este comportamento exíxeselles a todas as pontes baixo a acción do sismo frecuente de cálculo. Pódese considerar que queda asegurado, sen necesidade de comprobacións adicionais, cando a ponte foi proxectada para ter un comportamento esencialmente elástico ou de ductilidade limitada baixo a acción do sismo último de cálculo. Se, para esta acción, se previu un comportamento dúctil, será necesario efectuar as comprobacións indicadas a continuación para a combinación de accións correspondente ao sismo frecuente de cálculo.

— *Condición de plastificacións*

Débese comprobar que en ningunha sección se alcanza o límite elástico do aceiro nin se producen perdas de recubrimento das armaduras.

— *Condición de desprazamentos*

Débese ter en conta que nesta situación se supón que a ponte queda aberta ao tráfico despois do sismo, polo que é necesario comprobar que as xunturas de calzada permiten os desprazamentos máximos e mínimos calculados tendo en conta a acción sísmica.

2.7 Algúns criterios conceptuais de proxecto

En xeral, as estruturas con taboleiro continuo funcionan, en condicións de solicitação sísmica, mellor que as pontes con moitas xunturas.

En pontes nas cales se admita comportamento dúctil, as rótulas plásticas deberanse formar nos piares. Só con carácter excepcional se admitirá a formación de rótulas plásticas nos taboleiros.

É conveniente que as zonas nas cales se prevea a formación de rótulas plásticas sexan accesibles para a súa reparación. A falta de accesibilidade considerarase no cálculo segundo se indica no punto 4.2.2.1.

Débese procurar que as rótulas plásticas se produzan de forma simultánea xa que, en caso contrario, se incrementa a demanda de ductilidade local nas que se forman primeiro. Iso é difícil en pontes de taboleiro continuo en que a rixidez transversal dos estribos ou os piares curtos é moi alta fronte a outros piares máis esveltos. Nestes casos débese considerar a posibilidade de apoios esvaradíos ou elastoméricos que minimicen a participación dos piares curtos ou outros elementos ríxidos, no proceso de repartición da carga.

Para pontes moi longas, o uso de xunturas de taboleiro pode ser obrigado cando a traza transcorra ao longo de formacións heteroxéneas de solo e sexa inadecuado absorber os movementos inducidos á custa de esforzos na estrutura.

Os aparellos de apoio deben estar accesibles para a súa reparación ou substitución despois do sismo.

Nalgúns casos, pódese establecer a conveniencia de substituír un comportamento dúctil baseado no desenvolvemento de rótulas plásticas polo illamento do taboleiro ou a utilización de elementos amortecedores especiais. A utilización deste tipo de sistemas está permitida por esta norma sempre que para o seu proxecto se efectúen as comprobacións, teóricas e experimentais, necesarias para garantir un comportamento adecuado, de acordo co estado actual do coñecemento.

2.8 Consideración da acción sísmica

Non será necesaria a consideración das accións sísmicas cando a aceleración sísmica horizontal básica da localización a_b definida no punto 3.4 cumpra:

$$a_b < 0,04 \text{ g} \quad (2.2a)$$

onde g é a aceleración da gravidade.

Tampouco será necesaria a consideración das accións sísmicas nas situacións en que a aceleración sísmica horizontal de cálculo a_c definida no punto 3.4 cumpra:

$$a_c < 0,04 \text{ g} \quad (2.2b)$$

3 ACCIÓN SÍSMICA

3.1 Introducción

Os principais efectos dos terremotos nas pontes proveñen do movemento vibratorio que o terreo de apoio lle transmite á estrutura a través da súa cimentación. Este movemento é o único que se considera neste capítulo.

Os terremotos poden dar lugar tamén a outros efectos, como desprazamentos permanentes entre os diferentes apoios causados por licuación, movementos de ladeira, subsidencia, rupturas do terreo por fallas activas, colapso en cavidades, densificación, etc., que poderían supor importantes danos na estrutura. A localización das pontes debe, en xeral, estar libre deste tipo de riscos. Cando se considere posible a aparición destes fenómenos, deberán ser obxecto de estudos específicos que os cuantifiquen, de forma que no proxecto se analice pola súa vez a posibilidade de adoptar medidas adecuadas para eliminar ou minimizar os danos asociados.

3.2 Caracterización do terreo

Os movementos do solo provocados por un terremoto están influídos polo tipo de terreo. Por iso, é necesario levar a cabo as investigacións necesarias para identificar o tipo de terreo de acordo coas indicacións recollidas a continuación.

Nesta norma, os terreos clasifícanse nos seguintes tipos:

- Terreo tipo I: rocha compacta, solo cementado ou granular moi denso. Velocidade de propagación das ondas elásticas transversais ou de cisalla, $v_s > 750$ m/s
- Terreo tipo II: rocha moi fracturada, solo granular denso ou cohesivo duro. Velocidade de propagación das ondas elásticas transversais ou de cisalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s
- Terreo tipo III: solo granular de compacidade media, ou solo cohesivo de consistencia firme a moi firme. Velocidade de propagación das ondas elásticas transversais ou de cisalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s
- Terreo tipo IV: solo granular solto, ou solo cohesivo brando. Velocidade de propagación das ondas elásticas transversais ou de cisalla, $v_s \leq 200$ m/s

A cada un destes tipos de terreo asígnaselle un valor do coeficiente C, coeficiente do terreo, que aparece na táboa 3.1.

Tipo de terreo	Coficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Táboa 3.1 Coficientes do terreo

Este coeficiente participa na definición do espectro elástico de resposta tal como se indica nos puntos 3.4 e 3.5.

O coeficiente C correspondente a unha localización concreta, dependerá das características dos primeiros 30 metros baixo a superficie. Para obter o seu valor, determinaranse os espesores e_1 , e_2 , e_3 , e e_4 dos tipos terreo I, II, III e IV, respectivamente, existentes neses primeiros 30 m. Adoptarase como valor de C o valor medio obtido ao ponderar os coeficientes C_i de cada estrato co seu espesor e_i , en metros (m), mediante a expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} \quad (3.1)$$

O coeficiente C depende dos espesores e rixideces das capas de solo superficial existentes en cada punto, polo que poderá ser diferente en cada un dos apoios da ponte. Cando isto ocorra, terase en conta a súa repercusión no espectro de resposta, segundo as indicacións recollidas no punto 3.5.1.2.

3.3 Caracterización do movemento sísmico

Para aplicar os procedementos de cálculo do capítulo 4, os sismos de proxecto caracterizaranse, en xeral, mediante o seu espectro de resposta elástica. A máxima aceleración sísmica do terreo utilizarase como un valor de referencia para formar o espectro.

No punto 3.4 defínese a aceleración sísmica horizontal de cálculo, coa cal se establece o espectro de resposta, na forma indicada no punto 3.5, tanto para o sismo último de cálculo como para o sismo frecuente de cálculo e o de construción.

Para definir o movemento sísmico é necesario cuantificar as compoñentes do movemento en dirección horizontal e en dirección vertical. A acción sísmica horizontal descríbese mediante dúas compoñentes, en dirección lonxitudinal e transversal á ponte, consideradas como independentes e representadas mediante o mesmo espectro de resposta. O espectro correspondente á compoñente vertical poderase obter simplifícadamente a partir do horizontal de acordo coas indicacións recollidas no punto 3.5.1.1.

Deberase considerar a actuación conxunta das compoñentes nas diferentes direccións, seguindo os criterios recollidos no capítulo 4.

Nas pontes cuxos estribos e piares se apoién sobre terreos con diferenzas significativas nas súas características, poderase definir a acción sísmica mediante un espectro de resposta representativo do conxunto, segundo as indicacións do punto 3.5.1.3. Nalgúns casos, cando concorra algunha das circunstancias indicadas no punto 3.8, non será suficiente con isto e será necesario considerar un modelo da acción sísmica que teña en conta a variabilidade espacial.

Adicionalmente, o movemento sísmico pódese caracterizar mediante conxuntos de acelerogramas horizontais e verticais compatibles cos espectros de resposta citados, de acordo coas indicacións do punto 3.7.

3.4 Aceleración sísmica horizontal de cálculo

A aceleración sísmica horizontal de cálculo defínese como o produto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (3.2)$$

a_b Aceleración sísmica básica, segundo a Norma de construción sismorresistente NCSE-02, cuxo mapa sísmico se reproduce na figura 3.1 e cuxa listaxe por termos municipais se recolle no anexo 1. É o valor característico da aceleración horizontal da superficie do terreo, correspondente a un período de retorno de 500 anos.

ρ Coeficiente adimensional de risco, obtido como produto de dous factores: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$

γ_I Factor de importancia, función da importancia da ponte, cuxo valor figura no punto 2.3.

γ_{II} Factor modificador para considerar un período de retorno diferente de 500 anos. O produto ρa_b representa a aceleración sísmica horizontal correspondente a un período de retorno P_R . O valor desa aceleración pódese deducir dun estudo probabilista da perigosidade sísmica na localización da ponte. Na falta deste estudo, de forma aproximada pódese supor:

$$\gamma_{II} = (P_R / 500)^{0,4} \quad (3.3)$$

S Coeficiente de amplificación do terreo. Toma o valor:

$$\text{Para } \rho a_b \leq 0,1 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25} \quad (3.4a)$$

$$\text{Para } 0,1 \text{ g} < \rho a_b < 0,4 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \quad (3.4b)$$

$$\text{Para } 0,4 \text{ g} \leq \rho a_b \quad S = 1,0 \quad (3.4c)$$

C Coeficiente do terreo definido no punto 3.2

MAPA SÍSMICO DA NORMA SISMORRESISTENTE NCSE-02

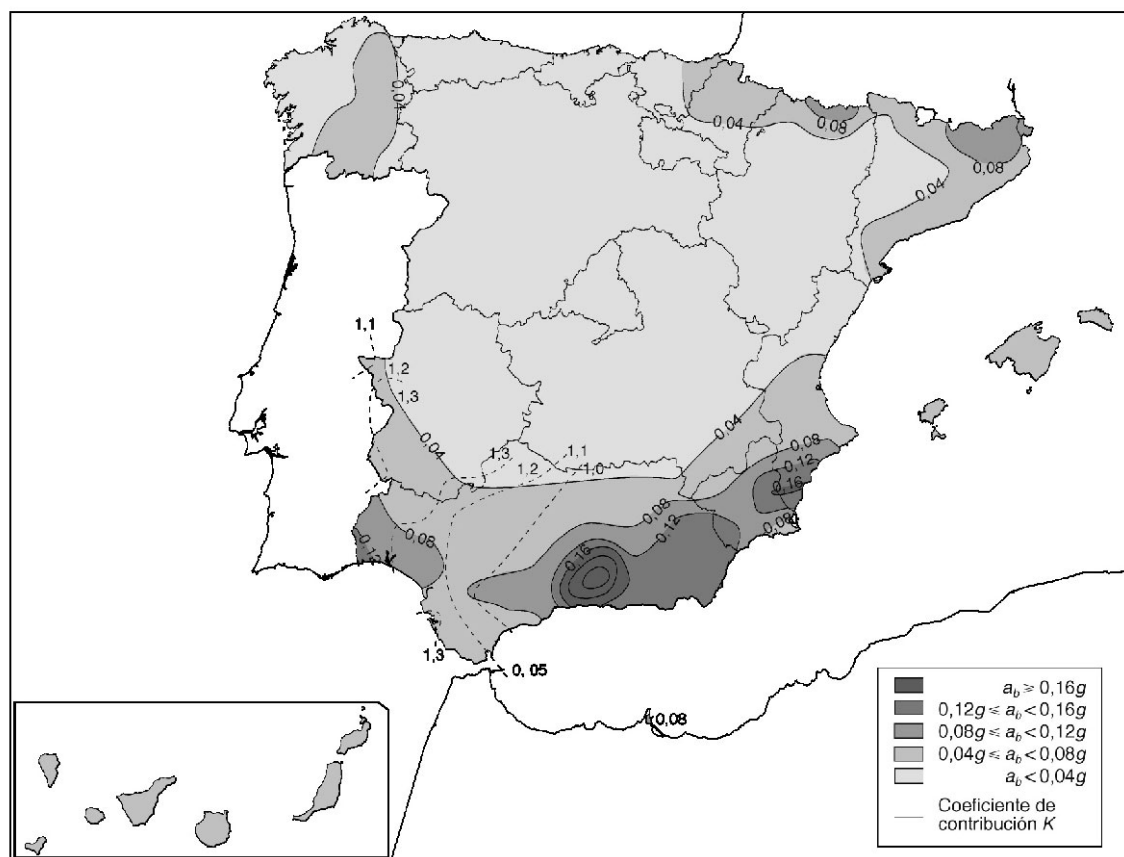


Figura 3.1 Mapa de perigosidade sísmica (segundo NCSE-02)

3.5 Espectros de resposta elástica

3.5.1 Espectros de aceleracións

3.5.1.1 *Compoñentes horizontais*

Para as compoñentes horizontais da acción sísmica, considerárase o seguinte espectro de resposta elástica de aceleracións $S_a(T)$, correspondente a un oscilador lineal simple.

$$0 \leq T \leq T_A: \quad S_a(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 v - 1) \right] a_c \quad (3.5a)$$

$$T_A \leq T \leq T_B: \quad S_a(T) = 2,5 v a_c \quad (3.5b)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_a(T) = 2,5 v \frac{T_B}{T} a_c \quad (3.5c)$$

$$T_C \leq T: \quad S_a(T) = 2,5 v \frac{T_B T_C}{T^2} a_c \quad (3.5d)$$

sendo:

a_c aceleración sísmica de cálculo definida no punto 3.4

v factor corrector dependente do amortecemento equivalente da estrutura, que se pode obter mediante a expresión:

$$v = (5 / \zeta)^{0,4} \geq 0,55 \quad \text{válida para } \zeta > 1\% \quad (3.6)$$

ζ é o índice de amortecemento, en porcentaxe, cuxo valor figura no punto 4.2.3.3 para cada tipo de sismo e de estrutura.

T_A, T_B, T_C valores do período que delimitan o espectro. Estes valores, que dependen do tipo de sismo de cálculo e do tipo de terreo de cimentación da ponte, obtéñense das expresións indicadas na táboa 3.2.

Sismo último de cálculo	Sismo frecuente de cálculo Sismo de construción
$T_A = K C / 10$	$T_A = K C / 20$
$T_B = K C / 2,5$	$T_B = K C / 5$
$T_C = K (2 + C)$	$T_C = K (1 + 0,5 C)$

Táboa 3.2 Valores do período que delimitan o espectro (en segundos)

K coeficiente de contribución, que se indica na figura 3.1 e no anexo 1

C coeficiente de terreo que se define no punto 3.2.

Na figura 3.2 móstrase a forma do espectro de aceleracións.

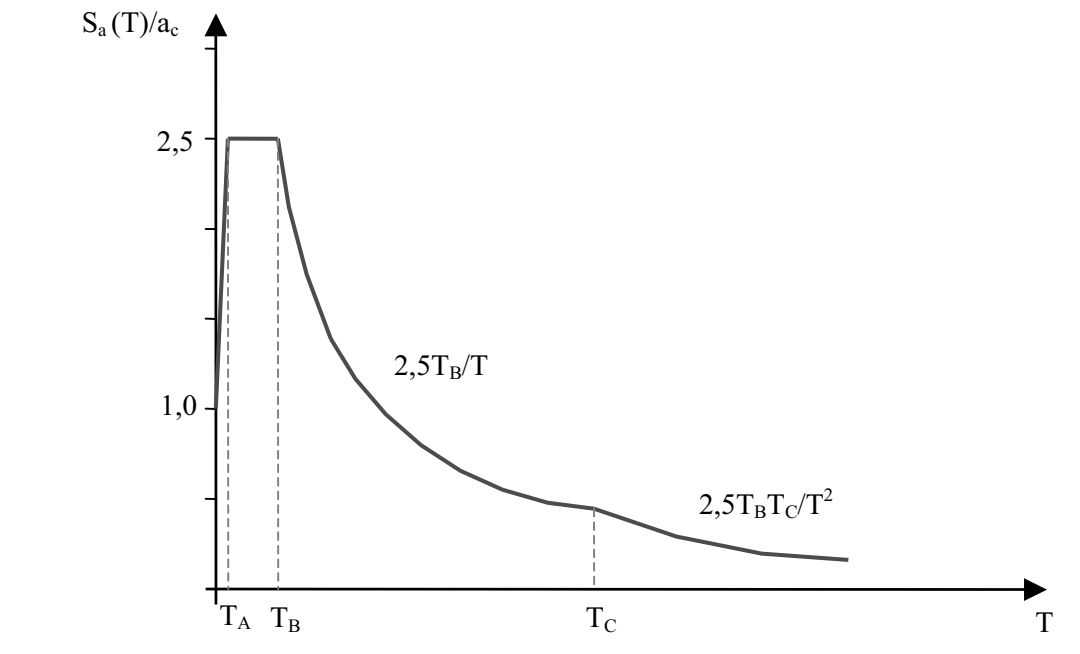


Figura 3.2 Forma do espectro de resposta de aceleracións para un índice de amortecemento $\zeta = 5\%$

Naqueles casos especiais en que o valor de C sexa maior que 1,8, o espectro de resposta definido coas regras anteriores pode non ser aplicable ás construcións con período fundamental maior de T_B . Neste caso, para $T > T_B$ tomarase $S_a(T) = 2,5 v a_c$, a menos que se determine un espectro de resposta específico da localización, cuxas ordenadas en ningún caso serán menores que as que se obterían coas expresións (3.5) (véxase punto 8.2.3).

3.5.1.2 Compoñente vertical

Na falta de estudos máis detallados, o espectro correspondente á compoñente vertical poderase obter simplifícadamente a partir do horizontal multiplicado por un factor igual a 0,7.

3.5.1.3 Espectro medio da localización

No caso de que as cimentacións dunha mesma estrutura se encontren sobre terreos con características diferentes, sempre que a diferenza entre os valores máximo e mínimo do coeficiente C sexa menor de 0,4, poderase considerar como espectro representativo da localización o que resulta de considerar un coeficiente C igual á media ponderada dos valores correspondentes a cada apoio, segundo a seguinte expresión:

$$C = \frac{\sum_k R_k}{\sum_j R_j} C_k \quad (3.7)$$

onde:

R_k reacción na base do piar k cando o taboleiro, considerado ríxido, se somete a un desprazamento unidade

$\sum_j R_j$ suma das reaccións en todos os apoios, obtidas como se indica no parágrafo anterior

C_k coeficiente C correspondente ás condicións da cimentación do apoio k

De forma simplificada, e na falta dunha estimación dos valores de R_k contidos na expresión anterior, poderase adoptar como espectro representativo da localización a envolvente dos espectros correspondentes a cada cimentación.

Cando a diferenza entre o valor máximo e o mínimo do coeficiente C sexa maior de 0,4, adoptarase como espectro representativo da localización a envolvente dos correspondentes a cada cimentación.

3.5.2 Espectro de desprazamentos

O espectro de resposta elástica de desprazamentos, S_d , pódese obter do de aceleracións, S_a , mediante a expresión:

$$S_d(T) = S_a(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (3.8)$$

Para períodos suficientemente maiores que T_C poderanse considerar, logo de xustificación, valores menores que os que se deducen a partir da expresión (3.5d), pero nunca menores que o desprazamento sísmico da superficie do terreo d_c definido no punto 3.6.

3.6 Velocidade e desprazamento máximos do terreo

A velocidade e o desprazamento horizontais máximos da superficie do terreo pódense estimar por medio das seguintes expresións:

$$v_c = 0,2 T_B a_c \quad (3.9a)$$

$$d_c = 0,025 T_B T_C a_c \quad (3.9b)$$

onde a_c é a aceleración sísmica horizontal de cálculo, definida no punto 3.4, e T_B e T_C son os períodos do espectro de resposta que se definen no punto 3.5.1.

3.7 Acelerogramas

Os acelerogramas deberán ser elixidos entre os rexistrados, ou xerados artificialmente, de forma que se axusten ao espectro de resposta elástica para un amortecemento do 5%, definido no punto 3.5.1. Deberán, ademais, ter unha duración representativa do movemento esperable en cada caso.

Cando o cálculo sísmico se realice utilizando acelerogramas, debido á súa variabilidade, será necesario calcular a estrutura con diferentes conxuntos de acelerogramas. En xeral, serán necesarios pares coherentes de acelerogramas horizontais e, cando sexa preciso considerar a compoñente vertical do sismo, tríos coherentes formados por dous acelerogramas horizontais e un vertical.

Os acelerogramas xerados pertencentes ao mesmo conxunto (par de dous acelerogramas horizontais ou trío de dous horizontais e un vertical) deberán ser estatisticamente independentes.

3.8 Variabilidade espacial

En determinadas circunstancias, os movementos sísmicos nos distintos apoios da ponte poden ser o suficientemente diferentes como para que este feito requira unha consideración especial.

Será necesario considerar a variabilidade espacial na caracterización da acción sísmica cando se presente algunha das circunstancias seguintes:

- Trazos topográficos moi acusados
- Pontes de gran lonxitude

O tratamento da variabilidade espacial da acción sísmica será obxecto dun estudo especial.

4 CÁLCULO

4.1 Métodos de cálculo

Esta norma recolle o *cálculo modal espectral* como método de cálculo tipo para avaliar o efecto da acción sísmica sobre as pontes. Este método consiste nun cálculo elástico das respostas dinámicas máximas para todos os modos significativos da estrutura, usando as ordenadas do espectro de resposta e combinando estatisticamente as contribucións modais (punto 4.2). Este tipo de cálculo débese efectuar en todos os casos e constituirá a referencia básica para o proxecto da ponte.

A evolución no tempo da resposta non lineal da estrutura poderase estudar por calquera procedemento que permita analizar os efectos de segunda orde e o comportamento non lineal dos materiais. En particular, poderase utilizar o método de integración directa paso a paso, usando os acelerogramas de cálculo, tendo en conta os efectos das accións gravitatorias e case-permanentes concorrentes co sismo (punto 4.3). Este *método dinámico non lineal no tempo* poderase utilizar cando se considere necesario afondar no comportamento postelástico da estrutura e sempre tras un cálculo modal espectral de referencia.

Será necesario afondar no comportamento postelástico da estrutura, para comprobar as condicións de ductilidade adoptadas simplificadaamente no cálculo modal espectral, cando se proxecte con comportamento dúctil unha ponte irregular, co sentido indicado para este termo no punto 4.2.2.

Nestes casos, como alternativa ao método dinámico non lineal no tempo, poderase utilizar o *método do empurre incremental*. É un método estático non lineal en que se analiza a estrutura sometida ás cargas gravitatorias de valor constante e a cargas horizontais, monotonamente crecentes, que representan unha compoñente da acción sísmica (punto 4.4). Neste método débense ter en conta a non-linealidade mecánica debida ao material e a non-linealidade xeométrica debida aos efectos de segunda orde. Este procedemento utilizarase en casos especiais como os indicados no parágrafo anterior e unicamente como complemento do cálculo modal espectral para confirmar as hipóteses adoptadas nel.

O estudo da evolución no tempo estará especialmente indicado cando estea prevista a colocación na ponte de dispositivos cuxo comportamento sexa non lineal, como amortecedores, disipadores de enerxía, dispositivos de illamento sísmico, etc. Tamén nese caso se efectuará en primeiro lugar un cálculo modal espectral, considerando para eses elementos unhas propiedades lineais equivalentes.

4.2 Cálculo modal espectral

4.2.1 Acción sísmica

Para a aplicación do método de cálculo modal espectral, a acción sísmica representarase mediante os espectros de resposta elástica definidos no punto 3.5.

O cálculo da ponte pódese efectuar considerando separadamente as compoñentes lonxitudinal, transversal e vertical da acción sísmica. Os efectos correspondentes a cada compoñente combinaranse de acordo coas indicacións do punto 4.2.4.3.

En xeral, non será necesario ter en conta os efectos da compoñente vertical da acción sísmica sobre os piares, salvo no caso de tipoloxías en que os esforzos inducidos por esta compoñente poidan ser comparables aos xerados polo sismo horizontal (piares inclinados e arcos).

No caso de tableiros de formigón pretensado, será necesario ter en conta a compoñente vertical ascendente da acción sísmica.

Tamén será necesario avaliar os efectos da compoñente vertical sobre todos os apoios e elementos de unión.

Naqueles casos en que se estableza, de acordo co capítulo 2, que a estrutura vai ter un comportamento dúctil ou de ductilidade limitada baixo a acción do sismo último de cálculo, utilizarase un espectro de resposta reducido de acordo coa seguinte expresión:

$$S_{a,r}(T) = \frac{1}{q} S_a(T) \quad (4.1)$$

onde:

$S_{a,r}(T)$	espectro de resposta reducido ou espectro de cálculo
$S_a(T)$	espectro de resposta elástica correspondente ao sismo último de cálculo
q	factor de comportamento, segundo o punto 4.2.2

Cando se estude a resposta da estrutura baixo a acción do sismo frecuente, o espectro de cálculo será sempre o espectro de resposta elástica.

4.2.2 Factor de comportamento

O factor de comportamento defínese globalmente para toda a estrutura e é un índice da súa ductilidade.

Para o cálculo na dirección vertical, débese tomar sempre un factor de comportamento de valor $q = 1,0$.

Para cada compoñente horizontal da acción sísmica, débese determinar un factor de comportamento q , cuxos valores, en xeral, serán diferentes. Para determinar o factor de comportamento en cada dirección horizontal, teranse en conta os valores máximos que figuran na táboa 4.1, así como as limitacións a eses valores recollidas nos puntos 4.2.2.1 e 4.2.2.2.

O valor máximo que se pode adoptar para o factor de comportamento está estreitamente relacionado coa regularidade da estrutura. Para os efectos da aplicación desta norma, considerarase que unha ponte é regular, en relación co comportamento dúctil, cando as rótulas plásticas aparezan practicamente de forma simultánea na maioría dos piares (véxase punto 4.2.2.2).

Se unha ponte se proxecta para que se comporte con ductilidade limitada, os valores do factor de comportamento que figuran no punto 4.2.2.1 son aplicables con independencia da regularidade ou irregularidade da estrutura.

4.2.2.1 Factor de comportamento en pontes regulares

Os valores máximos do factor de comportamento q , aplicables a cada compoñente horizontal da acción sísmica, especificanse na táboa 4.1, en función do tipo de elemento en que se van producir as plastificacións e en función do tipo de comportamento desexado para a estrutura (dúctil ou con ductilidade limitada).

Se unha ponte dispón de distintos tipos de elementos dúctiles, débese tomar como factor q o correspondente ao grupo que máis contribúa á resistencia sísmica.

TIPO DE ELEMENTO DÚCTIL	Tipo de comportamento	
	Ductilidade limitada	Dúctil
Piases de formigón armado: Piases verticais traballando a flexión ⁽¹⁾ Piases inclinados traballando a flexión	1,5 1,2	3,5 $\lambda(\alpha_s)$ 2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Piases de aceiro Piases verticais traballando a flexión Piases inclinados traballando a flexión Piases con arriostamentos centrados Piases con arriostamentos descentrados ⁽²⁾	1,5 1,2 1,5 -	3,5 2,0 2,5 3,5
Estribos rixidamente unidos ao taboleiro En xeral Marcos encaixados no terreo	1,5 1,0	1,5 1,0
Arcos	1,2	2,0
⁽¹⁾ $\alpha_s = L / h$ é o índice de cortante do piar, sendo L a distancia desde a rótula plástica ata o punto de momento nulo e h o canto da sección transversal Se $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1$ Se $1 \leq \alpha_s < 3$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		
⁽²⁾ Esta tipoloxía estrutural só está indicada cando se desexe un tipo de comportamento dúctil		

Táboa 4.1 Factor de comportamento en pontes regulares

Con independencia do tipo de elemento, cando a maior parte da acción sísmica sexa transmitida a través de apoios elastoméricos, tomarase para o factor de comportamento un valor $q = 1$.

Cando os elementos dúctiles sexan de formigón armado, os valores indicados na táboa 4.1 só son válidos se o axil reducido η_k é inferior a 0,30.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (4.2)$$

onde:

N_{Ed} axil na rótula plástica correspondente á combinación sísmica
 A_c área da sección transversal
 f_{ck} resistencia característica do formigón

Se $0,3 < \eta_k \leq 0,6$, débese tomar un factor de comportamento máximo q_r de valor reducido:

$$q_r = q - \left(\frac{\eta_k}{0,3} - 1 \right) (q - 1) \geq 1 \quad (4.3)$$

Se $\eta_k > 0,6$, tomarase $q_r = 1,0$, o que equivale a considerar un comportamento elástico.

Os valores do factor q dados na táboa 4.1 para estruturas con comportamento dúctil pódense utilizar só se as rótulas plásticas previstas están situadas en zonas nas cales sexa posible levar a cabo a súa inspección e reparación. En caso contrario, débense multiplicar por un factor redutor de valor 0,6.

As estruturas cuxa masa siga esencialmente o movemento horizontal do solo, é dicir, aquelas que non sofren unha amplificación significativa respecto á aceleración horizontal do solo, débense calcular utilizando a aceleración sísmica horizontal de cálculo e un factor de comportamento de valor $q = 1$. Estas estruturas caracterízanse por ter un valor moi baixo do período natural na dirección horizontal considerada ($T \leq 0,03$ s). Os estribos conectados co taboleiro mediante un elemento flexible pertencen, en xeral, a este tipo de estruturas (véxase punto 8.5.2.1).

4.2.2.2 Factor de comportamento en pontes irregulares

Unha forma de estimar cuantitativamente a irregularidade dunha ponte para a cal se prevexa un comportamento dúctil é comparar entre si as demandas de ductilidade nos piares. Para iso, será necesario previamente calcular a dimensión dos piares considerando que a ponte é regular e seguir despois o procedemento indicado a continuación:

a) Para cada piar i calcúlase, na zona onde se prevé a formación da rótula, o factor redutor local r_i :

$$r_i = \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} q \quad (4.4)$$

onde:

q	factor de comportamento global, segundo o punto 4.2.2.1
$M_{Ed,i}$	valor de cálculo do momento flector correspondente á combinación sísmica, obtido a partir do espectro de resposta reducido
$M_{Rd,i}$	valor de cálculo do momento resistente

Na estimación dos factores r_i pódese prescindir dalgúns piares se a suma da súa contribución na resistencia do cortante sísmico total, inducido na dirección considerada, é menor do 20% deste.

b) A partir dos valores extremos de r_i obtidos no paso anterior, defínese o índice seguinte:

$$p = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \quad (4.5)$$

c) Considérase que unha ponte ten un comportamento irregular, na dirección considerada, cando:

$$p > 2 \quad (4.6)$$

Se, como resultado do proceso anterior, a ponte resulta irregular na dirección considerada, aplicarase o método do empurre incremental seguindo as indicacións do punto 4.4 ou ben repetirase o cálculo modal espectral cun factor de comportamento reducido q_r , tal como se define a continuación:

$$q_r = \frac{2}{p} q \geq q_{dl} \quad (4.7)$$

sendo q_{dl} o factor de comportamento correspondente ao caso de ductilidade limitada, cuxos valores figuran na táboa 4.1.

4.2.3 Modelo estrutural

O modelo estrutural da ponte definirase discretando a estrutura cun número suficiente de graos de liberdade para representar adecuadamente as distribucións de masa, rixidez e amortecemento.

O modelo debe ser capaz de reproducir os modos de vibración máis importantes da estrutura que poidan ser activados pola acción sísmica. Tamén debe permitir os modos locais, como a vibración de piares entre arco e taboleiro.

4.2.3.1 Masa

No modelo de cálculo, considerárase a participación das masas correspondentes ás accións que están presentes na combinación sísmica definida no punto 2.4.

Cando existan piares somerxidos, débese considerar a masa de auga engadida por arrastre no movemento horizontal.

A masa débese concentrar en puntos que posúan os graos de liberdade de desprazamento pertinentes. Estes puntos deben ser seleccionados en número e posición suficientes para que non se produzan perdas da masa total mobilizada polo sismo. Ademais, a masa débese distribuír da forma máis fiel posible á súa posición real, tendo en conta os posibles modos de vibración, globais e locais.

4.2.3.2 Rixidez

Para determinar as características de rixidez a flexión no modelo de cálculo, considerárase a sección bruta dos elementos.

Os apoios elastoméricos normais modelízanse mediante elementos elásticos lineais, con capacidade de deformación por cortante e, no caso oportuno, por compresión. Terase en conta o indicado respecto ás características dos apoios nos puntos 7.3 e 7.6.

En xeral, é conveniente ter en conta os efectos da interacción dinámica entre terreo e estrutura, incluíndo no modelo o terreo circundante. A consideración destes efectos é necesaria nos casos de estruturas ríxidas apoiadas sobre solos brandos.

A flexibilidade do terreo nos apoios poderase simular mediante sistemas de resortes. Naqueles casos en que sexa difícil estimar uns valores fiables das propiedades mecánicas do solo, a análise levarase a cabo utilizando os valores máximos e mínimos estimados. Para o cálculo de esforzos, utilizarase o valor máximo da rixidez do solo e, para o cálculo de desprazamentos, utilizarase o valor mínimo.

4.2.3.3 Amortecemento

Como valor do índice de amortecemento da estrutura tomarase o que corresponda segundo a táboa 4.2, salvo que se xustifique adecuadamente outro valor.

Tipo de estrutura	Baixo a acción do sismo frecuente de cálculo	Baixo a acción do sismo último de cálculo
Pontes de aceiro Pontes de formigón pretensado Pontes mixtas	2	4
Pontes de formigón armado	3	5

Táboa 4.2 Valores recomendados para o índice de amortecemento ζ (en porcentaxe)

Para os apoios elastoméricos normais suporase un índice de amortecemento igual ao do resto da estrutura.

Cando se teñan en conta os efectos da interacción dinámica entre terreo e estrutura, incluírase o amortecemento do terreo de cimentación, que ten dúas compoñentes: o amortecemento interno, debido ao comportamento friccional e histerético e o amortecemento de radiación, debido á perda de enerxía nas ondas radiadas cara ao infinito desde as interfases coa cimentación.

4.2.4 Procedemento de cálculo

A partir das ordenadas do espectro de resposta reducido, definido no punto 4.2.1, e utilizando o modelo da estrutura establecido segundo o punto 4.2.3, determinarase mediante un cálculo elástico, de acordo coas leis da mecánica e cos principios do cálculo de estruturas, a resposta dinámica máxima da estrutura para todos os modos de vibración significativos. A resposta global da estrutura obterase mediante unha combinación estatística das contribucións modais máximas.

4.2.4.1 Modos significativos

Deberanse considerar no cálculo todos aqueles modos cuxa contribución á resposta estrutural sexa significativa.

Se M é a masa total da ponte e M_i a masa correspondente a un modo de vibración, considerarase que a condición anterior se cumpre se a suma das masas modais mobilizadas, correspondentes aos modos considerados $(\sum M_i)_c$, alcanza cando menos o 90% da masa total M .

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0,90 \quad (4.8)$$

Se, excepcionalmente, unha vez considerados todos os modos en que $T \geq 0,033s$, non se alcanza a porcentaxe de masa indicada no parágrafo anterior, o número de modos considerados poderase considerar aceptable sempre que se cumpra a condición seguinte:

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0,7 \quad (4.9)$$

e, nese caso, os valores finais dos efectos da acción sísmica multiplicaranse polo factor α definido na expresión (4.10).

$$\alpha = \frac{41 - 30\eta}{14} \quad (4.10)$$

onde:

$$\eta = \frac{(\sum M_i)_c}{M} \quad (4.11)$$

4.2.4.2 Combinación de respostas modais

Unha vez efectuados os cálculos modais, o valor máximo E do efecto da acción sísmica (esforzos, desprazamentos, etc) obterase, en xeral, mediante a raíz cadrada da suma dos cadrados dos efectos modais E_i .

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.12)$$

O valor E do efecto da acción sísmica considerarase actuando nos dous sentidos.

Cando dous modos teñan períodos naturais moi próximos, a regra anterior queda do lado da inseguranza e débense aplicar regras de combinación máis precisas. Considerarase que os períodos $T_j \leq T_i$ son moi próximos cando a relación $\rho = T_j / T_i$ supera o valor $0,1/(0,1+\zeta)$, onde ζ é o índice de amortecemento, expresado en tanto por un.

4.2.4.3 Combinación de compoñentes da acción sísmica

O valor máximo do efecto das accións E debido á actuación simultánea da acción sísmica nas direccións horizontais X e Y, e na dirección vertical Z, pódese estimar a partir dos efectos máximos E_x , E_y e E_z , debidos ás compoñentes independentes da acción sísmica segundo cada eixe, de acordo coa regra cuadrática:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.13)$$

Alternativamente, pódese utilizar como acción sísmica de proxecto A_{Ed} a peor das combinacións seguintes:

$$A_{Ex} \cup 0'30 A_{Ey} \cup 0'30 A_{Ez} \quad (4.14a)$$

$$0'30 A_{Ex} \cup A_{Ey} \cup 0'30 A_{Ez} \quad (4.14b)$$

$$0'30 A_{Ex} \cup 0'30 A_{Ey} \cup A_{Ez} \quad (4.14c)$$

onde A_{Ex} , A_{Ey} e A_{Ez} son as accións nas tres direccións citadas, tendo en conta as consideracións feitas no punto 4.2.1 para a compoñente vertical.

4.2.4.4 Corrección de desprazamentos en pontes con comportamento dúctil

En estruturas con comportamento dúctil ou de ductilidade limitada, os desprazamentos d_E^e obtidos do cálculo modal espectral co espectro reducido multiplicaranse pola ductilidade en desprazamentos μ para obter os desprazamentos sísmicos de cálculo d_E :

$$d_E = \pm \mu \cdot d_E^e \quad (4.15)$$

μ O valor de μ depende da zona do espectro en que se encontre o período fundamental T da estrutura na dirección considerada:

$$\text{se } T \geq 1,25 T_B \quad \mu = q \quad (4.16)$$

$$\text{se } T < 1,25 T_B \quad \mu = (q - 1) \frac{1,25 T_B}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (4.17)$$

onde:

q factor de comportamento considerado no cálculo dos desprazamentos d_E^e

T_B valor do período que figura na definición do espectro de resposta elástica, segundo o punto 3.5.1.1

4.3 Cálculo dinámico non lineal no tempo

4.3.1 Acción sísmica

Para a realización deste tipo de cálculos, a acción sísmica estará caracterizada por acelerogramas, actuando de forma simultánea, de acordo coas indicacións que, en canto a número e características destes, figuran no punto 3.7. Teranse en conta os efectos das accións gravitatorias e doutras accións case permanentes concorrentes coa acción sísmica.

4.3.2 Modelo estrutural

O modelo estrutural debe ter en conta as necesidades do tipo de cálculo que se realiza. Ademais de cumprir o dito no punto 4.2.3, a discretación do modelo permitirá representar adecuadamente o comportamento postelástico dos materiais (véxanse o anexo 3 e o anexo 4) e os efectos de segunda orde.

Admítese o uso dun amortecemento tipo Rayleigh na banda de frecuencias de interese. O índice de amortecemento non incluíra o amortecemento hysterético inherente ao comportamento non lineal do material se este xa está tido en conta no propio modelo.

En estruturas que dispoñan de equipamentos de amortecemento teranse en conta as características non lineais de tales equipamentos, de acordo coa información facilitada polo fabricante.

4.3.3 Procedemento de cálculo e verificación

Efectuarase unha integración directa paso a paso no tempo, utilizando polo menos tres pares de acelerogramas horizontais independentes.

Como resultado final dos cálculos estruturais, tomarase o valor medio dos resultados máximos correspondentes a cada conxunto (pares ou tríos) de acelerogramas, multiplicado polo seguinte coeficiente:

$$c_N = 1 + \frac{0,352}{\sqrt{N}} \quad (4.18)$$

onde N é o número de conxuntos de acelerogramas utilizados.

Non é necesario verificar os distintos elementos estruturais a flexocompresión, posto que tal verificación é inherente ao cálculo non lineal. No entanto, débese verificar que no taboleiro non se producen plastificacións significativas.

Si é necesario, no entanto, verificar todos os elementos fronte a modos de fallo non dúctiles, como o cortante, así como o fallo do terreo de cimentación. Para iso, tomarase como esforzos solicitantes o valor máximo das respostas estruturais para o conxunto dos acelerogramas utilizados.

Cando este método se utilice para comprobar as condicións de ductilidade adoptadas no cálculo modal espectral, será necesario verificar que a demanda de deformación é inferior á capacidade de deformación das rótulas plásticas. Esta verificación poderase efectuar en termos de rotacións:

$$\theta_{p,E} \leq \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_R} \quad (4.19)$$

onde:

$\theta_{p,E}$	rotación total da rótula plástica resultado do cálculo non lineal
$\theta_{p,u}$	capacidade de rotación da rótula obtida da curvatura última
γ_R	factor de seguranza

4.4 Cálculo estático non lineal. Método do empurre incremental

A aplicación deste procedemento consiste en efectuar un cálculo estático da estrutura sometida a unhas forzas horizontais progresivamente crecentes, que representan o efecto da compoñente horizontal da acción sísmica, e ao

resto das accións que participan na combinación sísmica (véxase capítulo 2) co seu valor constante. No cálculo terase en conta a non-linealidade mecánica dos materiais e a non-linealidade xeométrica debida aos efectos de segunda orde.

Este método, que pode ser aplicado á estrutura completa da ponte ou a elementos dela, debe ser empregado unicamente como complemento do cálculo modal espectral nos casos indicados no punto 4.1. Os obxectivos perseguidos coa súa aplicación son os seguintes:

- Estimación da secuencia de formación e distribución final das rótulas plásticas.
- Estimación da redistribución de esforzos subseguinte á formación de rótulas.
- Determinación da curva carga-desprazamento da estrutura e determinación das demandas de deformación local nas rótulas plásticas ata chegar ao desprazamento máximo provocado pola acción sísmica.

4.4.1 Acción sísmica

Neste método, a acción sísmica represéntase mediante un sistema de cargas horizontais que producen unha deformación homotética á do modo fundamental de vibración na dirección estudada.

Estas cargas aplícanse de forma incremental ata que se alcanza un desprazamento límite, verificando que non se produce a rotura de ningunha sección ou elemento estrutural da ponte ou perda de equilibrio.

4.4.2 Modelo estrutural

O modelo da ponte debe ser adecuado para a análise non lineal que se aborda. Deberase coidar especialmente a discretación, que debe ser compatible coas hipóteses adoptadas de comportamento dos materiais que constitúen a estrutura e o procedemento empregado para ter en conta a non-linealidade xeométrica.

En particular, se se trata de estruturas ou elementos de formigón estrutural, debe estar adecuadamente representado o comportamento non lineal do formigón confinado en compresión e o comportamento non lineal dos aceiros activos ou pasivos que constitúen a armadura (véxanse ecuacións constitutivas definidas no anexo 3).

Para elementos ou estruturas metálicas, débese representar o comportamento non lineal do aceiro en tracción, do aceiro en compresión, os efectos específicos derivados dos problemas de crocadura de chapas delgadas, etc.

No caso de elementos mixtos, débese representar o comportamento non lineal dos materiais constitutivos, aceiro e formigón, tal como se indica nos parágrafos anteriores.

En todos os casos, utilizaranse leis constitutivas para os materiais con valores medios da resistencia.

4.4.3 Procedemento de cálculo e verificación

O método do empurre incremental débese aplicar en dúas direccións horizontais:

- Na dirección lonxitudinal, definida polo centro das dúas seccións extremas do taboleiro.
- Na dirección transversal, ortogonal á anterior.

En cada dirección, o incremento de carga levarase a cabo de forma progresiva ata que no centro de gravidade do taboleiro se alcance un desprazamento límite de valor igual ao desprazamento resultante do cálculo modal espectral, na dirección estudada, realizado tomando un valor do factor de comportamento $q = 1$, para a peor das seguintes combinacións das compoñentes da acción sísmica: $A_{Ex} \cup 0'30 A_{Ey}$ ou ben $0'30 A_{Ex} \cup A_{Ey}$.

Os incrementos de carga horizontal Δf_i aplicados en cada nivel sobre cada nó i do modelo deben ser proporcionais ao peso G_i da parte da estrutura correspondente a ese nó e a unha función de forma Ψ_i :

$$\Delta f_i = \Delta f G_i \Psi_i \quad (4.20)$$

onde Ψ_i é proporcional ao desprazamento do nó i na dirección estudada correspondente ao modo de vibración que teña o maior factor de participación nesa dirección.

Para a función de forma nos piares encaixados, poderase utilizar alternativamente a seguinte aproximación:

$$\Psi_i = \Psi_T \frac{z_i}{z_p} \quad (4.21)$$

sendo:

- Ψ_T valor da función de forma no nó de unión entre taboleiro e piar
- z_i altura do nó i respecto á cimentación do piar
- z_p altura do piar

En cada dirección, considerarase que se alcanza a deformación última da ponte cando, nalgunha das rótulas, a rotación producida pola carga arriba definida iguala a súa capacidade de rotación, segundo a expresión (4.19). Se, nesta situación, o desprazamento do centro de gravidade do taboleiro é menor que o desprazamento límite establecido para a dirección estudada, considerarase que o dimensionamento é insatisfactorio e será necesario reconsiderar as hipóteses de partida.

Nunha ponte recta, o desprazamento lonxitudinal das cabezas de piar cando están encaixadas no taboleiro coincide co desprazamento do seu centro de gravidade. Neste caso, as demandas de rotación nas rótulas pódense estimar directamente a partir do desprazamento límite.

Unha vez alcanzado o desprazamento límite e despois de comprobar que non se superou a capacidade de rotación das rótulas plásticas, será necesario verificar as condicións seguintes:

- Non se produciron plastificacións significativas no taboleiro.
- Non se produciron levantamentos por liñas de apoio.
- Non se produciron fallos de tipo non dúctil.

5 COMPROBACIÓNS RESISTENTES

5.1 Introducción

As comprobacións que é necesario efectuar para verificar o comportamento estrutural dunha ponte en situación sísmica son diferentes segundo cal sexa o comportamento estrutural previsto para ela no proxecto (dúctil, de ductilidade limitada ou esencialmente elástico).

Para que se cumpra o requisito fundamental de *ausencia de colapso* establecido no capítulo 2, deberanse efectuar as comprobacións indicadas na táboa 5.1, segundo o tipo de comportamento, baixo a acción do sismo último de cálculo e, de ser o caso, do sismo de construción. No caso de pontes proxectadas con comportamento dúctil, se se trata de pontes irregulares, será necesario efectuar unha comprobación adicional, seguindo as indicacións que a este respecto figuran no capítulo 4.

O requisito fundamental de *limitación de dano*, que se debe verificar baixo a acción do sismo frecuente de cálculo, poderase considerar cumprido sen necesidade de efectuar comprobacións adicionais se, para o sismo último de cálculo, o comportamento da ponte é esencialmente elástico ou de ductilidade limitada. Se para o sismo último de cálculo a ponte ten un comportamento dúctil, será necesario efectuar as comprobacións indicadas na táboa 5.1 para o sismo frecuente de cálculo.

Neste capítulo, establécense a metodoloxía e as condicións da comprobación da capacidade resistente das seccións e elementos estruturais, cuxa resposta foi analizada mediante cálculo modal espectral ou algún método lineal equivalente. Se o método de cálculo empregado é non lineal, seguirase o procedemento de verificación establecido nos puntos 4.3 ou 4.4.

Como se indica na táboa 5.1, os detalles específicos dos distintos elementos estruturais ou partes da estrutura, necesarios para asegurar o comportamento desexado, están definidos no capítulo 6. As comprobacións relativas a lonxitudes de entrega de tableiros, largo de xunturas e comprobación de apoios están especificadas no capítulo 7.

Acción	Comportamento	Comprobacións	Referencia
Sismo último de cálculo Sismo durante a construción (só en caso necesario)	Dúctil	ELU segundo criterios de proxecto por capacidade	Punto 5.3.1
		Comprobación de nós contiguos ás rótulas	Punto 5.3.1
		Detalles específicos en zonas de rótulas plásticas	Capítulo 6
		Lonxitudes de entrega e largo de xunturas	Punto 7.2
	Ductilidade limitada	Estudo do comportamento postelástico (só en pontes irregulares)	Capítulo 4
		ELU segundo instrucións de materiais	Punto 5.3.2
		Detalles específicos en zonas de rótulas plásticas	Capítulo 6
	Esencialmente elástico	Lonxitudes de entrega e largo de xunturas	Punto 7.2
		ELU segundo instrucións de materiais	Punto 5.3.3
	Sismo frecuente de cálculo (só se, baixo o sismo último de cálculo, o comportamento é dúctil)	Elástico	Lonxitudes de entrega e largo de xunturas
Condición de ausencia de plastificacións			Punto 5.4
		Movementos de xunturas	Punto 7.1

Táboa 5.1 Comprobacións estruturais

5.2 Materiais que se utilizarán en pontes de zonas sísmicas

Para pontes en zonas sísmicas, con independencia do tipo de comportamento que se adopte, utilizaranse os materiais que se indican a continuación.

En elementos de formigón estrutural, utilizaranse armaduras de alta ductilidade como as definidas na Instrución EHE.

En elementos de aceiro estrutural e nas súas unións, o material cumprirá as condicións de ductilidade exixidas na normativa específica.

5.3 Comprobacións para o sismo último de cálculo

As comprobacións que se recollen neste punto son comprobacións de resistencia de seccións e de elementos estruturais e varían segundo cal sexa o comportamento previsto para a estrutura no proxecto.

O resto de comprobacións ou condicións que é necesario cumprir para o sismo último de cálculo detállanse noutros capítulos, segundo se indica na táboa 5.1.

Cando, de acordo co capítulo 2, sexa necesario estudar a resposta da ponte baixo a acción dun sismo de construción, as comprobacións necesarias serán as mesmas que as aquí indicadas, coa combinación de accións correspondente ao dito sismo.

Nas comprobacións de estados límite últimos, utilizaranse os coeficientes parciais de seguraza dos materiais definidos para situacións accidentais de proxecto nas instrucións de materiais pertinentes.

5.3.1 Comprobacións en estruturas con comportamento dúctil

5.3.1.1 Principios xerais do proxecto por capacidade

Nas estruturas con comportamento dúctil, a deformación plástica concéntrase en zonas localizadas onde se forman rótulas, nas cales prevalecen as deformacións de flexión.

O proxecto sísmico debe comezar por identificar as zonas nas cales se formarán as rótulas plásticas da ponte (véxase punto 2.6.1). As seccións das zonas de rótulas plásticas denomínanse, de aquí en diante, seccións dúctiles. As seccións situadas fóra destas zonas denomínanse seccións non dúctiles ou, de ser o caso, seccións protexidas por capacidade.

A capacidade resistente, tanto das seccións dúctiles como das non dúctiles, obtérase de acordo cos criterios definidos para estes efectos polas instrucións de materiais que corresponda, con algunhas particularidades cando así se indique especificamente neste capítulo. Adicionalmente, deberánse cumprir as regras construtivas que se definen no capítulo 6, para garantir a ductilidade que se supuxo no cálculo de esforzos.

Os esforzos solicitantes que interveñen nas verificacións resistentes non son en todos os casos os que resultan do cálculo modal espectral definido no punto 4.2, senón que se deben modificar de acordo cos criterios de *proxecto por capacidade*.

Segundo estes criterios, os esforzos transversais solicitantes nas seccións dúctiles serán os máximos compatibles coa capacidade resistente real á flexocompresión. Con estes esforzos transversais, efectuarase a comprobación en estado límite último.

Nas zonas protexidas por capacidade, os esforzos solicitantes serán os máximos compatibles coa capacidade resistente real á flexocompresión das seccións dúctiles correspondentes.

5.3.1.2 Momento de sobrerresistencia en rótulas plásticas e esforzos asociados

Para a determinación do esforzo cortante asociado ao de flexión composta nas seccións dúctiles e os esforzos máximos que poden actuar nas seccións protexidas por capacidade, é necesario efectuar primeiro unha estimación da resistencia real á flexocompresión das seccións dúctiles, que se denomina momento de sobrerresistencia, M_o .

O momento de sobrerresistencia calcularase mediante a expresión seguinte:

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (5.1)$$

onde:

M_{Rd} Momento flector último da sección dúctil, na dirección e sentido considerados, calculado de acordo cos criterios de estado límite último establecidos polas instrucións de materiais, en presenza do axil correspondente á combinación sísmica definida no punto 2.4, tendo en conta as armaduras lonxitudinais realmente existentes na sección transversal e cos coeficientes parciais de seguraza para os materiais correspondentes a situacións accidentais.

γ_o Coeficiente de sobrerresistencia para o cal, en xeral, se tomará un valor $\gamma_o = 1,35$

No caso de elementos de formigón armado, que dispoñen da armadura de confinamento definida no punto 6.2.2.3, cando se cumpra que $\eta_k > 0,1$ deberase incrementar o valor do coeficiente de sobrerresistencia ata:

$$\gamma_o = 1,35 [1 + 2(\eta_k - 0,1)^2] \quad (5.2)$$

sendo η_k o axil reducido definido no punto 4.2.2.1.

Nos elementos que conteñen seccións dúctiles, a partir do momento de sobrerresistencia, determínase a lei de momentos que se deberá considerar no resto das seccións, supoñendo, segundo se indica na figura 5.1, que esa lei é lineal. Os esforzos así obtidos denomínanse esforzos por capacidade.

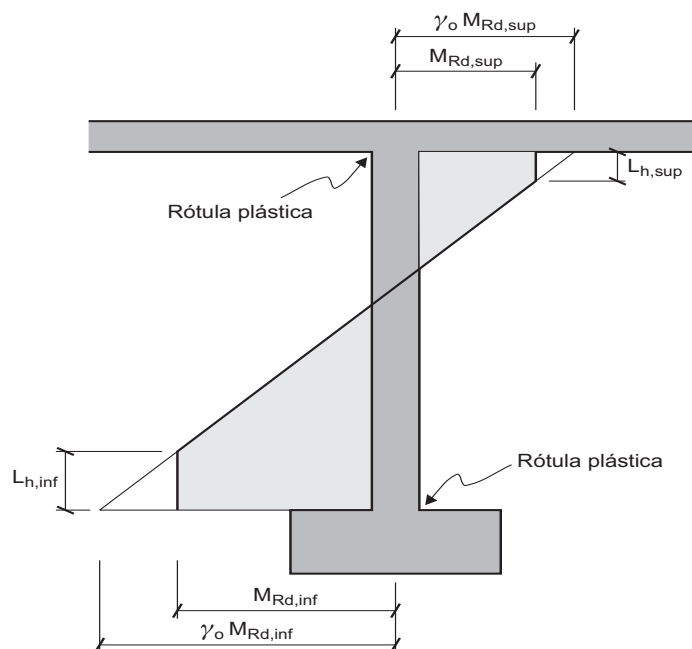


Figura 5.1 Distribución de momentos por capacidade M_C para piares en ménsula e piares encaixados

A lonxitude L_h (figura 5.1), ao longo da cal o momento por capacidade M_C está limitado polo momento flector último M_{Rd} , é a lonxitude teórica de cada rótula plástica. Esta lonxitude delimita a zona de rótula plástica respecto á zona protexida por capacidade, unicamente para os efectos das comprobacións que figuran nos puntos 5.3.1.3 e 5.3.1.4.

O cortante máximo transmitido por cada piar, V_C , será o correspondente á lei definida polos momentos flectores de sobrerresistencia.

Para un piar en ménsula de altura H , o máximo esforzo cortante por capacidade poderase calcular mediante a expresión seguinte:

$$V_{C,max} = \frac{\gamma_0 M_{Rd}}{H} \quad (5.3)$$

No caso dun piar bi-encaixado, poderase calcular mediante a expresión:

$$V_{C,max} = \frac{|\gamma_0 M_{Rd,inf}| + |\gamma_0 M_{Rd,sup}|}{H} \quad (5.4)$$

Os esforzos por capacidade deberanse calcular, en xeral, para cada sentido da acción sísmica tanto na dirección lonxitudinal como transversal.

No caso de que algún apoio esvaradío participe no mecanismo plástico de colapso, a máxima forza horizontal que pode transmitir suporase igual a $\gamma_{of} R_{df}$, onde $\gamma_{of} = 1,3$ é o factor de amplificación da fricción polo envellecemento do material e R_{df} é a máxima forza de fricción que é capaz de transmitir o apoio.

Nas pontes proxectadas con comportamento dúctil, no caso de elementos onde non se prevé a formación de rótulas plásticas e que teñen que resistir esforzos cortantes transmitidos por apoios elastoméricos, os esforzos de proxecto por capacidade obteranse a partir da deformación máxima dos apoios elastoméricos, correspondente ao desprazamento de cálculo do taboleiro e considerando a rixidez do apoio incrementada nun 30%.

Os esforzos por capacidade calculados cos criterios definidos neste punto estarán limitados superiormente, para os efectos das comprobacións resistentes, polos que resultarían na hipótese de comportamento esencialmente elástico.

5.3.1.3 Comprobación das seccións dúctiles

— *Estado límite de esgotamento fronte a solicitacións normais*

Deberase verificar que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.5)$$

sendo:

M_{Ed} Momento flector solicitante correspondente á combinación sísmica, considerando o espectro de resposta reducido definido pola expresión (4.1) e incluíndo, se procede, os efectos de segunda orde

M_{Rd} Momento flector último definido no punto 5.3.1.2

No caso de elementos de formigón, a armadura lonxitudinal debe ser constante e efectiva en toda a lonxitude da rótula L_h indicada na figura 5.1.

No caso de elementos metálicos ou mixtos, só se permitirá a formación de rótulas plásticas en seccións compactas.

— *Estado límite de esgotamento fronte a cortante*

Deberase verificar que:

$$V_C \leq V_{Rd} \quad (5.6)$$

sendo:

V_C Esfuerzo cortante por capacidade na rótula, segundo as expresións (5.3) ou (5.4)

V_{Rd} Esfuerzo cortante último segundo instrucións de materiais, tomando, no caso de elementos de formigón, como dimensións da sección as do formigón confinado e considerando que o ángulo entre as bielas de compresión e a armadura principal de tracción é de 45°.

5.3.1.4 *Comprobación das seccións protexidas por capacidade*

— *Estado límite de esgotamento fronte a solicitacións normais*

Deberase verificar que:

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (5.7)$$

sendo:

M_C Momento por capacidade definido no punto 5.3.1.2 (figura 5.1)

M_{Rd} Momento flector último da sección, segundo as instrucións de materiais, tendo en conta a interacción co axil correspondente á combinación sísmica

— *Estado límite de esgotamento fronte a cortante*

Deberase verificar que:

$$V_C \leq V_{Rd} \quad (5.8)$$

sendo:

V_C Esfuerzo cortante por capacidade definido no punto 5.3.1.2

V_{Rd} Esfuerzo cortante último segundo os criterios habituais nas instrucións de materiais

5.3.1.5 *Comprobación de nós contiguos ás rótulas*

Os nós contiguos ás rótulas plásticas, é dicir, os encaixes de piares dúctiles con cimentación ou taboleiro, débense dimensionar para resistir o esforzo cortante vertical V_v indicado na expresión seguinte.

$$V_v = \frac{M_0}{z_p} - V_C \quad (5.9)$$

onde:

M_0 momento de sobrerresistencia da rótula (segundo expresión (5.1))

z_p brazo mecánico do mecanismo de flexión do piar

V_C esforzo cortante no elemento transversal (cimentación ou taboleiro), na zona adxacente á cara de tracción do piar, correspondente aos esforzos por capacidade da rótula

Para os efectos da comprobación, suporase que o largo efectivo do nó está limitado polo largo do piar máis a metade do seu canto e, no caso dun piar cilíndrico, por vez e media o seu diámetro.

Ademais de efectuar a comprobación indicada na expresión (5.9), nos nós adxacentes ás rótulas plásticas, as tensións principais de compresión σ_c e de tracción σ_t deben cumprir as condicións seguintes:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{cd} \quad (5.10)$$

$$\sigma_t \leq 4,0 f_{ctd} \quad (5.11)$$

sendo:

f_{cd} resistencia de cálculo do formigón en compresión
 f_{ctd} resistencia de cálculo do formigón en tracción

As tensións principais poderanse obter a partir das expresións seguintes:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.12)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.13)$$

onde:

σ_v tensión vertical media (carga vertical transmitida polo piar dividido pola súa área)
 σ_h tensión horizontal media (forza horizontal transmitida polo taboleiro ou, de ser o caso, pola cimentación dividida pola área efectiva da conexión vertical)
 τ tensión tanxencial media (momento de sobrerresistencia da rótula plástica dividido polo brazo mecánico efectivo da rótula e pola área efectiva da conexión vertical)

No capítulo 6, punto 6.2.3, recóllense algúns criterios de armado específicos para os nós.

5.3.2 Comprobacións en estruturas con ductilidade limitada

En pontes proxectadas con ductilidade limitada, as verificacións de seccións e elementos estruturais en estado límite último deberanse efectuar de acordo coa condición seguinte:

$$E_d \leq R_d \quad (5.14)$$

onde:

E_d esforzos de cálculo correspondentes á combinación sísmica, considerando o espectro de resposta reducido definido pola expresión (4.9), cun factor de comportamento $q \leq 1,5$, e incluíndo, se procede, os efectos de segunda orde
 R_d capacidade resistente da sección de acordo coas instrucións de materiais pertinentes (cos coeficientes parciais de seguraza correspondentes a verificacións de estado límite último en situación accidental)

Para verificar a resistencia á cortante, adoptarase o valor de E_d correspondente á combinación sísmica cos efectos da acción sísmica multiplicados polo factor de comportamento utilizado no cálculo.

No caso de elementos metálicos ou mixtos, as seccións nas cales se prevea a formación de rótulas plásticas serán compactas.

5.3.3 Comprobacións en estruturas con comportamento esencialmente elástico

En pontes proxectadas con comportamento esencialmente elástico, as verificacións de seccións e elementos estruturais en estado límite último deberanse efectuar de acordo coa expresión (5.14), coa excepción de que, neste caso, o valor do factor de comportamento é $q = 1$.

5.4 Comprobacións para o sismo frecuente de cálculo

Cando, de acordo co punto 5.1, sexa necesario comprobar que baixo a acción do sismo frecuente de cálculo a estrutura se comporta elasticamente, tal comprobación levarase a cabo da forma indicada a continuación.

Nas seccións onde se prevé que baixo a acción do sismo último de cálculo se formarán rótulas plásticas, a condición de ausencia de plastificacións baixo o sismo frecuente de cálculo quedará asegurada se, para a combinación sísmica correspondente, se verifica o seguinte:

- En seccións de formigón estrutural, a tensión na armadura non alcanza o límite elástico do aceiro e a máxima deformación unitaria no formigón é inferior á deformación de rotura do formigón á compresión simple.
- En seccións metálicas, a tensión de comparación definida na normativa en vigor non supera o límite elástico do aceiro.
- En seccións mixtas, as tensións e deformacións dos distintos materiais están dentro dos límites indicados nos parágrafos anteriores.

6 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

6.1 Introducción

Os criterios que se expoñen neste capítulo teñen como obxectivo conseguir que as pontes situadas en zona sísmica teñan as características de ductilidade necesarias, compatibles coa definición da acción sísmica e os requisitos de comportamento exixidos.

En estruturas ás cales se lles exige comportamento dúctil, estes criterios aseguran, en termos de curvaturas e rotacións, que as zonas onde se prevé a formación de rótulas plásticas teñan unha capacidade de deformación suficiente para garantir o dito comportamento.

En estruturas ás cales se lles exige un comportamento con ductilidade limitada, neste capítulo establécense uns requirimentos mínimos específicos para as zonas críticas. En estruturas con comportamento elástico, aínda que estritamente non requiran detalles específicos, recoméndase a aplicación dalgunhas condicións mínimas.

Os criterios contidos neste capítulo son aplicables aos piares e aos nós en apoios entre estes e a cimentación ou o taboleiro. Os aspectos específicos dos apoios e os conectores sísmicos trátanse no capítulo 7 e os relativos a alicerces e estribos, no capítulo 8.

6.2 Elementos estruturais de formigón

Os elementos estruturais de formigón deberán cumprir os requisitos que figuran na instrución EHE para estruturas sometidas á acción sísmica. En concreto, teranse en conta os aspectos seguintes:

- Criterios xerais de armado en zona sísmica.
- Exixencias dimensionais para piares ocos, que limiten a esvelteza das paredes.
- Criterios para a armadura lonxitudinal en piares, que permitan conseguir a ductilidade prevista.
- Armadura transversal de confinamento en piares. No caso de estruturas con comportamento dúctil ou de ductilidade limitada, deberase dispor unha armadura transversal de confinamento nas zonas de rótulas plásticas, cunhas exixencias específicas en canto á súa contía mecánica, disposición xeométrica e ancoraxe.
- Armado de nós en apoios entre piares e taboleiro ou cimentación. Os detalles de armado e a solución de ancoraxe de barras realizaranse tendo en conta que, durante a actuación do sismo, se pode producir a inversión de esforzos. No caso de piares encaixados no taboleiro, será necesario estimar un largo de taboleiro que será efectivo para a transmisión de momentos.

6.3 Elementos estruturais metálicos

As unións situadas en zonas de disipación de enerxía, zonas de rótulas plásticas, deberanse proxectar e executar de forma que se minimize a concentración de deformacións plásticas, a xeración de tensións residuais e a aparición de defectos de fabricación. As unións soldadas situadas nestas zonas serán a tope con penetración total.

Nas zonas de disipación de enerxía e nas zonas protexidas por capacidade, todas as unións aparafusadas ou con soldaduras en ángulo se proxectarán cunha sobrerresistencia de polo menos un 20% respecto ao que establece a normativa de elementos metálicos.

6.4 Elementos estruturais mixtos

Son de aplicación os criterios xerais de armado en zona sísmica para elementos estruturais de formigón, aos cales se fai referencia no punto 6.2, e os indicados no punto 6.3 para elementos estruturais metálicos.

Os piares mixtos deben cumprir unhas exixencias dimensionais que limiten a esvelteza das paredes metálicas en función da ductilidade prevista para a estrutura.

Cando as chapas non dispoñan de conexión específica co formigón, só se poderá considerar a súa contribución á capacidade resistente da sección mixta de se encontraren na zona comprimida da sección.

No caso de piares con sección caixón ou tubos recheos de formigón, a parte metálica da sección poderase considerar, na zona de rótulas plásticas, como armadura transversal de confinamento mencionada no punto 6.2. Neste caso, se ademais se considerou a sección metálica contribuíndo a resistir tensións lonxitudinais deberase comprobar o estado de tensións bidimensional xerado.

7 ELEMENTOS DE UNIÓN

7.1 Xunturas de taboleiro

As xunturas de taboleiro deben ser capaces de absorber o valor de cálculo do desprazamento total en situación sísmica para o caso do sismo frecuente de cálculo, $d_{E,d,f}$. Este valor poderase determinar da forma seguinte:

$$d_{E,d,f} = d_{E,f} + d_{G^*} + \alpha d_T \quad (7.1)$$

onde:

$d_{E,f}$ desprazamento debido ao sismo frecuente de cálculo que, na falta dunha estimación máis precisa, se poderá tomar igual a:

$$d_{E,f} = 0,4 d_E \quad (7.2)$$

onde d_E é o desprazamento sísmico debido ao sismo último de cálculo obtido segundo a expresión (4.15) do punto 4.2.4.4

d_{G^*} desprazamento debido ás accións reolóxicas

d_T desprazamento debido á acción térmica

α factor redutor (véxase comentario)

Cando os efectos de segunda orde sexan significativos, débense engadir á expresión anterior.

O desprazamento sísmico $d_{E,f}$ relativo entre dúas partes independentes da ponte pódese estimar mediante a regra da raíz cadrada da suma dos cadrados dos desprazamentos de cada parte.

7.2 Entregas mínimas

É necesario prever unha lonxitude de entrega mínima do taboleiro sobre os elementos de sustentación, sempre que se poidan producir desprazamentos relativos entre eles en situación sísmica.

Esta lonxitude de entrega debe ser tal que, baixo a acción do sismo último de cálculo, o elemento de soporte manteña a súa función de sustentación.

Nos estribos, a entrega mínima poderase determinar como segue:

$$L_{e,estribo} = L_m + d_s + d_{ef} \quad (7.3)$$

onde:

L_m lonxitude mínima capaz de garantir a transmisión da reacción vertical, nunca menor de 0,40 m

d_s desprazamento relativo entre o estribo e o taboleiro debido á variación espacial do desprazamento sísmico do solo:

$$d_s = 2d_c \frac{L}{L_{ref}} \leq 2d_c \quad (7.4)$$

con:

d_c desprazamento horizontal máximo da superficie do terreo, segundo a expresión (3.9b) do punto 3.6

L lonxitude de taboleiro entre o estribo e un apoio fixo (véxase comentario)

L_{ref} distancia a partir da cal se pode considerar que os movementos do solo non teñen correlación. Para estes efectos, poderase tomar $L_{ref} = 400$ m

d_{ef} desprazamento sísmico efectivo do taboleiro debido á deformación da estrutura, estimado como segue:

- Para taboleiros unidos aos piares mediante encaixe ou mediante aparellos de apoio fixos na dirección lonxitudinal:

$$d_{ef} = d_{Ed} \quad (7.5)$$

onde d_{Ed} é o desprazamento en situación sísmica para o caso do sismo último de cálculo, cuxo valor, pola súa vez, se determinará como segue:

$$d_{Ed} = d_E + d_{G^*} + \Psi_2 d_T \quad (7.6)$$

sendo Ψ_2 o factor de combinación case-permanente para a acción térmica e as demais variables co mesmo significado que na expresión (7.1).

- Para taboleiros unidos aos piares ou a un estribo mediante conectores sísmicos cunha folgura s :

$$d_{ef} = d_{Ed} + s \quad (7.7)$$

co mesmo valor de d_{Ed} que na expresión (7.6).

En caso dunha xuntura intermedia entre dous elementos do taboleiro, a lonxitude de entrega de cada un deles sobre o piar deberá ser:

$$L_{e,piar} = L_{e,estribo} + d_{E,piar} \quad (7.8)$$

con $L_{e,estribo}$ segundo a expresión (7.3) e sendo $d_{E,piar}$ o desprazamento sísmico da coroación do piar debido ao sismo último de cálculo obtido segundo a expresión (4.15) do punto 4.2.4.4.

7.3 Aparellos de apoio

Os aparellos de apoio deben estar dimensionados de forma que quede asegurada a integridade estrutural da ponte para os desprazamentos debidos á acción do sismo último de cálculo. Esta condición considerarase cumprida de se teren en conta os criterios indicados neste punto para cada tipo de apoio.

Os aparellos de apoio deberán ser accesibles para a súa inspección, conservación e posible substitución.

7.3.1 Aparellos de apoio fixos

Os aparellos de apoio fixos débense dimensionar con criterios de proxecto por capacidade, aínda que estes criterios non se considerarán se resultan máis desfavorables que a hipótese de comportamento da ponte esencialmente elástica ($q = 1$).

Alternativamente, os aparellos de apoio fixos poderanse dimensionar unicamente para a combinación sísmica, definida no punto 2.4, sempre que se dispoñan ademais conectores sísmicos como mecanismo adicional de transmisión.

7.3.2 Aparellos de apoio móbiles

Os aparellos de apoio móbiles deben admitir sen dano o desprazamento na situación sísmica correspondente ao sismo último de cálculo, d_{Ed} , obtido de acordo coa expresión (7.6).

Nas unións con aparellos de apoio móbiles, o taboleiro deberá contar coa lonxitude de entrega mínima segundo as indicacións do punto 7.2.

7.3.3 Aparellos de apoio elastoméricos

Os apoios elastoméricos poden ser utilizados con algunha das disposicións seguintes:

- Nalgún elemento de sustentación illado, piar ou estribo, sen participación na resistencia fronte á acción sísmica, que é resistida mediante a conexión do taboleiro a outros elementos de sustentación (apoios fixos ou encaixes).
- En todos ou nalgúns dos elementos de sustentación, sen participación na resistencia fronte á acción sísmica, en combinación con conectores sísmicos proxectados para resistir a acción sísmica.
- En todos os elementos de sustentación, para resistir as accións sísmicas e non sísmicas.

No último caso, cando toda a acción sísmica de cálculo sexa resistida por apoios elastoméricos normais, considerarase que a ponte está illada e, polo tanto, será de aplicación o indicado no punto 7.6.

Como valor nominal do módulo de elasticidade transversal do elastómero G_b , poderase adoptar o seguinte: $G_b=1,1G$, sendo G o módulo de elasticidade transversal convencional aparente do elastómero.

7.4 Dispositivos de ancoraxe vertical

Será necesario prever dispositivos de ancoraxe vertical naqueles apoios en que a reacción vertical producida polo sismo de cálculo supere as seguintes porcentaxes da reacción de compresión debida á carga permanente:

- 80% en estruturas proxectadas con comportamento dúctil, coa reacción vertical producida polo sismo determinada con criterios de proxecto por capacidade correspondente á situación en que todas as rótulas plásticas desenvolveron o seu momento de sobrerresistencia.
- 50% en estruturas proxectadas con comportamento elástico ou con ductilidade limitada, coa reacción vertical producida polo sismo, sen considerar outras accións, determinada incluíndo a compoñente sísmica vertical.

Estas condicións refírense á reacción vertical por liña de apoios e non son aplicables a apoios individuais.

En cada apoio individual, será necesario comprobar que non se produce levantamento para a combinación de accións correspondente á situación sísmica de cálculo, definida no punto 2.4, con $\gamma_{Q,1}=0$.

7.5 Conectores sísmicos

En xeral, a acción sísmica transmitírase a través dos apoios dispostos entre o taboleiro e a subestrutura, aínda que tamén se poden utilizar conectores sísmicos para este cometido. Os conectores sísmicos deberán, en xeral, permitir os desprazamentos debidos ao resto das accións sen transmitiren cargas significativas.

Os conectores sísmicos poden ser chaves de corte, topes, cables ou porlóns de unión.

Ao igual que os aparellos de apoio, os conectores sísmicos deberán ser accesibles para a súa inspección, conservación e posible substitución.

Cando se utilicen conectores sísmicos, deben ser adecuadamente tidos en conta no modelo da estrutura. Como primeira aproximación, poderase considerar para estes unha relación lineal forza-desprazamento.

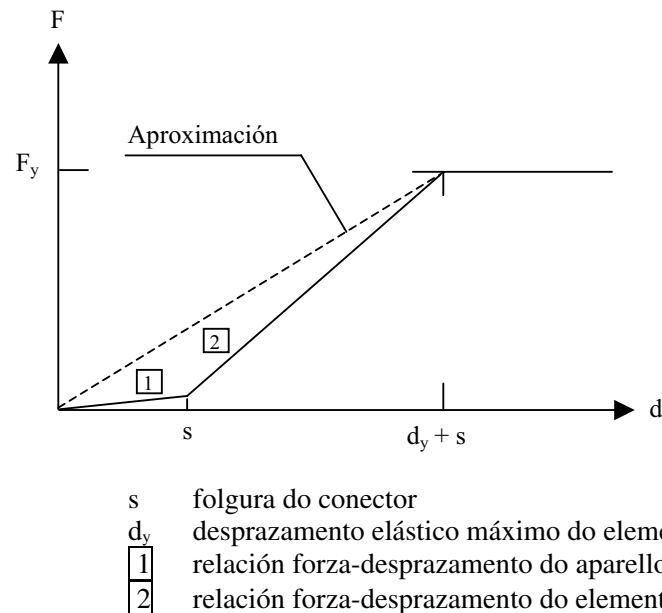


Figura 7.1 Relación forza-desplazamento para unha estrutura con conectores sísmicos

Os conectores sísmicos adoitan proxectarse con algunha das disposicións seguintes:

- Combinados cos aparellos de apoio elastoméricos se se precisan para transmitir a acción sísmica.
- Combinados con apoios fixos que non estean calculados con criterios de proxecto por capacidade.
- Entre taboleiro e estribo ou entre taboleiro e piar, en dirección lonxitudinal, cando existan apoios móbiles e non se cumpran os requisitos de entrega mínima segundo o establecido no punto 7.2.

Os conectores sísmicos mencionados nos parágrafos anteriores débense dimensionar con criterios de proxecto por capacidade, supoñendo que a resistencia horizontal dos aparellos de apoio é nula.

7.6 Sistemas de illamento sísmico

Os sistemas de illamento sísmico teñen como obxectivo reducir a resposta da estrutura fronte á acción sísmica horizontal. En xeral, esta redución conséguese aumentando o período fundamental da estrutura (o que dá lugar a unha redución dos esforzos e a un aumento dos desplazamentos), aumentando o amortecemento (o que reduce os desplazamentos e pode tamén reducir os esforzos) ou mediante unha combinación de ambas as solucións.

Para os efectos da aplicación desta norma, considérase que unha ponte está illada sísmicamente cando toda a acción sísmica horizontal de cálculo sexa resistida por apoios elastoméricos normais, cando a ponte estea equipada con dispositivos especiais para reducir a resposta fronte a esa acción ou cando se teña unha combinación de ambas as disposicións.

Nunha ponte con illamento sísmico, todos os elementos, coa excepción dos propios dispositivos especiais, deben permanecer no rango elástico baixo a acción do sismo último de cálculo.

En xeral, será necesario ter en conta a variación das propiedades do sistema de illamento polo envellecemento debido aos procesos de carga, as variacións de temperatura, contaminación, etc.

Para iso, consideraranse dous conxuntos de valores para as propiedades tanto dos apoios elastoméricos normais como dos dispositivos especiais e, salvo que se xustifique adecuadamente, efectuaranse dous cálculos: un, correspondente aos valores máximos, que en xeral dará lugar aos máximos esforzos en taboleiro e subestrutura, e

outro, correspondente aos valores mínimos, que en xeral dará lugar aos máximos desprazamentos do taboleiro e do sistema de illamento.

No caso dos apoios elastoméricos normais, poderanse considerar como valor máximo e mínimo do módulo de elasticidade transversal os seguintes:

$$G_{b,\min} = 0,9G \quad (7.9)$$

$$G_{b,\max} = 1,65G \quad (7.10)$$

sendo G o módulo de elasticidade transversal convencional aparente do elastómero.

Os criterios de comprobación establecidos nesta norma deberanse cumprir para os resultados obtidos con ambos os conxuntos de valores.

Debido á importancia que a capacidade de desprazamento do sistema de illamento ten na seguranza da estrutura, os elementos do sistema deberanse dimensionar para permitir uns desprazamentos incrementados nun 50% respecto aos desprazamentos totais en situación sísmica e para resistir as forzas correspondentes.

Os dispositivos especiais deben ser sometidos a probas adecuadas para comprobar o seu funcionamento baixo os desprazamentos de cálculo e as forzas correspondentes. As ditas probas basearanse en normas vixentes de ámbito nacional ou internacional.

8 ALICERCES E ESTRIBOS

8.1 Introducción

Neste capítulo trátase a comprobación de cimentacións e estribos de pontes, nos aspectos que son específicos da situación sísmica.

Ademais, danse algúns criterios xeotécnicos que é necesario ter en conta para levar a cabo a caracterización do terreo, exixida no punto 3.2, e para considerar a interacción terreo-estrutura no modelo de cálculo, cando sexa necesario segundo o punto 4.2.3.2.

8.2 Propiedades do terreo

Para os cálculos en que intervéñ o terreo de cimentación é necesario determinar a súa estratigrafía, resistencia e rixidez. Un parámetro que permite a determinación desta última é a velocidade de propagación das ondas elásticas transversais.

Para os efectos desta norma, os terreos clasifícanse segundo a súa natureza en rocha, solos granulares e solos cohesivos.

8.2.1 Resistencia

Os esforzos asociados á vibración sísmica toman a forma de carga rápida, polo que, en xeral, o comportamento do terreo queda definido mediante un proceso sen drenaxe. Cando non se prevexan fenómenos de licuación, a resistencia dos solos en condicións sísmicas poderase determinar a partir dos parámetros de cálculo correspondentes a unha rotura sen drenaxe baixo carga estática, no estado de consolidación correspondente ás forzas gravitatorias anteriores ao terremoto.

Cando o terreo de cimentación estea constituído por rocha, para as comprobacións resistentes poderanse utilizar os mesmos parámetros que no caso de situación non sísmica. A determinación destes parámetros levarase a cabo preferiblemente mediante ensaios *in situ* ou sobre probetas de rocha, segundo o caso.

8.2.2 Velocidade de propagación das ondas elásticas transversais

Nas pontes de importancia especial, cando a aceleración de cálculo a_c sexa maior ou igual que 0,16g ou cando se estimase un valor do coeficiente C, segundo o punto 3.2, maior ou igual que 1,6, a velocidade de propagación das ondas transversais v_s determinarase de forma directa, por medio de medicións xeofísicas en sondaxes.

8.2.3 Flexibilidade e amortecemento

Cando se considere necesario facer un estudo específico do lugar para analizar a amplificación da acción sísmica entre o substrato rochoso e a superficie do terreo e cando se queira analizar a interacción terreo-estrutura, determinarase o perfil de valores da rixidez transversal G mediante medicións xeofísicas en sondaxes da velocidade de propagación das ondas elásticas transversais v_s .

Cando se queira analizar a interacción terreo-estrutura, será tamén necesario definir o amortecemento do terreo. O amortecemento interno poderase determinar mediante ensaios de campo ou de laboratorio. Na falta de medidas directas, e para aceleracións de cálculo inferiores a 0,10 g, poderase adoptar un valor 0,03 para o índice de amortecemento interno.

8.3 Comprobacións relativas ao terreo de cimentación

A profundidade do terreo de cimentación que hai que considerar nas comprobacións que figuran neste punto determinarase, en cada caso, en función das características do terreo e do tipo de alicerce.

COMENTARIOS

8.3 Con carácter orientativo, poderanse considerar os valores de profundidade recollidos na táboa C.8.2:

Tipo de cimentación		Tipo de terreo	Profundidade mínima, z_{\min} [m]
Superficial (zapatas)		Caso xeral (excepto solos brandos)	$\max \{1,5B; 20 \text{ m}\}$
		Solos brandos	$\max \{10 + \sqrt{A}; 20 \text{ m}\}$
Profunda (estacas)	Por punta	Caso xeral	$\max \{z_o + 10D; z_o + 1,5B; z_o + 6; 20 \text{ m}\}$
	Por fuste		$\max \{L + 5D; 1,5(L + B); 20 \text{ m}\}$

Táboa C.8.2

onde:

- B dimensión menor, en planta, da zapata ou grupo de estacas
- A área de apoio do alicerce, expresada en metros cadrados [m^2]
- z_o profundidade do estrato ou nivel competente onde vaian apoiar as estacas, expresada en metros [m]
- D diámetro da estaca
- L lonxitude da estaca

8.3.1 Licuación

Para os efectos desta norma, defínese licuación como a diminución da resistencia ao corte nun solo non cohesivo saturado, debido ao aumento da presión intersticial durante un terremoto, podendo chegar a se producir a anulación da presión efectiva entre as súas partículas, así como deformacións permanentes significativas.

Cando o terreo de cimentación conteña capas ou lentellóns de areas situadas total ou parcialmente baixo o nivel freático, deberase avaliar a seguranza fronte ao fenómeno da licuación. Esta avaliación efectuarase tamén no caso de recheos areosos pouco compactos que poidan quedar baixo o nivel da auga.

Poderase evitar a comprobación da seguranza fronte á licuación cando se cumpra algunha das condicións seguintes:

- Solos areosos con máis dun 35 % de limos nos cales o valor normalizado do índice N do ensaio SPT sexa $N_{1,60} > 20$
- Solos areosos cun contido de finos menor ou igual que o 5% nos cales o valor normalizado do índice N do ensaio SPT sexa $N_{1,60} > 30$
- Solos areosos con máis dun 20 % de arxilas e índice de plasticidade $IP > 10$, sempre que a aceleración de cálculo a_c sexa menor que 0,15g

Cando a licuación resulte un aspecto crítico, deberanse proxectar as medidas adecuadas para a emenda da dita situación, como a substitución da zona potencialmente licuable, o emprego de técnicas de densificación ou de mellora do terreo ou o proxecto dunha cimentación profunda que transmita as cargas a capas de terreo non susceptibles de se licuaren.

8.3.2 Asentos inducidos pola vibración sísmica

Cando o terreo de cimentación inclúa a pouca profundidade capas potentes de solos granulares, deberase avaliar o posible asento inducido pola vibración sísmica, que deberá ser compatible coa seguraza da estrutura. Como primeira aproximación, poderase seguir o procedemento de cálculo de asentos recollido no anexo 5.

Tamén se poden producir asentos excesivos no caso de que o terreo de cimentación estea formado por solos cohesivos brandos, debido á súa degradación baixo a acción dun sismo.

8.4 Comprobacións relativas aos alicerces

As cimentacións das pontes non se usarán como fontes de disipación histerética de enerxía. É dicir, baixo a acción sísmica, deben ter un comportamento esencialmente elástico.

8.4.1 Esforzos de cálculo

Para os efectos das comprobacións resistentes das cimentacións, os esforzos solicitantes obteranse modificando os que resulten do cálculo modal espectral de acordo co criterio seguinte:

- En pontes proxectadas con comportamento esencialmente elástico, os esforzos solicitantes serán directamente os obtidos do cálculo modal espectral para a combinación sísmica de accións definida no punto 2.4.
- En pontes proxectadas con ductilidade limitada ($q \leq 1,5$), os esforzos solicitantes serán os obtidos do cálculo modal espectral para a combinación sísmica de accións, multiplicados polo factor de comportamento utilizado.
- En pontes proxectadas con comportamento dúctil ($q > 1,5$), os esforzos serán os obtidos aplicando os criterios de proxecto por capacidade, segundo o punto 5.3.1.

8.4.2 Verificacións resistentes de cimentacións superficiais

Efectuaranse as mesmas comprobacións resistentes (ELU) que en condicións normais de uso da ponte, considerando que sobre a cimentación actúan os esforzos indicados no punto 8.4.1 e adoptando os coeficientes de seguraza correspondentes a situacións accidentais. Os parámetros resistentes do terreo serán os especificados no punto 8.2.1.

Ademais, nas pontes proxectadas con comportamento dúctil, se se prevé a formación de rótulas na base dos piares, será necesario efectuar nas zapatas as comprobacións que figuran no punto 5.3.1.5 e dispor as armaduras indicadas nese mesmo punto.

Tendo en conta que baixo a acción do sismo, parte da cimentación pode perder a presión de contacto, disporase en todos os casos unha armadura principal na cara superior da zapata.

8.4.3 Verificacións resistentes de cimentacións profundas

Os elementos de cimentación profunda débense proxectar considerando que durante un terremoto van estar sometidos a dous tipos de forzas:

- a) As forzas transmitidas pola superestrutura, determinadas segundo o indicado no punto 8.4.1, que se representan mediante unha forza vertical, outra horizontal e un momento aplicados na base do encepado.
- b) As forzas cinemáticas debidas á deformación que lle impón o terreo circundante ao paso das ondas sísmicas.

O modelo de cálculo que se empregue para determinar os esforzos ao longo da estaca en situación sísmica debe reproducir o máis fielmente posible:

- A rixidez da estaca
- A rixidez lateral do terreo, considerando a magnitude das deformacións do solo e tendo en conta que a carga é cíclica
- A influencia entre estacas próximas
- A capacidade de rotación do encepado e da unión deste coas estacas

Efectuaranse as mesmas comprobacións resistentes (ELU) que en condicións normais de uso da ponte, adoptando os coeficientes de seguranza correspondentes a situacións accidentais e considerando os parámetros resistentes do terreo especificados no punto 8.2.1.

Cando unha estaca atravesese zonas do terreo con risco de licuación, conforme o especificado no punto 8.3.1, non se considerará a contribución das ditas zonas no cálculo da resistencia por fuste da estaca.

Ademais, nas pontes proxectadas con comportamento dúctil, se se prevé a formación de rótulas plásticas na base dos piares, será necesario efectuar nos encepados as comprobacións que figuran no punto 5.3.1.5 e dispor as armaduras indicadas nese mesmo punto.

Aínda que as estacas e pantallas, como elementos de cimentación, deben permanecer dentro do rango elástico durante un terremoto, é necesario asegurar unhas condicións mínimas de ductilidade en zonas críticas nas cales, en determinadas circunstancias, poderían chegar a se producir rótulas plásticas.

8.5 Estribos

8.5.1 Criterios construtivos

No extradorso dos estribos deberase dispor un recheo localizado de material granular, estendido en capas que se deberán compactar *in situ* adecuadamente, para alcanzar a maior continuidade posible co terreo natural ou os terrapléns de acceso, de ser o caso.

O sistema de drenaxe do extradorso deberá ter as características necesarias para admitir os movementos inducidos polo sismo sen perda de efectividade.

A lousa de transición, situada sobre o recheo localizado, deberase ancorar adecuadamente ao estribo para manter a súa funcionalidade baixo a acción do sismo.

8.5.2 Criterios de cálculo

Os elementos principais dos estribos deben ter un comportamento esencialmente elástico baixo a acción do sismo.

Débase garantir a ausencia de fenómenos de licuación e de asentos excesivos por efecto da vibración sísmica no material de recheo do extradorso.

Para verificar a seguranza dos estribos en situación sísmica, efectuaranse as mesmas comprobacións resistentes (ELU) que en condicións normais de uso da ponte, tendo en conta a amplificación dinámica dos empurres que actúan sobre eles e considerando as particularidades que, para cada tipo de estribo, se indican nos puntos 8.5.2.1 e 8.5.2.2.

Os coeficientes de seguranza serán os correspondentes a situacións accidentais.

8.5.2.1 Estribos con unión flexible ao taboleiro

Neste caso, o taboleiro apóiase no estribo mediante aparellos de apoio elastoméricos ou esvaradíos. Non se debe ter en conta ningún tipo de contribución dos aparellos de apoio á resistencia dos estribos fronte ao sismo.

Deberanse considerar as accións seguintes:

- a) Forzas transmitidas polos apoios. No caso de pontes proxectadas con comportamento dúctil, estas forzas determinaranse con criterios de proxecto por capacidade, de acordo co que se indica no punto 5.3.1.2 respecto á presenza de apoios esvaradíos e elastoméricos. No resto dos casos, as reaccións serán as que resulten do cálculo sísmico.
- b) Forzas de inercia do propio estribo incluíndo as da masa de terras confinadas polo estribo que poidan vibrar solidariamente con el.
- c) Empurre das terras, incluíndo o efecto sísmico e as características de solo somerxido onde proceda, que se poderá obter conforme o especificado no anexo 6.

Se a estimación do empurre de terras leva implicitamente aparelhada a hipótese dun certo desprazamento do estribo, este deberase ter en conta ao definir a separación entre taboleiro e estribo. Nese caso, tamén é necesario verificar que o dito desprazamento pode chegar a producirse sen que teña lugar a rotura do estribo. Poderase considerar que esta última condición se cumpre se o estribo se dimensiona a partir do empurre de terras definido no parágrafo anterior incrementado nun 30%.

- d) Empurre da auga nun ou en ambos os lados do estribo cando proceda, que se poderá obter conforme o especificado no anexo 6.

8.5.2.2 Estribos rixidamente unidos ao taboleiro

Neste caso, a conexión do taboleiro co estribo pode ser monolítica, ou ben, a través de aparellos de apoio fixos ou de dispositivos proxectados para resistir a acción do sismo. Estes estribos teñen unha participación importante na resposta sísmica da ponte, tanto na dirección lonxitudinal como transversal.

No modelo numérico débese representar adecuadamente a masa e rixidez do estribo, así como a elasticidade do terreo e o amortecemento de radiación. Cando na resistencia da ponte fronte ao sismo participen os piares ou outros elementos, ademais dos estribos, é conveniente efectuar o cálculo cos valores máximos e mínimos das características do solo (véxase punto 4.2.3.2), de forma que se obteñan os resultados máis conservadores tanto para os estribos como para os piares.

En xeral, cando os estribos estean rixidamente unidos ao taboleiro, o factor de comportamento considerado no cálculo deberá ser $q \leq 1,5$ (véxase táboa 4.1). Se o estribo está enterrado máis do 80% da súa altura nun terreo consistente, poderase considerar que o movemento da estrutura non sofre amplificación respecto ao do solo; neste caso, débese adoptar un valor do factor de comportamento $q = 1$ e as forzas de inercia determinaranse a partir da aceleración de cálculo a_c .

Na dirección lonxitudinal, deberanse considerar as accións seguintes:

- a) Forzas de inercia da estrutura, que se poden calcular utilizando o método do modo fundamental.
- b) Empurre das terras incluíndo o efecto sísmico e as características de solo somerxido, onde proceda, que se poderá obter en primeira aproximación conforme o especificado no anexo 6. Deberase considerar o empurre activo nun estribo (no mesmo sentido que as forzas de inercia) e o pasivo no outro. En xeral, só se poderá contar coa fracción do empurre pasivo que sexa compatible cos desprazamentos previstos.
- c) Empurre da auga en un ou en ambos os lados do estribo cando proceda, que se poderá obter conforme o especificado no anexo 6.

8.6 Marcos enterrados/soterrados

Se a monteira de terras sobre un marco ten un espesor inferior á metade da súa luz, poderanse seguir os criterios de cálculo especificados para o caso de estribos rixidamente unidos ao taboleiro.

Se o espesor da monteira é maior que a metade da súa luz, pódese considerar que a hipótese de resposta sísmica inercial dá lugar a uns resultados pouco axustados á realidade. Nese caso, o comportamento do marco en situación sísmica pódese analizar calculando a estrutura sometida aos movementos impostos pola deformación sísmica do terreo en campo libre (compatibilidade cinemática entre a estrutura e o terreo circundante).

Para estes efectos, pódese supor que no terreo se produce un campo de deformación tanxencial uniforme cunha deformación tanxencial de valor:

$$\gamma_s = \frac{v_c}{v_s(a_c)} \quad (8.1)$$

onde:

- γ_s deformación tanxencial
- v_c velocidade máxima do solo, definida no punto 3.6
- $v_s(a_c)$ velocidade de propagación das ondas elásticas transversais correspondente á aceleración do solo

ANEXO 1

VALORES DA ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA a_b E DO COEFICIENTE DE
CONTRIBUCIÓN K DOS TERMOS MUNICIPAIS CON $a_b \geq 0,04g$

(Organizado por Comunidades Autónomas)

Municipio	a_b/g	k		
ANDALUCÍA			LÁUJAR DE ANDARAX	0,14 (1,0)
			LÍJAR	0,14 (1,0)
			LUBRÍN	0,14 (1,0)
PROVINCIA DE ALMERÍA			LUCAINENA DE LAS TORRES	0,14 (1,0)
			LÚCAR	0,14 (1,0)
			MACAEL	0,14 (1,0)
			MARÍA	0,13 (1,0)
			MOJÁCAR	0,13 (1,0)
			MOJONERA, LA	0,13 (1,0)
			NACIMIENTO	0,14 (1,0)
			NÍJAR	0,14 (1,0)
			OHANES	0,14 (1,0)
			OLULA DE CASTRO	0,14 (1,0)
			OLULA DEL RÍO	0,14 (1,0)
			ORIA	0,14 (1,0)
			PADULES	0,14 (1,0)
			PARTALOA	0,14 (1,0)
			PATERNA DEL RÍO	0,14 (1,0)
			PECHINA	0,14 (1,0)
			PULPÍ	0,13 (1,0)
			PURCHENA	0,14 (1,0)
			RÁGOL	0,14 (1,0)
			RIOJA	0,14 (1,0)
			ROQUETAS DE MAR	0,13 (1,0)
			SANTA CRUZ DE MARCHENA	0,14 (1,0)
			SANTA FE DE MONDÚJAR	0,14 (1,0)
			SENÉS	0,14 (1,0)
			SERÓN	0,14 (1,0)
			SIERRO	0,14 (1,0)
			SOMONTÍN	0,14 (1,0)
			SORBAS	0,14 (1,0)
			SUFLÍ	0,14 (1,0)
			TABERNAS	0,14 (1,0)
			TABERNO	0,14 (1,0)
			TAHAL	0,14 (1,0)
			TERQUE	0,14 (1,0)
			TÍJOLA	0,14 (1,0)
			TRES VILLAS, LAS	0,14 (1,0)
			TURRE	0,13 (1,0)
			TURRILLAS	0,14 (1,0)
			ULEILA DEL CAMPO	0,14 (1,0)
			URRÁCAL	0,14 (1,0)
			VELEFIQUE	0,14 (1,0)
			VÉLEZ BLANCO	0,13 (1,0)
			VÉLEZ RUBIO	0,13 (1,0)
			VERA	0,14 (1,0)
			VIATOR	0,14 (1,0)
			VÍCAR	0,14 (1,0)
			ZURGENA	0,14 (1,0)
			PROVINCIA DE CÁDIZ	
			ALCALÁ DE LOS GAZULES	0,05 (1,2)
			ALCALÁ DEL VALLE	0,08 (1,0)
			ALGAR	0,06 (1,1)
			ALGECIRAS	0,04 (1,2)
			ALGODONALES	0,08 (1,0)
			ARCOS DE LA FRONTERA	0,06 (1,1)
ABLA	0,14	(1,0)		
ABRUCENA	0,14	(1,0)		
ADRA	0,14	(1,0)		
ALBÁNCHÉZ	0,14	(1,0)		
ALBOLODUY	0,14	(1,0)		
ALBOX	0,14	(1,0)		
ALCOLEA	0,14	(1,0)		
ALCÓNTAR	0,14	(1,0)		
ALCUDIA DE MONTEAGUD	0,14	(1,0)		
ALHABIA	0,14	(1,0)		
ALHAMA DE ALMERÍA	0,14	(1,0)		
ALICÚN	0,14	(1,0)		
ALMERÍA	0,14	(1,0)		
ALMÓCITA	0,14	(1,0)		
ALSODUX	0,14	(1,0)		
ANTAS	0,14	(1,0)		
ARBOLEAS	0,14	(1,0)		
ARMUÑA DE ALMANZORA	0,14	(1,0)		
BACARES	0,14	(1,0)		
BAYÁRCAL	0,14	(1,0)		
BAYARQUE	0,14	(1,0)		
BÉDAR	0,14	(1,0)		
BEIRES	0,14	(1,0)		
BENAHADUX	0,14	(1,0)		
BENITAGLA	0,14	(1,0)		
BENIZALÓN	0,14	(1,0)		
BENTARIQUE	0,14	(1,0)		
BERJA	0,14	(1,0)		
CANJÁYAR	0,14	(1,0)		
CANTORIA	0,14	(1,0)		
CARBONERAS	0,12	(1,0)		
CASTRO DE FILABRES	0,14	(1,0)		
CÓBDAR	0,14	(1,0)		
CUEVAS DEL ALMANZORA	0,14	(1,0)		
CHERCOS	0,14	(1,0)		
CHIRIVEL	0,14	(1,0)		
DALÍAS	0,14	(1,0)		
EJIDO, EL	0,14	(1,0)		
ENIX	0,14	(1,0)		
FÉLIX	0,14	(1,0)		
FINES	0,14	(1,0)		
FIÑANA	0,14	(1,0)		
FONDÓN	0,14	(1,0)		
GÁDOR	0,14	(1,0)		
GALLARDOS, LOS	0,14	(1,0)		
GARRUCHA	0,13	(1,0)		
GERGAL	0,14	(1,0)		
HUÉCIJA	0,14	(1,0)		
HUÉRCAL DE ALMERÍA	0,14	(1,0)		
HUÉRCAL OVERA	0,14	(1,0)		
ILLAR	0,14	(1,0)		
INSTINCIÓN	0,14	(1,0)		
LAROYA	0,14	(1,0)		

BARBATE	0,05	(1,2)	MONTORO	0,05	(1,0)
BARRIOS, LOS	0,04	(1,2)	MONTURQUE	0,07	(1,0)
BENALUP CASAS VIEJAS	0,05	(1,2)	MORILES	0,07	(1,0)
BENAOCAZ	0,07	(1,0)	NUEVA CARTEYA	0,06	(1,0)
BORNOS	0,07	(1,1)	OBEJO	0,04	(1,1)
BOSQUE, EL	0,07	(1,0)	PALENCIANA	0,08	(1,0)
CÁDIZ	0,07	(1,3)	PALMA DO RÍO	0,06	(1,1)
CASTELLAR DE LA FRONTERA	0,05	(1,1)	PEDRO ABAD	0,05	(1,0)
CONIL DE LA FRONTERA	0,05	(1,2)	POSADAS	0,06	(1,1)
CHICLANA DE LA FRONTERA	0,05	(1,3)	PRIEGO DE CÓRDOBA	0,09	(1,0)
CHIPIONA	0,08	(1,2)	PUENTE GENIL	0,06	(1,0)
ESPERA	0,07	(1,1)	RAMBLA, LA	0,06	(1,0)
GASTOR, EL	0,08	(1,0)	RUTE	0,09	(1,0)
GRAZALEMA	0,08	(1,0)	SAN SEBASTIÁN DE LOS		
JEREZ DE LA FRONTERA	0,06	(1,2)	BALLESTEROS	0,06	(1,0)
JIMENA DE LA FRONTERA	0,06	(1,1)	SANTAELLA	0,06	(1,0)
LÍNEA DE LA CONCEPCIÓN, LA	0,04	(1,1)	VALENZUELA	0,06	(1,0)
MEDINA SIDONIA	0,05	(1,2)	VICTORIA, LA	0,06	(1,0)
OLVERA	0,08	(1,0)	VILLA DEL RÍO	0,05	(1,0)
PATERNA DE RIVERA	0,05	(1,2)	VILLAFRANCA DE CÓRDOBA	0,05	(1,0)
PRADO DEL REY	0,08	(1,0)	VILLAHARTA	0,04	(1,1)
PUERTO DE SANTA MARÍA, EL	0,06	(1,3)	VILLAVICIOSA DE CÓRDOBA	0,04	(1,1)
PUERTO REAL	0,06	(1,3)	ZUHEROS	0,07	(1,0)
PUERTO SERRANO	0,08	(1,0)			
ROTA	0,07	(1,2)	PROVINCIA DE GRANADA		
SAN FERNANDO	0,06	(1,3)	AGRÓN	0,24	(1,0)
SAN JOSÉ DEL VALLE	0,05	(1,1)	ALAMEDILLA	0,09	(1,0)
SAN ROQUE	0,04	(1,1)	ALBOLOTE	0,23	(1,0)
SANLÚCAR DE BARRAMEDA	0,07	(1,2)	ALBONDÓN	0,14	(1,0)
SETENIL DE LAS BODEGAS	0,08	(1,0)	ALBUÑÁN	0,13	(1,0)
TARIFA	0,04	(1,2)	ALBUÑOL	0,14	(1,0)
TORRE ALHÁQUIME	0,08	(1,0)	ALBUÑUELAS	0,22	(1,0)
TREBUJENA	0,07	(1,2)	ALDEIRE	0,13	(1,0)
UBRIQUE	0,07	(1,1)	ALFACAR	0,22	(1,0)
VEJER DE LA FRONTERA	0,05	(1,2)	ALGARINEJO	0,12	(1,0)
VILLALUENGA DEL ROSARIO	0,07	(1,0)	ALHAMA DE GRANADA	0,23	(1,0)
VILLAMARTÍN	0,08	(1,0)	ALHENDÍN	0,24	(1,0)
ZAHARA	0,08	(1,0)	ALICÚN DE ORTEGA	0,08	(1,0)
			ALMEGÍJAR	0,15	(1,0)
PROVINCIA DE CÓRDOBA			ALMUÑÉCAR	0,16	(1,0)
ADAMUZ	0,05	(1,1)	ALPUJARRA DE LA SIERRA	0,14	(1,0)
AGUILAR DE LA FRONTERA	0,06	(1,0)	ALQUIFE	0,13	(1,0)
ALMEDINILLA	0,10	(1,0)	ARENAS DEL REY	0,24	(1,0)
ALMODÓVAR DEL RÍO	0,05	(1,1)	ARMILLA	0,24	(1,0)
BAENA	0,07	(1,0)	ATARFE	0,23	(1,0)
BENAMEJÍ	0,08	(1,0)	BAZA	0,12	(1,0)
BUJALANCE	0,06	(1,0)	BEAS DE GRANADA	0,20	(1,0)
CABRA	0,07	(1,0)	BEAS DE GUADIX	0,12	(1,0)
CAÑETE DE LAS TORRES	0,06	(1,0)	BENALÚA	0,11	(1,0)
CARCABUEY	0,09	(1,0)	BENALÚA DE LAS VILLAS	0,16	(1,0)
CARLOTA, LA	0,06	(1,1)	BENAMAUREL	0,12	(1,0)
CARPIO, EL	0,05	(1,0)	BÉRCHULES	0,15	(1,0)
CASTRO DEL RÍO	0,06	(1,0)	BUBIÓN	0,17	(1,0)
CÓRDOBA	0,05	(1,1)	BUSQUÍSTAR	0,15	(1,0)
DOÑA MENCÍA	0,07	(1,0)	CACÍN	0,24	(1,0)
ENCINAS REALES	0,08	(1,0)	CÁDIAR	0,14	(1,0)
ESPEJO	0,06	(1,0)	CÁJAR	0,23	(1,0)
FERNÁN NÚÑEZ	0,06	(1,0)	CALAHORRA, LA	0,13	(1,0)
FUENTE PALMERA	0,06	(1,1)	CALICASAS	0,21	(1,0)
FUENTE TÓJAR	0,09	(1,0)	CAMPOTÉJAR	0,13	(1,0)
GUADALCÁZAR	0,06	(1,1)	CANILES	0,13	(1,0)
HORNACHUELOS	0,05	(1,1)	CÁÑAR	0,18	(1,0)
IZNÁJAR	0,10	(1,0)	CAPILEIRA	0,17	(1,0)
LUCENA	0,08	(1,0)	CARATAUNAS	0,17	(1,0)
LUQUE	0,07	(1,0)	CÁSTARAS	0,15	(1,0)
MONTALBÁN DE CÓRDOBA	0,06	(1,0)	CASTILLÉJAR	0,11	(1,0)
MONTE MAYOR	0,06	(1,0)	CASTRIL	0,09	(1,0)
MONTILLA	0,06	(1,0)			

CENES DE LA VEGA	0,22	(1,0)	MONTEJÍCAR	0,10	(1,0)
CIJUELA	0,23	(1,0)	MONTILLANA	0,12	(1,0)
COGOLLOS DE GUADIX	0,13	(1,0)	MORALEDA DE ZAFAYONA	0,21	(1,0)
COGOLLOS DE LA VEGA	0,21	(1,0)	MORELÁBOR	0,11	(1,0)
COLOMERA	0,18	(1,0)	MOTRIL	0,14	(1,0)
CORTES DE BAZA	0,11	(1,0)	MURTAS	0,14	(1,0)
CORTES Y GRAENA	0,12	(1,0)	NEVADA	0,14	(1,0)
CUEVAS DEL CAMPO	0,10	(1,0)	NIGÜELAS	0,21	(1,0)
CÚLLAR	0,13	(1,0)	NÍVAR	0,21	(1,0)
CÚLLAR VEGA	0,24	(1,0)	OGÍJARES	0,24	(1,0)
CHAUCHINA	0,23	(1,0)	ORCE	0,13	(1,0)
CHIMENEAS	0,24	(1,0)	ÓRGIVA	0,17	(1,0)
CHURRIANA DE LA VEGA	0,24	(1,0)	OTÍVAR	0,19	(1,0)
DARRO	0,12	(1,0)	OTURA	0,24	(1,0)
DEHESAS DE GUADIX	0,09	(1,0)	PADUL	0,24	(1,0)
DEIFONTES	0,19	(1,0)	PAMPANEIRA	0,17	(1,0)
DIEZMA	0,14	(1,0)	PEDRO MARTÍNEZ	0,09	(1,0)
DÍLAR	0,24	(1,0)	PELIGROS	0,23	(1,0)
DÓLAR	0,13	(1,0)	PEZA, LA	0,14	(1,0)
DÚDAR	0,21	(1,0)	PINAR, EL	0,19	(1,0)
DÚRCAL	0,22	(1,0)	PINOS GENIL	0,22	(1,0)
ESCÚZAR	0,25	(1,0)	PINOS PUENTE	0,22	(1,0)
FERREIRA	0,13	(1,0)	PÍÑAR	0,12	(1,0)
FONELAS	0,10	(1,0)	POLÍCAR	0,13	(1,0)
FREILA	0,11	(1,0)	POLOPOS	0,14	(1,0)
FUENTE VAQUEROS	0,23	(1,0)	PÓRTUGOS	0,16	(1,0)
GABIAS, LAS	0,24	(1,0)	PUEBLA DE DON FADRIQUE	0,08	(1,0)
GALERA	0,12	(1,0)	PULIANAS	0,22	(1,0)
GOBERNADOR	0,10	(1,0)	PURULLENA	0,12	(1,0)
GÓJAR	0,24	(1,0)	QUÉNTAR	0,20	(1,0)
GOR	0,12	(1,0)	RUBITE	0,14	(1,0)
GORAFE	0,10	(1,0)	SALAR	0,19	(1,0)
GRANADA	0,23	(1,0)	SALOBREÑA	0,15	(1,0)
GUADAHORTUNA	0,09	(1,0)	SANTA CRUZ DEL COMERCIO	0,23	(1,0)
GUADIX	0,12	(1,0)	SANTA FE	0,24	(1,0)
GUAJARES, LOS	0,18	(1,0)	SOPORTÚJAR	0,17	(1,0)
GUALCHOS	0,13	(1,0)	SORVILÁN	0,14	(1,0)
GÜEJAR SIERRA	0,20	(1,0)	TAHA, A	0,16	(1,0)
GÜEVÉJAR	0,21	(1,0)	TORRE CARDELA	0,10	(1,0)
HUÉLAGO	0,11	(1,0)	TORVIZCÓN	0,15	(1,0)
HUÉNEJA	0,14	(1,0)	TREVÉLEZ	0,16	(1,0)
HUÉSCAR	0,11	(1,0)	TURÓN	0,14	(1,0)
HUÉTOR DE SANTILLÁN	0,21	(1,0)	UGÍJAR	0,14	(1,0)
HUÉTOR TÁJAR	0,18	(1,0)	VALLE DEL ZALABÍ	0,12	(1,0)
HUÉTOR VEGA	0,23	(1,0)	VALLE, EL	0,21	(1,0)
ILLORA	0,19	(1,0)	VÁLOR	0,14	(1,0)
ITRABO	0,18	(1,0)	VEGAS DEL GENIL	0,24	(1,0)
IZNALLOZ	0,16	(1,0)	VÉLEZ DE BENAUDALLA	0,17	(1,0)
JAYENA	0,24	(1,0)	VENTAS DE HUELMA	0,24	(1,0)
JEREZ DEL MARQUESADO	0,13	(1,0)	VILLAMENA	0,22	(1,0)
JETE	0,18	(1,0)	VILLANUEVA DE LAS TORRES	0,09	(1,0)
JUN	0,22	(1,0)	VILLANUEVA MESÍA	0,19	(1,0)
JUVILES	0,15	(1,0)	VÍZNAR	0,21	(1,0)
LÁCHAR	0,23	(1,0)	ZAFARRAYA	0,20	(1,0)
LANJARÓN	0,18	(1,0)	ZAGRA	0,13	(1,0)
LANTEIRA	0,13	(1,0)	ZUBIA, LA	0,24	(1,0)
LECRÍN	0,21	(1,0)	ZÚJAR	0,11	(1,0)
LENTEGÍ	0,20	(1,0)			
LOBRAS	0,15	(1,0)			
LOJA	0,16	(1,0)	PROVINCIA DE HUELVA		
LUGROS	0,14	(1,0)	ALÁJAR	0,06	(1,3)
LÚJAR	0,14	(1,0)	ALJARAQUE	0,10	(1,3)
MALAHÁ, LA	0,24	(1,0)	ALMENDRO, EL	0,11	(1,3)
MARACENA	0,23	(1,0)	ALMONASTER LA REAL	0,07	(1,3)
MARCHAL	0,12	(1,0)	ALMONTE	0,08	(1,2)
MOCLÍN	0,19	(1,0)	ALOSNO	0,09	(1,3)
MOLVÍZAR	0,17	(1,0)	ARACENA	0,06	(1,3)
MONACHIL	0,23	(1,0)	AROCHE	0,07	(1,3)
MONTEFRÍO	0,15	(1,0)			

ARROYOMOLINOS DE LEÓN	0,05	(1,3)	VILLARRASA	0,08	(1,2)
AYAMONTE	0,14	(1,3)	ZALAMEA LA REAL	0,07	(1,3)
BEAS	0,09	(1,2)	ZUFRE	0,06	(1,3)
BERROCAL	0,07	(1,2)			
BOLLULLOS PAR DEL CONDADO	0,08	(1,2)	PROVINCIA DE JAÉN		
BONARES	0,09	(1,2)	ALBÁNCHÉZ DE MÁGINA	0,07	(1,0)
CABEZAS RUBIAS	0,09	(1,3)	ALCALÁ A REAL	0,12	(1,0)
CALA	0,05	(1,3)	ALCAUDETE	0,08	(1,0)
CALAÑAS	0,08	(1,3)	ANDÚJAR	0,05	(1,0)
CAMPILLO, EL	0,07	(1,3)	ARJONA	0,06	(1,0)
CAMPOFRÍO	0,06	(1,3)	ARJONILLA	0,05	(1,0)
CAÑAVERAL DE LEÓN	0,05	(1,3)	ARQUILLOS	0,04	(1,0)
CARTAYA	0,11	(1,3)	BAEZA	0,06	(1,0)
CASTAÑO DEL ROBLEDO	0,06	(1,3)	BAILÉN	0,05	(1,0)
CERRO DE ANDÉVALO, EL	0,08	(1,3)	BAÑOS DE LA ENCINA	0,04	(1,0)
CORTECONCEPCIÓN	0,06	(1,3)	BEAS DE SEGURA	0,04	(1,0)
CORTEGANA	0,07	(1,3)	BEDMAR Y GARCÍEZ	0,06	(1,0)
CORTELAZOR	0,06	(1,3)	BEGÍJAR	0,06	(1,0)
CUMBRES DE ENMEDIO	0,06	(1,3)	BÉLMEZ DE LA MORALEDA	0,07	(1,0)
CUMBRES DE SAN BARTOLOMÉ	0,06	(1,3)	CABRA DEL SANTO CRISTO	0,07	(1,0)
CUMBRES MAYORES	0,06	(1,3)	CAMBIL	0,08	(1,0)
CHUCENA	0,08	(1,2)	CAMPILLO DE ARENAS	0,10	(1,0)
ENCINASOLA	0,06	(1,3)	CANENA	0,05	(1,0)
ESCACENA DEL CAMPO	0,08	(1,2)	CARBONEROS	0,04	(1,0)
FUENTEHERIDOS	0,06	(1,3)	CÁRCHELES	0,09	(1,0)
GALAROZA	0,06	(1,3)	CASTELLAR	0,04	(1,0)
GIBRALEÓN	0,10	(1,3)	CASTILLO DE LOCUBÍN	0,10	(1,0)
GRANADA DE RÍO TINTO, LA	0,06	(1,3)	CAZALILLA	0,05	(1,0)
GRANADO, EL	0,12	(1,3)	CAZORLA	0,06	(1,0)
HIGUERA DE LA SIERRA	0,06	(1,3)	CHILLUÉVAR	0,06	(1,0)
HINOJALES	0,06	(1,3)	ESCAÑUELA	0,06	(1,0)
HINOJOS	0,08	(1,2)	ESPELÚY	0,05	(1,0)
HUELVA	0,10	(1,3)	FRAILES	0,12	(1,0)
ISLA CRISTINA	0,13	(1,3)	FUENSANTA DE MARTOS	0,08	(1,0)
JABUGO	0,06	(1,3)	FUERTE DEL REY	0,06	(1,0)
LEPE	0,12	(1,3)	GUARDIA DE JAÉN, LA	0,07	(1,0)
LINARES DE LA SIERRA	0,06	(1,3)	GUARROMÁN	0,04	(1,0)
LUCENA DEL PUERTO	0,09	(1,2)	HIGUERA DE CALATRAVA	0,06	(1,0)
MANZANILLA	0,08	(1,2)	HINOJARES	0,08	(1,0)
MARINES, OS	0,06	(1,3)	HORNOS	0,04	(1,0)
MINAS DE RIOTINTO	0,07	(1,3)	HUELMA	0,08	(1,0)
MOGUER	0,10	(1,2)	HUESA	0,07	(1,0)
NAVA, LA	0,06	(1,3)	IBROS	0,05	(1,0)
NERVA	0,07	(1,3)	IRUELA, LA	0,06	(1,0)
NIEBLA	0,09	(1,2)	IZNATORAF	0,05	(1,0)
PALMA DEL CONDADO, LA	0,08	(1,2)	JABALQUINTO	0,05	(1,0)
PALOS DE LA FRONTERA	0,10	(1,3)	JAÉN	0,07	(1,0)
PATERNA DEL CAMPO	0,08	(1,2)	JAMILENA	0,07	(1,0)
PAYMOGO	0,11	(1,3)	JIMENA	0,06	(1,0)
PUEBLA DE GUZMÁN	0,10	(1,3)	JÓDAR	0,06	(1,0)
PUERTO MORAL	0,06	(1,3)	LAHIGUERA	0,05	(1,0)
PUNTA UMBRÍA	0,10	(1,3)	LARVA	0,07	(1,0)
ROCIANA DEL CONDADO	0,09	(1,2)	LINARES	0,05	(1,0)
ROSAL DE LA FRONTERA	0,09	(1,3)	LOPERA	0,05	(1,0)
SAN BARTOLOMÉ DE LA TORRE	0,10	(1,3)	LUPIÓN	0,06	(1,0)
SAN JUAN DEL PUERTO	0,09	(1,2)	MANCHA REAL	0,07	(1,0)
SAN SILVESTRE DE GUZMÁN	0,12	(1,3)	MARMOLEJO	0,05	(1,0)
SANLÚCAR DE GUADIANA	0,13	(1,3)	MARTOS	0,07	(1,0)
SANTA ANA LA REAL	0,06	(1,3)	MENGÍBAR	0,06	(1,0)
SANTA BÁRBARA DE CASA	0,09	(1,3)	NAVAS DE SAN JUAN	0,04	(1,0)
SANTA OLALLA DEL CALA	0,05	(1,3)	NOALEJO	0,11	(1,0)
TRIGUEROS	0,09	(1,2)	PEAL DE BECERRO	0,06	(1,0)
VALDELARCO	0,06	(1,3)	PEGALAJAR	0,07	(1,0)
VALVERDE DEL CAMINO	0,08	(1,2)	PORCUNA	0,06	(1,0)
VILLABLANCA	0,13	(1,3)	POZO ALCÓN	0,08	(1,0)
VILLALBA DEL ALCOR	0,08	(1,2)	QUESADA	0,07	(1,0)
VILLANUEVA DE LAS CRUCES	0,09	(1,3)	RUS	0,05	(1,0)
VILLANUEVA DE					
LOS CASTILLEJOS	0,11	(1,3)			

ALMENSILLA	0,07	(1,1)	PEDROSO, EL	0,05	(1,1)
ARAHAL	0,06	(1,1)	PEÑAFLORES	0,06	(1,1)
AZNALCÁZAR	0,08	(1,2)	PIARES	0,08	(1,2)
AZNALCÓLLAR	0,07	(1,2)	PRUNA	0,08	(1,0)
BADOLATOSA	0,07	(1,0)	PUEBLA DE CAZALLA, LA	0,06	(1,1)
BENACAZÓN	0,08	(1,1)	PUEBLA DE LOS INFANTES, LA	0,06	(1,1)
BOLLULLOS DE LA MITACIÓN	0,07	(1,1)	PUEBLA DEL RÍO, LA	0,07	(1,1)
BORMUJOS	0,07	(1,1)	REAL DE LA JARA, EL	0,05	(1,2)
BRENES	0,06	(1,1)	RINCONADA, LA	0,07	(1,1)
BURGUILLAS	0,06	(1,1)	RODA DE ANDALUCÍA, LA	0,07	(1,0)
CABEZAS DE SAN JUAN, LAS	0,07	(1,1)	RONQUILLO, EL	0,06	(1,2)
CAMAS	0,07	(1,2)	RUBIO, EL	0,06	(1,0)
CAMPANA, LA	0,06	(1,1)	SALTERAS	0,07	(1,2)
CANTILLANA	0,06	(1,1)	SAN JUAN DE AZNALFARACHE	0,07	(1,1)
CAÑADA ROSAL	0,06	(1,1)	SAN NICOLÁS DEL PUERTO	0,04	(1,2)
CARMONA	0,06	(1,1)	SANLÚCAR LA MAYOR	0,08	(1,1)
CARRIÓN DE LOS CÉSPEDES	0,08	(1,2)	SANTIPONCE	0,07	(1,2)
CASARICHE	0,07	(1,0)	SAUCEJO, EL	0,08	(1,0)
CASTILBLANCO DE LOS			SEVILLA	0,07	(1,1)
ARROYOS	0,06	(1,2)	TOCINA	0,06	(1,1)
CASTILLEJA DE GUZMÁN	0,07	(1,2)	TOMARES	0,07	(1,1)
CASTILLEJA DE LA CUESTA	0,07	(1,1)	UMBRETE	0,07	(1,1)
CASTILLEJA DEL CAMPO	0,08	(1,2)	UTRERA	0,06	(1,1)
CASTILLO DE LAS GUARDAS, EL	0,07	(1,2)	VALENCINA DE LA		
CAZALLA DE LA SIERRA	0,05	(1,2)	CONCEPCIÓN	0,07	(1,2)
CONSTANTINA	0,05	(1,1)	VILLAMANRIQUE DE LA		
CORIA DEL RÍO	0,07	(1,1)	CONDESA	0,08	(1,2)
CORIPE	0,08	(1,0)	VILLANUEVA DE SAN JUAN	0,08	(1,0)
CORONIL, EL	0,07	(1,1)	VILLANUEVA DEL ARISCAL	0,07	(1,1)
CORRALES, LOS	0,08	(1,0)	VILLANUEVA DEL RÍO E MINAS	0,06	(1,1)
CUERVO DE SEVILLA, EL	0,06	(1,2)	VILLAVERDE DEL RÍO	0,06	(1,1)
DOS HERMANAS	0,07	(1,1)	VISO DEL ALCOR, EL	0,06	(1,1)
ÉCIJA	0,06	(1,1)			
ESPARTINAS	0,07	(1,1)	ARAGÓN		
ESTEPA	0,07	(1,0)			
FUENTES DE ANDALUCÍA	0,06	(1,1)	PROVINCIA DE HUESCA		
GARROBO, EL	0,07	(1,2)	AÍNSA SOBRARBE	0,05	(1,0)
GELVES	0,07	(1,1)	AISA	0,05	(1,0)
GERENA	0,07	(1,2)	ANSÓ	0,05	(1,0)
GILENA	0,07	(1,0)	ARAGÜÉS DEL PUERTO	0,05	(1,0)
GINES	0,07	(1,1)	BENASQUE	0,05	(1,0)
GUADALCANAL	0,04	(1,2)	BIELSA	0,10	(1,0)
GUILLENA	0,07	(1,2)	BIESCAS	0,07	(1,0)
HERRERA	0,06	(1,0)	BISAURRI	0,04	(1,0)
HUÉVAR DE ALJARAFE	0,08	(1,2)	BOLTAÑA	0,05	(1,0)
ISLA MAYOR	0,08	(1,2)	BORAU	0,05	(1,0)
LANTEJUELA, LA	0,06	(1,1)	BROTO	0,08	(1,0)
LEBRIJA	0,06	(1,2)	CAMPO	0,04	(1,0)
LORA DE ESTEPA	0,07	(1,0)	CANAL DE BERDÚN	0,04	(1,0)
LORA DEL RÍO	0,06	(1,1)	CANFRANC	0,07	(1,0)
LUISIANA, LA	0,06	(1,1)	CASTEJÓN DE SOS	0,04	(1,0)
MADROÑO, EL	0,07	(1,2)	CASTIELLO DE JACA	0,05	(1,0)
MAIRENA DEL ALCOR	0,06	(1,1)	CHÍA	0,05	(1,0)
MAIRENA DEL ALJARAFE	0,07	(1,1)	FAGO	0,05	(1,0)
MARCHENA	0,06	(1,1)	FANLO	0,09	(1,0)
MARINALEDA	0,06	(1,0)	FISCAL	0,05	(1,0)
MARTÍN DE LA JARA	0,08	(1,0)	FORADADA DEL TOSCAR	0,04	(1,0)
MOLARES, LOS	0,06	(1,1)	FUEVA, LA	0,04	(1,0)
MONTELLANO	0,07	(1,1)	GISTAÍN	0,06	(1,0)
MORÓN DE LA FRONTERA	0,07	(1,1)	HOZ DE JACA	0,09	(1,0)
NAVAS DE LA CONCEPCIÓN,			JACA	0,04	(1,0)
LAS	0,05	(1,1)	JASA	0,05	(1,0)
OLIVARES	0,07	(1,1)	LABUERDA	0,06	(1,0)
OSUNA	0,07	(1,0)	LASPUÑA	0,07	(1,0)
PALACIOS Y VILLAFRANCA,			PALO	0,04	(1,0)
LOS	0,07	(1,1)			
PALOMARES DEL RÍO	0,07	(1,1)			
PARADAS	0,06	(1,1)			
PEDRERA	0,07	(1,0)			

PANTICOSA	0,10	(1,0)
PLAN	0,08	(1,0)
PUENTE LA REINA DE JACA	0,04	(1,0)
PUÉRTOLAS	0,08	(1,0)
PUEYO DE ARAGUÁS, EL	0,05	(1,0)
SABIÑÁNIGO	0,04	(1,0)
SAHÚN	0,05	(1,0)
SALLENT DE GÁLLEGO	0,10	(1,0)
SAN JUAN DE PLAN	0,08	(1,0)
SANTA CILIA DE JACA	0,04	(1,0)
SANTA CRUZ DA SERÓS	0,04	(1,0)
SEIRA	0,04	(1,0)
SESUÉ	0,05	(1,0)
TELLA SIN	0,09	(1,0)
TORLA	0,09	(1,0)
VALLE DE BARDAJI	0,04	(1,0)
VALLE DE HECHO	0,06	(1,0)
VILLANOVA	0,05	(1,0)
VILLANÚA	0,06	(1,0)
YEBRA DE BASA	0,04	(1,0)
YÉSERO	0,07	(1,0)

PROVINCIA DE ZARAGOZA

ARTIEDA	0,04	(1,0)
BAGÜÉS	0,04	(1,0)
MIANOS	0,04	(1,0)
NAVARDÚN	0,04	(1,0)
PINTANOS, LOS	0,04	(1,0)
SALVATIERRA DE ESCA	0,05	(1,0)
SIGÜÉS	0,04	(1,0)
UNDUÉS DE LERDA	0,04	(1,0)
URRIÉS	0,04	(1,0)

CANARIAS**PROVINCIA DE LAS PALMAS**

AGAETE	0,04	(1,0)
AGÜIMES	0,04	(1,0)
ANTIGUA	0,04	(1,0)
ARRECIFE	0,04	(1,0)
ARTENARA	0,04	(1,0)
ARUCAS	0,04	(1,0)
BETANCURIA	0,04	(1,0)
FIRGAS	0,04	(1,0)
GÁLDAR	0,04	(1,0)
HARÍA	0,04	(1,0)
INGENIO	0,04	(1,0)
MOGÁN	0,04	(1,0)
MOYA	0,04	(1,0)
OLIVA, A	0,04	(1,0)
PÁJARA	0,04	(1,0)
PALMAS DE GRAN CANARIA, LAS	0,04	(1,0)
PUERTO DEL ROSARIO	0,04	(1,0)
SAN BARTOLOMÉ	0,04	(1,0)
SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA	0,04	(1,0)
SAN NICOLÁS DE TOLENTINO	0,04	(1,0)
SANTA BRÍGIDA	0,04	(1,0)
SANTA LUCÍA DE TIRAJANA	0,04	(1,0)
SANTA MARÍA DE GUÍA DE GRAN CANARIA	0,04	(1,0)
TEGUISE	0,04	(1,0)

TEJEDA	0,04	(1,0)
TELDE	0,04	(1,0)
TEROR	0,04	(1,0)
TÍAS	0,04	(1,0)
TINAJO	0,04	(1,0)
TUINEJE	0,04	(1,0)
VALLESECO	0,04	(1,0)
VALSEQUILLO DE GRAN CANARIA	0,04	(1,0)
VEGA DE SAN MATEO	0,04	(1,0)
YAIZA	0,04	(1,0)

PROVINCIA DE SANTA CRUZ DE TENERIFE

ADEJE	0,04	(1,0)
AGULO	0,04	(1,0)
ALAJERÓ	0,04	(1,0)
ARAFO	0,04	(1,0)
ARICO	0,04	(1,0)
ARONA	0,04	(1,0)
BARLOVENTO	0,04	(1,0)
BREÑA ALTA	0,04	(1,0)
BREÑA BAJA	0,04	(1,0)
BUENAVISTA DEL NORTE	0,04	(1,0)
CANDELARIA	0,04	(1,0)
FASNIA	0,04	(1,0)
FRONTERA	0,04	(1,0)
FUENCALIENTE DE LA PALMA	0,04	(1,0)
GARACHICO	0,04	(1,0)
GARAFÍA	0,04	(1,0)
GRANADILLA DE ABONA	0,04	(1,0)
GUANCHA, LA	0,04	(1,0)
GUÍA DE ISORA	0,04	(1,0)
GÜÍMAR	0,04	(1,0)
HERMIGUA	0,04	(1,0)
ICOD DE LOS VINOS	0,04	(1,0)
LLANOS DE ARIDANE, LOS	0,04	(1,0)
MATANZA DE ACENTEJO, LA	0,04	(1,0)
OROTAVA, LA	0,04	(1,0)
PASO, EL	0,04	(1,0)
PUERTO DE LA CRUZ	0,04	(1,0)
PUNTAGORDA	0,04	(1,0)
PUNTALLANA	0,04	(1,0)
REALEJOS, LOS	0,04	(1,0)
ROSARIO, EL	0,04	(1,0)
SAN ANDRÉS Y SAUCES	0,04	(1,0)
SAN CRISTÓBAL DA LAGUNA	0,04	(1,0)
SAN JUAN DE LA RAMBLA	0,04	(1,0)
SAN MIGUEL DE ABONA	0,04	(1,0)
SAN SEBASTIÁN DE LA GOMERA	0,04	(1,0)
SANTA CRUZ DE LA PALMA	0,04	(1,0)
SANTA CRUZ DE TENERIFE	0,04	(1,0)
SANTA ÚRSULA	0,04	(1,0)
SANTIAGO DEL TEIDE	0,04	(1,0)
SAUZAL, EL	0,04	(1,0)
SILOS, LOS	0,04	(1,0)
TACORONTE	0,04	(1,0)
TANQUE, EL	0,04	(1,0)
TAZACORTE	0,04	(1,0)
TEGUESTE	0,04	(1,0)
TIJARAFE	0,04	(1,0)
VALLE GRAN REY	0,04	(1,0)
VALLEHERMOSO	0,04	(1,0)
VALVERDE	0,04	(1,0)
VICTORIA DE ACENTEJO, LA	0,04	(1,0)
VILAFLORES	0,04	(1,0)
VILLA DE MAZO	0,04	(1,0)

CASTILLA-LA MANCHA**PROVINCIA DE ALBACETE**

ALATOZ	0,05	(1,0)
ALBATANA	0,07	(1,0)
ALCADOZO	0,05	(1,0)
ALMANSA	0,07	(1,0)
ALPERA	0,07	(1,0)
AYNA	0,05	(1,0)
BALSA DE VES	0,04	(1,0)
BONETE	0,07	(1,0)
CARCELÉN	0,05	(1,0)
CAUDETE	0,07	(1,0)
CORRAL RUBIO	0,06	(1,0)
ELCHE DE LA SIERRA	0,06	(1,0)
FÉREZ	0,07	(1,0)
FUENTE ÁLAMO	0,07	(1,0)
HELLÍN	0,07	(1,0)
HIGUERUELA	0,05	(1,0)
HOYA GONZALO	0,05	(1,0)
LETUR	0,06	(1,0)
LIÉTOR	0,06	(1,0)
MOLINICOS	0,04	(1,0)
MONTEALEGRE DEL CASTILLO	0,07	(1,0)
NERPIO	0,05	(1,0)
ONTUR	0,07	(1,0)
PÉTROLA	0,06	(1,0)
POZOHONDO	0,04	(1,0)
SOCOVS	0,07	(1,0)
TOBARRA	0,07	(1,0)
VILLA DE VES	0,04	(1,0)
YESTE	0,04	(1,0)

CATALUÑA**PROVINCIA DE BARCELONA**

ABRERA	0,04	(1,0)
AIGUAFREDA	0,05	(1,0)
ALELLA	0,04	(1,0)
ALPENS	0,08	(1,0)
AMETLLA DEL VALLÈS, L'	0,04	(1,0)
ARENYS DE MAR	0,04	(1,0)
ARENYS DE MUNT	0,04	(1,0)
ARGENTONA	0,04	(1,0)
ARTÉS	0,04	(1,0)
AVIÀ	0,05	(1,0)
AVINYÓ	0,04	(1,0)
AVINYONET DEL PENEDEÈS	0,04	(1,0)
BADALONA	0,04	(1,0)
BADIA DEL VALLÈS	0,04	(1,0)
BAGÀ	0,07	(1,0)
BALENYÀ	0,05	(1,0)
BALSARENY	0,04	(1,0)
BARBERÀ DEL VALLÈS	0,04	(1,0)
BARCELONA	0,04	(1,0)
BEGUES	0,04	(1,0)
BELLPRAT	0,04	(1,0)
BERGA	0,05	(1,0)
BIGUES I RIELLS	0,04	(1,0)
BORREDÀ	0,07	(1,0)
BRUC, EL	0,04	(1,0)
BRULL, EL	0,05	(1,0)

CABANYES, LES	0,04	(1,0)
CABRERA DE MAR	0,04	(1,0)
CABRERA D'IGUALADA	0,04	(1,0)
CABRILS	0,04	(1,0)
CALDERS	0,04	(1,0)
CALDES DE MONTBUI	0,04	(1,0)
CALDES D'ESTRAC	0,04	(1,0)
CALELLA	0,04	(1,0)
CALLDETENES	0,06	(1,0)
CAMPINS	0,05	(1,0)
CANET DE MAR	0,04	(1,0)
CANOVELLES	0,04	(1,0)
CÀNOVES I SAMALÚS	0,05	(1,0)
CANYELLES	0,04	(1,0)
CAPELLADES	0,04	(1,0)
CAPOLAT	0,04	(1,0)
CARDEDEU	0,04	(1,0)
CARME	0,04	(1,0)
CASSERRES	0,04	(1,0)
CASTELL DE L'ARENÝ	0,07	(1,0)
CASTELLAR DE N'HUG	0,08	(1,0)
CASTELLAR DO RIU	0,05	(1,0)
CASTELLAR DO VALLÈS	0,04	(1,0)
CASTELLBELL I EL VILAR	0,04	(1,0)
CASTELLBISBAL	0,04	(1,0)
CASTELLCIR	0,04	(1,0)
CASTELLDEFELS	0,04	(1,0)
CASTELLET I LA GORNAL	0,04	(1,0)
CASTELLFOLLIT DEL BOIX	0,04	(1,0)
CASTELLGALÍ	0,04	(1,0)
CASTELLOLÍ	0,04	(1,0)
CASTELLTERÇOL	0,04	(1,0)
CASTELLVÍ DE LA MARCA	0,04	(1,0)
CASTELLVÍ DE ROSANES	0,04	(1,0)
CENTELLES	0,05	(1,0)
CERCS	0,06	(1,0)
CERDANYOLA DEL VALLÈS	0,04	(1,0)
CERVELLÓ	0,04	(1,0)
COLLBATÓ	0,04	(1,0)
COLLSUSPINA	0,05	(1,0)
CORBERA DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)
CORNELLÀ DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)
CUBELLES	0,04	(1,0)
DOSRIUS	0,04	(1,0)
ESPARREGUERA	0,04	(1,0)
ESPLUGUES DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)
ESPUNYOLA, L'	0,04	(1,0)
ESTANY, L'	0,05	(1,0)
FIGARÓ MONTMANY	0,04	(1,0)
FÍGOLS	0,06	(1,0)
FOGARS DE LA SELVA	0,05	(1,0)
FOGARS DE MONTCLÚS	0,05	(1,0)
FOLGUEROLES	0,07	(1,0)
FONT RUBÍ	0,04	(1,0)
FRANQUESES DEL VALLÈS, LES	0,04	(1,0)
GAIÀ	0,04	(1,0)
GALLIFA	0,04	(1,0)
GARRIGA, LA	0,04	(1,0)
GAVÀ	0,04	(1,0)
GELIDA	0,04	(1,0)
GIRONELLA	0,04	(1,0)
GISCLARENY	0,06	(1,0)
GRANADA, LA	0,04	(1,0)
GRANERA	0,04	(1,0)
GRANOLLERS	0,04	(1,0)
GUALBA	0,05	(1,0)
GUARDIOLA DE BERGUEDÀ	0,07	(1,0)
GURB	0,06	(1,0)
HOSPITALET DE LLOBREGAT, L'	0,04	(1,0)

HOSTALETS DE PIEROLA, ELS	0,04	(1,0)	PREMIÀ DE DALT	0,04	(1,0)
IGUALADA	0,04	(1,0)	PREMIÀ DE MAR	0,04	(1,0)
JORBA	0,04	(1,0)	PUIGDÀLBER	0,04	(1,0)
LLACUNA, LA	0,04	(1,0)	PUIG REIG	0,04	(1,0)
LLAGOSTA, LA	0,04	(1,0)	QUAR, LA	0,06	(1,0)
LLIÇÀ D'AMUNT	0,04	(1,0)	RELLINARS	0,04	(1,0)
LLIÇÀ DE VALL	0,04	(1,0)	RIPOLLET	0,04	(1,0)
LLINARS DEL VALLÈS	0,04	(1,0)	ROCA DO VALLÈS, LA	0,04	(1,0)
LLUÇÀ	0,06	(1,0)	RODA DE TER	0,08	(1,0)
MALGRAT DE MAR	0,04	(1,0)	RUBÍ	0,04	(1,0)
MALLA	0,05	(1,0)	RUBIÓ	0,04	(1,0)
MANLLEU	0,08	(1,0)	RUPIT I PRUIT	0,09	(1,0)
MANRESA	0,04	(1,0)	SABADELL	0,04	(1,0)
MARGANELL	0,04	(1,0)	SAGÀS	0,05	(1,0)
MARTORELL	0,04	(1,0)	SALDES	0,06	(1,0)
MARTORELLES	0,04	(1,0)	SALLENT	0,04	(1,0)
MASIES DE RODA, LES	0,08	(1,0)	SANT ADRIÀ DE BESÒS	0,04	(1,0)
MASIES DE VOLTREGÀ, LES	0,08	(1,0)	SANT AGUSTÍ DE LLUÇANÈS	0,07	(1,0)
MASNOU, EL	0,04	(1,0)	SANT ANDREU DA BARCA	0,04	(1,0)
MASQUEFA	0,04	(1,0)	SANT ANDREU DE LLAVANERES	0,04	(1,0)
MATADEPERA	0,04	(1,0)	SANT ANTONI DE VILAMAJOR	0,04	(1,0)
MATARÓ	0,04	(1,0)	SANT BARTOMEU DEL GRAU	0,06	(1,0)
MEDIONA	0,04	(1,0)	SANT BOI DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)
MOIÀ	0,04	(1,0)	SANT BOI DE LLUÇANÈS	0,07	(1,0)
MOLINS DE REI	0,04	(1,0)	SANT CEBRIÀ DE VALLALTA	0,04	(1,0)
MOLLET DEL VALLÈS	0,04	(1,0)	SANT CELONI	0,05	(1,0)
MONISTROL DE CALDERS	0,04	(1,0)	SANT CLIMENT DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)
MONISTROL DE MONTSERRAT	0,04	(1,0)	SANT CUGAT DEL VALLÈS	0,04	(1,0)
MONTCADA I REIXAC	0,04	(1,0)	SANT CUGAT SESGARRIGUES	0,04	(1,0)
MONTCLAR	0,04	(1,0)	SANT ESTEVE DE		
MONTESQUIU	0,09	(1,0)	PALAUTORDERA	0,05	(1,0)
MONTGAT	0,04	(1,0)	SANT ESTEVE SESROVIRE	0,04	(1,0)
MONTMELÓ	0,04	(1,0)	SANT FELIU DE CODINES	0,04	(1,0)
MONTORNÈS DEL VALLÈS	0,04	(1,0)	SANT FELIU DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)
MONTSENY	0,05	(1,0)	SANT FELIU SASSERRA	0,04	(1,0)
MUNTANYOLA	0,05	(1,0)	SANT FOST DE CAMPSENTELLES	0,04	(1,0)
MURA	0,04	(1,0)	SANT FRUITÓS DE BAGES	0,04	(1,0)
NAVARCLES	0,04	(1,0)	SANT HIPÒLIT DE VOLTREGÀ	0,07	(1,0)
NOU DE BERGUEDÀ, LA	0,06	(1,0)	SANT ISCLE DE VALLALTA	0,04	(1,0)
ÒDENÀ	0,04	(1,0)	SANT JAUME DE FRONTANYÀ	0,08	(1,0)
OLÈRDOLA	0,04	(1,0)	SANT JOAN DE VILATORRADA	0,04	(1,0)
OLESA DE BONESVALLS	0,04	(1,0)	SANT JOAN DESPÍ	0,04	(1,0)
OLESA DE MONTSERRAT	0,04	(1,0)	SANT JULIÀ DE CERDANYOLA	0,07	(1,0)
OLIVELLA	0,04	(1,0)	SANT JULIÀ DE VILATORTA	0,06	(1,0)
OLOST	0,05	(1,0)	SANT JUST DESVERN	0,04	(1,0)
OLVAN	0,05	(1,0)	SANT LLORENÇ D'HORTONS	0,04	(1,0)
ORÍS	0,08	(1,0)	SANT LLORENÇ SAVALL	0,04	(1,0)
ORISTÀ	0,05	(1,0)	SANT MARTÍ D'ALBARS	0,06	(1,0)
ORPÍ	0,04	(1,0)	SANT MARTÍ DE CENTELLES	0,05	(1,0)
ÒRRIUS	0,04	(1,0)	SANT MARTÍ DE TOUS	0,04	(1,0)
PACS DEL PENEDÈS	0,04	(1,0)	SANT MARTÍ SARROCA	0,04	(1,0)
PALAFOLLS	0,04	(1,0)	SANT PERE DE RIBES	0,04	(1,0)
PALAU SOLITÀ I PLEGAMANS	0,04	(1,0)	SANT PERE DE RIUDEBITLLES	0,04	(1,0)
PALMA DE CERVELLÓ, LA	0,04	(1,0)	SANT PERE DE TORELLÓ	0,09	(1,0)
PALLEJÀ	0,04	(1,0)	SANT PERE DE VILAMAJOR	0,05	(1,0)
PAPIOL, EL	0,04	(1,0)	SANT POL DE MAR	0,04	(1,0)
PARETS DEL VALLÈS	0,04	(1,0)	SANT QUINTÍ DE MEDIONA	0,04	(1,0)
PERAFITA	0,06	(1,0)	SANT QUIRZE DE BESORA	0,09	(1,0)
PIERA	0,04	(1,0)	SANT QUIRZE DEL VALLÈS	0,04	(1,0)
PINEDA DE MAR	0,04	(1,0)	SANT QUIRZE SAFAJA	0,04	(1,0)
PLA DEL PENEDÈS, EL	0,04	(1,0)	SANT SADURNÍ D'ANOIA	0,04	(1,0)
POBLA DE CLARAMUNT, LA	0,04	(1,0)	SANT SADURNÍ D'OSORMORT	0,06	(1,0)
POBLA DE LILLET, LA	0,08	(1,0)	SANT SALVADOR DE		
POLINYÀ	0,04	(1,0)	GUARDIOLA	0,04	(1,0)
PONT DE VILOMARA			SANT VICENÇ DE CASTELLET	0,04	(1,0)
I ROCAFORT, EL	0,04	(1,0)	SANT VICENÇ DE MONTALT	0,04	(1,0)
PONTONS	0,04	(1,0)	SANT VICENÇ DE TORELLÓ	0,09	(1,0)
PRAT DE LLOBREGAT, EL	0,04	(1,0)	SANT VICENÇ DELS HORTS	0,04	(1,0)
PRATS DE LLUÇANÈS	0,05	(1,0)	SANTA CECÍLIA DE VOLTREGÀ	0,07	(1,0)

SANTA COLOMA DE CERVELLÓ	0,04	(1,0)	ALBANYÀ	0,10	(1,0)
SANTA COLOMA DE GRAMENET	0,04	(1,0)	ALBONS	0,07	(1,0)
SANTA EUGÈNIA DE BERGA	0,06	(1,0)	ALP	0,07	(1,0)
SANTA EULÀLIA DE RIUPRIMER	0,05	(1,0)	AMER	0,09	(1,0)
SANTA EULÀLIA DE RONÇANA	0,04	(1,0)	ANGLÈS	0,08	(1,0)
SANTA FE DO PENEDEÈS	0,04	(1,0)	ARBÚCIES	0,05	(1,0)
SANTA MARGARIDA DE			ARGELAGUER	0,10	(1,0)
MONTBUI	0,04	(1,0)	ARMENTERA, L'	0,08	(1,0)
SANTA MARGARIDA I ELS			AVINYONET DE PUIGVENTÓS	0,09	(1,0)
MONJOS	0,04	(1,0)	BANYOLES	0,10	(1,0)
SANTA MARIA DE BESORA	0,09	(1,0)	BÀSCARA	0,09	(1,0)
SANTA MARIA DE CORCÓ	0,09	(1,0)	BEGUR	0,05	(1,0)
SANTA MARIA DE			BELLCAIRE D'EMPORDÀ	0,07	(1,0)
MARTORELLES	0,04	(1,0)	BESALÚ	0,10	(1,0)
SANTA MARIA DE MERLÈS	0,05	(1,0)	BESCANÓ	0,08	(1,0)
SANTA MARIA DE MIRALLES	0,04	(1,0)	BEUDA	0,10	(1,0)
SANTA MARIA DE			BISBAL D'EMPORDÀ, LA	0,06	(1,0)
PALAUTORDERA	0,05	(1,0)	BIURE	0,09	(1,0)
SANTA MARIA D'OLÓ	0,04	(1,0)	BLANES	0,04	(1,0)
SANTA PERPÈTUA DE MOGODA	0,04	(1,0)	BOADELLA D'EMPORDÀ	0,09	(1,0)
SANTA SUSANNA	0,04	(1,0)	BOLVIR	0,07	(1,0)
SANTPEDOR	0,04	(1,0)	BORDILS	0,09	(1,0)
SENTMENAT	0,04	(1,0)	BORRASSÀ	0,09	(1,0)
SEVA	0,05	(1,0)	BREDA	0,05	(1,0)
SITGES	0,04	(1,0)	BRUNYOLA	0,07	(1,0)
SOBREMUNT	0,07	(1,0)	CABANELLES	0,10	(1,0)
SORA	0,08	(1,0)	CABANES	0,08	(1,0)
SUBIRATS	0,04	(1,0)	CADAQUÈS	0,05	(1,0)
TAGAMANENT	0,05	(1,0)	CALDES DE MALAVELLA	0,05	(1,0)
TALAMANCA	0,04	(1,0)	CALONGE	0,05	(1,0)
TARADELL	0,05	(1,0)	CAMÓS	0,10	(1,0)
TAVÈRNOLES	0,07	(1,0)	CAMPDEVÀNOL	0,09	(1,0)
TAVERTET	0,08	(1,0)	CAMPELLES	0,10	(1,0)
TEIÀ	0,04	(1,0)	CAMPLLONG	0,06	(1,0)
TERRASSA	0,04	(1,0)	CAMPRODON	0,11	(1,0)
TIANA	0,04	(1,0)	CANET D'ADRI	0,09	(1,0)
TONA	0,05	(1,0)	CANTALLOPS	0,08	(1,0)
TORDERA	0,05	(1,0)	CAPMANY	0,08	(1,0)
TORELLÓ	0,08	(1,0)	CASSÀ DE LA SELVA	0,06	(1,0)
TORRE DE CLARAMUNT, LA	0,04	(1,0)	CASTELLFOLLIT DE LA ROCA	0,11	(1,0)
TORRELAVIT	0,04	(1,0)	CASTELLÓ D'EMPÚRIES	0,08	(1,0)
TORRELLES DE FOIX	0,04	(1,0)	CASTELL PLATJA D'ARO	0,05	(1,0)
TORRELLES DE LLOBREGAT	0,04	(1,0)	CELLERA DE TER, LA	0,08	(1,0)
ULLASTRELL	0,04	(1,0)	CELRA	0,09	(1,0)
VACARISSES	0,04	(1,0)	CERVIÀ DE TER	0,09	(1,0)
VALLBONA D'ANOIA	0,04	(1,0)	CISTELLA	0,10	(1,0)
VALLCEBRE	0,06	(1,0)	COLERA	0,06	(1,0)
VALLGORGUINA	0,04	(1,0)	COLOMERS	0,08	(1,0)
VALLIRANA	0,04	(1,0)	CORÇÀ	0,07	(1,0)
VALLROMANES	0,04	(1,0)	CORNELLÀ DEL TERRI	0,10	(1,0)
VIC	0,06	(1,0)	CRESPIÀ	0,10	(1,0)
VILADA	0,06	(1,0)	CRUÏLLES, MONELLS I SANT		
VILADECANS	0,04	(1,0)	SADURNÍ DE L'HEURA	0,07	(1,0)
VILADECALLS	0,04	(1,0)	DARNIUS	0,09	(1,0)
VILAFRANCA DEL PENEDEÈS	0,04	(1,0)	DAS	0,07	(1,0)
VILALBA SASSERRA	0,04	(1,0)	ESCALA, L'	0,07	(1,0)
VILANOVA DE SAU	0,07	(1,0)	ESPINELVES	0,06	(1,0)
VILANOVA DEL CAMÍ	0,04	(1,0)	ESPOLLA	0,08	(1,0)
VILANOVA DEL VALLÈS	0,04	(1,0)	ESPONELLÀ	0,10	(1,0)
VILANOVA I A GELTRÚ	0,04	(1,0)	FAR D'EMPORDÀ, EL	0,08	(1,0)
VILASSAR DE DALT	0,04	(1,0)	FIGUERES	0,09	(1,0)
VILASSAR DE MAR	0,04	(1,0)	FLAÇÀ	0,08	(1,0)
VILOBÍ DEL PENEDEÈS	0,04	(1,0)	FOIXÀ	0,08	(1,0)
			FONTANALS DE CERDANYA	0,08	(1,0)
PROVINCIA DE GIRONA			FONTANILLES	0,06	(1,0)
AGULLANA	0,09	(1,0)	FONTCOBERTA	0,10	(1,0)
AIGUAVIVA	0,07	(1,0)	FORALLAC	0,06	(1,0)
			FORNELLS DE LA SELVA	0,07	(1,0)
			FORTIÀ	0,08	(1,0)

GARRIGÀS	0,09	(1,0)	RIUDAURA	0,10	(1,0)
GARRIGOLES	0,08	(1,0)	RIUDELLOTS DE LA SELVA	0,06	(1,0)
GARRIGUELLA	0,07	(1,0)	RIUMORS	0,08	(1,0)
GER	0,07	(1,0)	ROSES	0,06	(1,0)
GIRONA	0,08	(1,0)	RUPIÀ	0,08	(1,0)
GOMBRÈN	0,09	(1,0)	SALES DE LLIERCA	0,11	(1,0)
GUALTA	0,07	(1,0)	SALT	0,08	(1,0)
GUILS DE CERDANYA	0,07	(1,0)	SANT ANDREU SALOU	0,06	(1,0)
HOSTALRIC	0,05	(1,0)	SANT ANIOL DE FINESTRES	0,10	(1,0)
ISÒVOL	0,07	(1,0)	SANT CLIMENT SESCEBES	0,08	(1,0)
JAFRE	0,08	(1,0)	SANT FELIU DE BUIXALLEU	0,05	(1,0)
JONQUERA, LA	0,09	(1,0)	SANT FELIU DE GUÍXOLS	0,04	(1,0)
JUIÀ	0,08	(1,0)	SANT FELIU DE PALLEROLS	0,10	(1,0)
LLADÓ	0,10	(1,0)	SANT FERRIOL	0,10	(1,0)
LLAGOSTERA	0,05	(1,0)	SANT GREGORI	0,08	(1,0)
LLAMBILLES	0,07	(1,0)	SANT HILARI SACALM	0,06	(1,0)
LLANARS	0,11	(1,0)	SANT JAUME DE LLIERCA	0,10	(1,0)
LLANÇÀ	0,07	(1,0)	SANT JOAN DE LES ABADESSES	0,10	(1,0)
LLERS	0,09	(1,0)	SANT JOAN DE MOLLET	0,08	(1,0)
LLÍVIA	0,08	(1,0)	SANT JOAN LES FONTS	0,11	(1,0)
LLORET DE MAR	0,04	(1,0)	SANT JORDI DESVALLS	0,09	(1,0)
LLOSSES, LES	0,08	(1,0)	SANT JULIÀ DE RAMIS	0,09	(1,0)
MAÇANET DE CABRENYS	0,10	(1,0)	SANT JULIÀ DEL LLOR I		
MAÇANET DE LA SELVA	0,05	(1,0)	BONMATÍ	0,08	(1,0)
MADREMANYA	0,08	(1,0)	SANT LLORENÇ DE LA MUGA	0,10	(1,0)
MAIÀ DE MONTCAL	0,10	(1,0)	SANT MARTÍ DE LLÉMENA	0,09	(1,0)
MASARAC	0,08	(1,0)	SANT MARTÍ VELL	0,08	(1,0)
MASSANES	0,05	(1,0)	SANT MIQUEL DE CAMPMAJOR	0,10	(1,0)
MERANGES	0,07	(1,0)	SANT MIQUEL DE FLUVIÀ	0,09	(1,0)
MIERES	0,10	(1,0)	SANT MORI	0,09	(1,0)
MOLLET DE PERALADA	0,08	(1,0)	SANT PAU DE SEGÚRIES	0,11	(1,0)
MOLLÓ	0,11	(1,0)	SANT PERE PESCADOR	0,08	(1,0)
MONTAGUT	0,11	(1,0)	SANTA COLOMA DE FARNERS	0,06	(1,0)
MONT RAS	0,05	(1,0)	SANTA CRISTINA D'ARO	0,05	(1,0)
NAVATA	0,10	(1,0)	SANTA LLOGAIA D'ÀLGUEMA	0,09	(1,0)
OGASSA	0,11	(1,0)	SANTA PAU	0,10	(1,0)
OLOT	0,10	(1,0)	SARRIÀ DE TER	0,09	(1,0)
ORDIS	0,09	(1,0)	SAUS	0,09	(1,0)
OSOR	0,08	(1,0)	SELVA DE MAR, LA	0,06	(1,0)
PALAFRUGELL	0,05	(1,0)	SERINYÀ	0,10	(1,0)
PALAMÓS	0,04	(1,0)	SERRA DE DARÓ	0,07	(1,0)
PALAU DE SANTA EULÀLIA	0,09	(1,0)	SETCASES	0,10	(1,0)
PALAU SATOR	0,06	(1,0)	SILS	0,05	(1,0)
PALAU SAVERDERA	0,07	(1,0)	SIURANA	0,08	(1,0)
PALOL DE REWARDIT	0,09	(1,0)	SUSQUEDA	0,08	(1,0)
PALS	0,06	(1,0)	TALLADA D'EMPORDÀ, LA	0,08	(1,0)
PARDINES	0,10	(1,0)	TERRADES	0,09	(1,0)
PARLAVÀ	0,07	(1,0)	TORRENT	0,05	(1,0)
PAU	0,07	(1,0)	TORROELLA DE FLUVIÀ	0,08	(1,0)
PEDRET I MARZÀ	0,07	(1,0)	TORROELLA DE MONTGRÍ	0,07	(1,0)
PERA, LA	0,08	(1,0)	TORTELLÀ	0,11	(1,0)
PERALADA	0,08	(1,0)	TOSES	0,09	(1,0)
PLANES D'HOSTOLES, LES	0,10	(1,0)	TOSSA DE MAR	0,04	(1,0)
PLANOLES	0,09	(1,0)	ULLÀ	0,07	(1,0)
PONT DE MOLINS	0,09	(1,0)	ULLASTRET	0,07	(1,0)
PONTÓS	0,09	(1,0)	ULTRAMORT	0,08	(1,0)
PORQUERES	0,10	(1,0)	URÚS	0,07	(1,0)
PORT DE LA SELVA, EL	0,06	(1,0)	VAJOL, A	0,09	(1,0)
PORTBOU	0,06	(1,0)	VALL DE BIANYA, LA	0,11	(1,0)
PRESES, LES	0,10	(1,0)	VALL D'EN BAS, LA	0,10	(1,0)
PUIGCERDÀ	0,08	(1,0)	VALLFOGONA DE RIPOLLÈS	0,10	(1,0)
QUART	0,07	(1,0)	VALL LLOBREGA	0,05	(1,0)
QUERALBS	0,10	(1,0)	VENTALLÓ	0,08	(1,0)
RABÓS	0,08	(1,0)	VERGES	0,08	(1,0)
REGENCÓS	0,05	(1,0)	VIDRÀ	0,10	(1,0)
RIBES DE FRESER	0,10	(1,0)	VIDRERES	0,05	(1,0)
RIELLS I VIABREA	0,05	(1,0)	VILABERTRAN	0,08	(1,0)
RIPOLL	0,10	(1,0)	VILABLAREIX	0,08	(1,0)
RIUDARENES	0,05	(1,0)	VILADAMAT	0,08	(1,0)

VILADASENS	0,09	(1,0)
VILADEMULS	0,09	(1,0)
VILADRAU	0,06	(1,0)
VILAFANT	0,09	(1,0)
VILAJUÍGA	0,07	(1,0)
VILALLONGA DE TER	0,11	(1,0)
VILAMACOLUM	0,08	(1,0)
VILAMALLA	0,09	(1,0)
VILAMANISCLE	0,07	(1,0)
VILANANT	0,09	(1,0)
VILA SACRA	0,08	(1,0)
VILAÜR	0,09	(1,0)
VILOBÍ D'ONYAR	0,06	(1,0)
VILOPRIU	0,08	(1,0)

PROVINCIA DE LLEIDA

ALÀS I CERC	0,06	(1,0)
ALINS	0,06	(1,0)
ALT ÀNEU	0,05	(1,0)
ARRES	0,04	(1,0)
ARSÈGUEL	0,06	(1,0)
BAUSEN	0,05	(1,0)
BELLAGUARDA	0,04	(1,0)
BELLVER DE CERDANYA	0,07	(1,0)
BÒRDES, É	0,04	(1,0)
BOSSÒST	0,04	(1,0)
CANEJAN	0,04	(1,0)
CAVA	0,06	(1,0)
COMA I A PEDRA, LA	0,05	(1,0)
ESPO	0,04	(1,0)
ESTAMARIU	0,06	(1,0)
ESTERRI D'ÀNEU	0,05	(1,0)
ESTERRI DE CARDÓS	0,06	(1,0)
FARRERA	0,05	(1,0)
GÓSOL	0,06	(1,0)
GUINGUETA D'ÀNEU, LA	0,05	(1,0)
GUIXERS	0,04	(1,0)
JOSA I TUIXÉN	0,05	(1,0)
LES	0,04	(1,0)
LLADORRE	0,06	(1,0)
LLAVORSÍ	0,05	(1,0)
LLES DE CERDANYA	0,07	(1,0)
MONTELLÀ I MARTINET	0,07	(1,0)
MONTFERRER I CASTELLBÒ	0,06	(1,0)
NAUT ARAN	0,04	(1,0)
POBLA DE CÉRVOLES, LA	0,04	(1,0)
PONT DE BAR, EL	0,06	(1,0)
PRATS I SANSOR	0,07	(1,0)
PRULLANS	0,07	(1,0)
RIALP	0,04	(1,0)
RIBERA D'URGELLET	0,05	(1,0)
SANT LLORENÇ DE MORUNYS	0,04	(1,0)
SEU D'URGELL, LA	0,06	(1,0)
SORIGUERA	0,04	(1,0)
SORT	0,04	(1,0)
TARRÉS	0,04	(1,0)
TÍRVIA	0,05	(1,0)
VALL DE CARDÓS	0,05	(1,0)
VALLS D'AGUILAR, LES	0,04	(1,0)
VALLS DE VALIRA, LES	0,06	(1,0)
VANSA I FÓRNOLS, A	0,05	(1,0)
VIELHA E MIJARAN	0,04	(1,0)
VILAMÒS	0,04	(1,0)
VILOSELL, EL	0,04	(1,0)

PROVINCIA DE TARRAGONA

AIGUAMÚRCIA	0,04	(1,0)
ALBINYANA	0,04	(1,0)
ALBIOL, L'	0,04	(1,0)
ALCOVER	0,04	(1,0)
ALDEA, L'	0,04	(1,0)
ALDOVER	0,04	(1,0)
ALEIXAR, L'	0,04	(1,0)
ALFORJA	0,04	(1,0)
ALIÓ	0,04	(1,0)
ALMOSTER	0,04	(1,0)
ALTAFULLA	0,04	(1,0)
AMETLLA DE MAR, L'	0,04	(1,0)
AMPOLLA, L'	0,04	(1,0)
AMPOSTA	0,04	(1,0)
ARBOÇ, L'	0,04	(1,0)
ARBOLÍ	0,04	(1,0)
ARGENTERA, L'	0,04	(1,0)
ASCÓ	0,04	(1,0)
BANYERES DEL PENEDEÈS	0,04	(1,0)
BARBERÀ DE LA CONCA	0,04	(1,0)
BELLMUNT DEL PRIORAT	0,04	(1,0)
BELLVEI	0,04	(1,0)
BENIFALLET	0,04	(1,0)
BENISSANET	0,04	(1,0)
BISBAL DE FALSET, LA	0,04	(1,0)
BISBAL DEL PENEDEÈS, LA	0,04	(1,0)
BLANCAFORT	0,04	(1,0)
BONASTRE	0,04	(1,0)
BORGES DEL CAMP, LES	0,04	(1,0)
BOTARELL	0,04	(1,0)
BRÀFIM	0,04	(1,0)
CABACÉS	0,04	(1,0)
CABRA DEL CAMP	0,04	(1,0)
CALAFELL	0,04	(1,0)
CAMARLES	0,04	(1,0)
CAMBRILS	0,04	(1,0)
CAPAFONTS	0,04	(1,0)
CAPÇANES	0,04	(1,0)
CASTELLVELL DEL CAMP	0,04	(1,0)
CATLLAR, EL	0,04	(1,0)
COLLDEJOU	0,04	(1,0)
CONESA	0,04	(1,0)
CONSTANTÍ	0,04	(1,0)
CORBERA D'EBRE	0,04	(1,0)
CORNUDELLA DE MONTSANT	0,04	(1,0)
CREIXELL	0,04	(1,0)
CUNIT	0,04	(1,0)
DELTEBRE	0,04	(1,0)
DUESAIGÜES	0,04	(1,0)
ESPLUGA DE FRANCOLÍ, L'	0,04	(1,0)
FALSET	0,04	(1,0)
FATARELLA, LA	0,04	(1,0)
FEBRÓ, LA	0,04	(1,0)
FIGUERA, LA	0,04	(1,0)
FIGUEROLA DEL CAMP	0,04	(1,0)
FLIX	0,04	(1,0)
FORÈS	0,04	(1,0)
FREGINALS	0,04	(1,0)
GARCIA	0,04	(1,0)
GARIDELLS, ELS	0,04	(1,0)
GINESTAR	0,04	(1,0)
GRATALLOPS	0,04	(1,0)
GUIAMETS, ELS	0,04	(1,0)
LLOAR, EL	0,04	(1,0)
LLORENÇ DEL PENEDEÈS	0,04	(1,0)

ALFARRASÍ	0,07	(1,0)	EMPERADOR	0,06	(1,0)
ALFAUIR	0,07	(1,0)	ENGUERA	0,07	(1,0)
ALGEMESÍ	0,07	(1,0)	ÈNOVA, L'	0,07	(1,0)
ALGIMIA DE ALFARA	0,04	(1,0)	ESTIVELLA	0,04	(1,0)
ALGINET	0,07	(1,0)	ESTUBENY	0,07	(1,0)
ALMÀSSERA	0,06	(1,0)	FAVARA	0,07	(1,0)
ALMISERÀ	0,07	(1,0)	FOIOS	0,06	(1,0)
ALMOINES	0,07	(1,0)	FONT DE LA FIGUERA, LA	0,07	(1,0)
ALMUSSAFES	0,07	(1,0)	FONT D'EN CARRÒS, LA	0,07	(1,0)
ALQUERÍA DE LA CONDESA/ ALQUERÍA DE LA COMTESSA, L'	0,07	(1,0)	FONTANARS DELS ALFORINS	0,07	(1,0)
ALZIRA	0,07	(1,0)	FORTALENY	0,07	(1,0)
ANNA	0,07	(1,0)	GANDIA	0,07	(1,0)
ANTELLA	0,07	(1,0)	GAVARDA	0,07	(1,0)
ATZENETA D'ALBAIDA	0,07	(1,0)	GENOVÉS	0,07	(1,0)
AYORA	0,07	(1,0)	GILET	0,05	(1,0)
BARX	0,07	(1,0)	GODELLA	0,06	(1,0)
BARXETA	0,07	(1,0)	GODELLETA	0,06	(1,0)
BÈLGIDA	0,07	(1,0)	GRANJA DA COSTERA, LA	0,07	(1,0)
BELLREGUARD	0,07	(1,0)	GUADASEQUIES	0,07	(1,0)
BELLÚS	0,07	(1,0)	GUADASSUAR	0,07	(1,0)
BENAGUASIL	0,05	(1,0)	GUARDAMAR	0,07	(1,0)
BENEIXIDA	0,07	(1,0)	JALANCE	0,06	(1,0)
BENETÚSSER	0,07	(1,0)	JARAFUEL	0,06	(1,0)
BENIARJÓ	0,07	(1,0)	LORIGUILLA	0,06	(1,0)
BENIATJAR	0,07	(1,0)	LUGAR NUEVO DE LA CORONA	0,07	(1,0)
BENICOLET	0,07	(1,0)	LLANERA DE RANES	0,07	(1,0)
BENIFAÍO	0,07	(1,0)	LLAURÍ	0,07	(1,0)
BENIFAIRÓ DE LA VALLDIGNA	0,07	(1,0)	LLÍRIA	0,05	(1,0)
BENIFLÁ	0,07	(1,0)	LLOCNOU DE SANT JERONI	0,07	(1,0)
BENIGÁNIM	0,07	(1,0)	LLOCNOU D'EN FENOLLET	0,07	(1,0)
BENIMODO	0,07	(1,0)	LLOMBAI	0,07	(1,0)
BENIMUSLEM	0,07	(1,0)	LLOSA DE RANES	0,07	(1,0)
BENIPARRELL	0,07	(1,0)	LLUTXENT	0,07	(1,0)
BENIRREDRÀ	0,07	(1,0)	MACASTRE	0,06	(1,0)
BENISANÓ	0,05	(1,0)	MANISES	0,06	(1,0)
BENISODA	0,07	(1,0)	MANUEL	0,07	(1,0)
BENISUERA	0,07	(1,0)	MASALAVÉS	0,07	(1,0)
BÉTERA	0,06	(1,0)	MASSALFASSAR	0,06	(1,0)
BICORP	0,07	(1,0)	MASSAMAGRELL	0,06	(1,0)
BOCAIRENT	0,07	(1,0)	MASSANASSA	0,07	(1,0)
BOLBAITE	0,07	(1,0)	MELIANA	0,06	(1,0)
BONREPÒS I MIRAMBELL	0,06	(1,0)	MILLARES	0,07	(1,0)
BUFALI	0,07	(1,0)	MIRAMAR	0,07	(1,0)
BUÑOL	0,06	(1,0)	MISLATA	0,07	(1,0)
BURJASSOT	0,06	(1,0)	MOGENTE/MOIXENT	0,07	(1,0)
CANALS	0,07	(1,0)	MONCADA	0,06	(1,0)
CANET D'EN BERENGUER	0,04	(1,0)	MONSERRAT	0,07	(1,0)
CARCAIXENT	0,07	(1,0)	MONTAVERNER	0,07	(1,0)
CÀRCER	0,07	(1,0)	MONTESA	0,07	(1,0)
CARLET	0,07	(1,0)	MONTICHELVO	0,07	(1,0)
CARRÍCOLA	0,07	(1,0)	MONTROY	0,07	(1,0)
CASTELLÓ DE RUGAT	0,07	(1,0)	MUSEROS	0,06	(1,0)
CASTELLONET DE LA			NÁQUERA	0,05	(1,0)
CONQUESTA	0,07	(1,0)	NAVARRÉS	0,07	(1,0)
CATADAU	0,07	(1,0)	NOVELÉ/NOVETLÈ	0,07	(1,0)
CATARROJA	0,07	(1,0)	OLIVA	0,07	(1,0)
CERDÀ	0,07	(1,0)	OLLERIA, L'	0,07	(1,0)
CHELLA	0,07	(1,0)	OLOCAU	0,04	(1,0)
CHESTE	0,06	(1,0)	ONTINYENT	0,07	(1,0)
CHIVA	0,06	(1,0)	OTOS	0,07	(1,0)
COFRENTES	0,06	(1,0)	PAIPORTA	0,07	(1,0)
CORBERA	0,07	(1,0)	PALMA DE GANDÍA	0,07	(1,0)
CORTES DE PALLÁS	0,06	(1,0)	PALMERA	0,07	(1,0)
COTES	0,07	(1,0)	PALOMAR, EL	0,07	(1,0)
CULLERA	0,07	(1,0)	PATERNA	0,06	(1,0)
DAIMÚS	0,07	(1,0)	PEDRALBA	0,04	(1,0)
DOS AGUAS	0,07	(1,0)	PETRÉS	0,04	(1,0)
ELIANA, L'	0,06	(1,0)	PICANYA	0,07	(1,0)
			PICASSENT	0,07	(1,0)

PILES	0,07	(1,0)
PINET	0,07	(1,0)
POBLA DE FARNALS, LA	0,06	(1,0)
POBLA DE VALLBONA, LA	0,05	(1,0)
POBLA DEL DUC, LA	0,07	(1,0)
POBLA LLARGA, LA	0,07	(1,0)
POLINYÀ DE XÚQUER	0,07	(1,0)
POTRÍES	0,07	(1,0)
PUÇOL	0,05	(1,0)
PUIG	0,05	(1,0)
QUART DE POBLET	0,07	(1,0)
QUATRETONDA	0,07	(1,0)
QUESA	0,07	(1,0)
RAFELBUÑOL/RAFELBUNYOL	0,06	(1,0)
RAFELCOFER	0,07	(1,0)
RAFELGUARAF	0,07	(1,0)
RÁFOL DE SALEM	0,07	(1,0)
REAL DE GANDÍA	0,07	(1,0)
REAL DE MONTROI	0,07	(1,0)
RIBA ROJA DE TÚRIA	0,06	(1,0)
RIOLA	0,07	(1,0)
ROCAFORT	0,06	(1,0)
ROTGLÀ E CORBERÀ	0,07	(1,0)
RÓTOVA	0,07	(1,0)
RUGAT	0,07	(1,0)
SAGUNTO/SAGUNT	0,04	(1,0)
SALEM	0,07	(1,0)
SAN ANTONIO DE BENAGÉBER	0,06	(1,0)
SAN JUAN DE ÉNOVA	0,07	(1,0)
SEDAVÍ	0,07	(1,0)
SEGART	0,05	(1,0)
SELLENT	0,07	(1,0)
SEMPERE	0,07	(1,0)
SENYERA	0,07	(1,0)
SERRA	0,05	(1,0)
SIETE AGUAS	0,04	(1,0)
SILLA	0,07	(1,0)
SIMAT DA VALLDIGNA	0,07	(1,0)
SOLLANA	0,07	(1,0)
SUECA	0,07	(1,0)
SUMACÀRCER	0,07	(1,0)
TAVERNES BLANQUES	0,06	(1,0)
TAVERNES DE LA VALLDIGNA	0,07	(1,0)
TERESA DE COFRENTES	0,07	(1,0)
TERRATEIG	0,07	(1,0)
TORRELLA	0,07	(1,0)
TORRENT	0,07	(1,0)
TORRES TORRES	0,04	(1,0)
TOUS	0,07	(1,0)
TURÍS	0,06	(1,0)
VALENCIA	0,06	(1,0)
VALLADA	0,07	(1,0)
VALLÉS	0,07	(1,0)
VILAMARXANT	0,05	(1,0)
VILLALONGA	0,07	(1,0)
VILLANUEVA DE CASTELLÓN	0,07	(1,0)
VINALESÀ	0,06	(1,0)
XÀTIVA	0,07	(1,0)
XERACO	0,07	(1,0)
XERESA	0,07	(1,0)
XIRIVELLA	0,07	(1,0)
YÁTOVA	0,06	(1,0)
ZARRA	0,07	(1,0)

EXTREMADURA**PROVINCIA DE BADAJOZ**

ACEUCHAL	0,04	(1,3)
ALBUERA, LA	0,05	(1,3)
ALBURQUERQUE	0,04	(1,3)
ALCONCHER	0,06	(1,3)
ALCONERA	0,04	(1,3)
ALMENDRAL	0,05	(1,3)
ATALAYA	0,05	(1,3)
BADAJOZ	0,05	(1,3)
BARCARROTA	0,05	(1,3)
BARVENIDA	0,04	(1,3)
BODONAL DE LA SIERRA	0,05	(1,3)
BURGUILLOS DEL CERRO	0,05	(1,3)
CABEZA LA VACA	0,05	(1,3)
CALERA DE LEÓN	0,05	(1,3)
CALZADILLA DE LOS BARROS	0,04	(1,3)
CASAS DE REINA	0,04	(1,2)
CODOSERA, A	0,04	(1,3)
CORTE DE PELEAS	0,04	(1,3)
CHELES	0,07	(1,2)
ENTRÍN BAJO	0,04	(1,3)
FERIA	0,04	(1,3)
FREGENAL DE LA SIERRA	0,05	(1,3)
FUENTE DE CANTOS	0,04	(1,3)
FUENTE DEL ARCO	0,04	(1,2)
FUENTE DEL MAESTRE	0,04	(1,3)
FUENTES DE LEÓN	0,05	(1,3)
HIGUERA DE VARGAS	0,06	(1,3)
HIGUERA LA REAL	0,06	(1,3)
JEREZ DE LOS CABALLEROS	0,05	(1,3)
LAPA, LA	0,04	(1,3)
LLERENA	0,04	(1,3)
LOBÓN	0,04	(1,3)
MALCOCINADO	0,04	(1,2)
MEDINA DE LAS TORRES	0,04	(1,3)
MONESTERIO	0,04	(1,3)
MONTEMOLÍN	0,04	(1,3)
MORERA, LA	0,05	(1,3)
NOGALES	0,05	(1,3)
OLIVA DE LA FRONTERA	0,06	(1,3)
OLIVENZA	0,05	(1,3)
PARRA, LA	0,05	(1,3)
PUEBLA DE LA CALZADA	0,04	(1,3)
PUEBLA DE SANCHO PÉREZ	0,04	(1,3)
PUEBLA DEL MAESTRE	0,04	(1,2)
PUEBLONUEVO DEL GUADIANA	0,05	(1,3)
REINA	0,04	(1,2)
ROCA DE LA SIERRA	0,05	(1,3)
SALVALEÓN	0,05	(1,3)
SALVATIERRA DE LOS BARROS	0,05	(1,3)
SAN VICENTE DE ALCÁNTARA	0,04	(1,2)
SANTA MARTA	0,04	(1,3)
SANTOS DE MAIMONA, LOS	0,04	(1,3)
SEGURA DE LEÓN	0,05	(1,3)
SOLANA DE LOS BARROS	0,04	(1,3)
TALAVERA LA REAL	0,04	(1,3)
TÁLIGA	0,06	(1,3)
TORRE DE MIGUEL SESMERO	0,05	(1,3)
TRASIERRA	0,04	(1,2)

USAGRE	0,04	(1,3)	LUGO	0,04	(1,0)
VALDELACALZADA	0,04	(1,3)	MEIRA	0,04	(1,0)
VALENCIA DEL MOMBUEY	0,08	(1,2)	MONDOÑEDO	0,04	(1,0)
VALENCIA DEL VENTOSO	0,05	(1,3)	MONFORTE DE LEMOS	0,04	(1,0)
VALLE DE MATAMOROS	0,05	(1,3)	MONTERROSO	0,04	(1,0)
VALLE DE SANTA ANA	0,05	(1,3)	MURAS	0,04	(1,0)
VALVERDE DE BURGUILLOS	0,05	(1,3)	NAVIA DE SUARNA	0,04	(1,0)
VALVERDE DE LEGANÉS	0,05	(1,3)	NOGAIS, AS	0,04	(1,0)
VILAFRANCA DE LOS BARROS	0,04	(1,3)	OUROL	0,04	(1,0)
VILLAGARCÍA DE LA TORRE	0,04	(1,3)	OUTEIRO DE REI	0,04	(1,0)
VILLALBA DE LOS BARROS	0,04	(1,3)	PALAS DE REI	0,04	(1,0)
VILLANUEVA DEL FRESNO	0,07	(1,2)	PANTÓN	0,04	(1,0)
VILLAR DEL REY	0,05	(1,3)	PARADELA	0,04	(1,0)
ZAFRA	0,04	(1,3)	PÁRAMO, O	0,04	(1,0)
ZAHÍNOS	0,06	(1,3)	PASTORIZA, A	0,04	(1,0)
			PEDRAFITA DO CEBREIRO	0,04	(1,0)
			POBRA DO BROLLÓN, A	0,04	(1,0)
PROVINCIA DE CÁCERES			POL	0,04	(1,0)
			PONTENOVA, A	0,04	(1,0)
CARBAJO	0,04	(1,2)	PORTOMARÍN	0,04	(1,0)
CEDILLO	0,07	(1,1)	QUIROGA	0,04	(1,0)
HERRERA DE ALCÁNTARA	0,06	(1,1)	RÁBADE	0,04	(1,0)
MEMBRÍO	0,04	(1,2)	RIBAS DE SIL	0,04	(1,0)
SALORINO	0,04	(1,2)	RIBEIRA DE PIQUÍN	0,04	(1,0)
SANTIAGO DE ALCÁNTARA	0,04	(1,2)	RIOTORTO	0,04	(1,0)
VALENCIA DE ALCÁNTARA	0,04	(1,2)	SAMOS	0,04	(1,0)
			SARRIA	0,04	(1,0)
			SAVIÑAO, O	0,04	(1,0)
			SOBER	0,04	(1,0)
			TABOADA	0,04	(1,0)
			TRABADA	0,04	(1,0)
			TRIACASTELA	0,04	(1,0)
			VALADOURO, O	0,04	(1,0)
GALICIA			VILALBA	0,04	(1,0)
			XERMADE	0,04	(1,0)
PROVINCIA DA CORUÑA					
MELIDE	0,04	(1,0)	PROVINCIA DE OURENSE		
SANTISO	0,04	(1,0)	ALLARIZ	0,04	(1,0)
TOQUES	0,04	(1,0)	AMOEIRO	0,04	(1,0)
			ARNOIA, A	0,04	(1,0)
PROVINCIA DE LUGO			AVIÓN	0,04	(1,0)
ABADÍN	0,04	(1,0)	BALTAR	0,04	(1,0)
ALFOZ	0,04	(1,0)	BANDE	0,04	(1,0)
ANTAS DE ULLA	0,04	(1,0)	BAÑOS DE MOLGAS	0,04	(1,0)
BALEIRA	0,04	(1,0)	BARBADÁS	0,04	(1,0)
BARALLA	0,04	(1,0)	BEADE	0,04	(1,0)
BARREIROS	0,04	(1,0)	BEARIZ	0,04	(1,0)
BECERREÁ	0,04	(1,0)	BLANCOS, OS	0,04	(1,0)
BEGONTE	0,04	(1,0)	BOBORÁS	0,04	(1,0)
BÓVEDA	0,04	(1,0)	BOLA, A	0,04	(1,0)
CARBALLEDO	0,04	(1,0)	BOLO, O	0,04	(1,0)
CASTRO DE REI	0,04	(1,0)	CALVOS DE RANDÍN	0,04	(1,0)
CASTROVERDE	0,04	(1,0)	CARBALLEDA DE AVIA	0,04	(1,0)
CERVANTES	0,04	(1,0)	CARBALLIÑO, O	0,04	(1,0)
CHANTADA	0,04	(1,0)	CARTELLE	0,04	(1,0)
CORGO, O	0,04	(1,0)	CASTRELO DE MIÑO	0,04	(1,0)
COSPEITO	0,04	(1,0)	CASTRELO DO VAL	0,04	(1,0)
FOLGOSO DO COUREL	0,04	(1,0)	CASTRO CALDELAS	0,04	(1,0)
FONSAGRADA, A	0,04	(1,0)	CELANOVA	0,04	(1,0)
FOZ	0,04	(1,0)	CENLLE	0,04	(1,0)
FRIOL	0,04	(1,0)	COLES	0,04	(1,0)
GUITIRIZ	0,04	(1,0)	CORTEGADA	0,04	(1,0)
GUNTÍN	0,04	(1,0)	CUALEDRO	0,04	(1,0)
INCIO, O	0,04	(1,0)	CHANDREXA DE QUEIXA	0,04	(1,0)
LÁNCARA	0,04	(1,0)	ENTRIMO	0,04	(1,0)
LOURENZÁ	0,04	(1,0)	ESGOS	0,04	(1,0)
			GOMESENDE	0,04	(1,0)

SANT LLUÍS	0,04	(1,0)
SANTA EUGÈNIA	0,04	(1,0)
SANTA EULALIA DEL RÍO	0,04	(1,0)
SANTA MARGALIDA	0,04	(1,0)
SANTA MARÍA DEL CAMÍ	0,04	(1,0)
SANTANYÍ	0,04	(1,0)
SELVA	0,04	(1,0)
SENCELLES	0,04	(1,0)
SINEU	0,04	(1,0)
SÓLLER	0,04	(1,0)
SON SERVERA	0,04	(1,0)
VALLDEMOSA	0,04	(1,0)
VILAFRANCA DE BONANY	0,04	(1,0)

REXIÓN DE MURCIA**PROVINCIA DE MURCIA**

ABANILLA	0,15	(1,0)
ABARÁN	0,10	(1,0)
ÁGUILAS	0,11	(1,0)
ALBUDEITE	0,11	(1,0)
ALCANTARILLA	0,15	(1,0)
ALCÁZARES, LOS	0,08	(1,0)
ALEDO	0,10	(1,0)
ALGUAZAS	0,14	(1,0)
ALHAMA DE MURCIA	0,11	(1,0)
ARCHENA	0,13	(1,0)
BENIEL	0,16	(1,0)
BLANCA	0,11	(1,0)
BULLAS	0,08	(1,0)
CALASPARRA	0,07	(1,0)
CAMPOS DEL RÍO	0,12	(1,0)
CARAVACA DE LA CRUZ	0,07	(1,0)
CARTAGENA	0,07	(1,0)
CEHEGÍN	0,08	(1,0)
CEUTÍ	0,14	(1,0)
CIEZA	0,09	(1,0)
FORTUNA	0,15	(1,0)
FUENTE ÁLAMO DE MURCIA	0,11	(1,0)
JUMILLA	0,07	(1,0)
LIBRILLA	0,12	(1,0)
LORCA	0,12	(1,0)
LORQUÍ	0,14	(1,0)
MAZARRÓN	0,09	(1,0)
MOLINA DE SEGURA	0,15	(1,0)
MORATALLA	0,07	(1,0)
MULA	0,09	(1,0)
MURCIA	0,15	(1,0)
OJÓS	0,12	(1,0)
PLIEGO	0,09	(1,0)
PUERTO LUMBRERAS	0,14	(1,0)
RICOTE	0,12	(1,0)
SAN JAVIER	0,10	(1,0)
SAN PEDRO DEL PINATAR	0,11	(1,0)
SANTOMERA	0,16	(1,0)
TORRE PACHECO	0,09	(1,0)
TORRES DE COTILLAS, LAS	0,14	(1,0)
TOTANA	0,10	(1,0)
ULEA	0,12	(1,0)
UNIÓN, LA	0,07	(1,0)
VILLANUEVA DEL RÍO SEGURA	0,13	(1,0)
YECLA	0,07	(1,0)

COMUNIDADE FORAL DE NAVARRA**PROVINCIA DE NAVARRA**

ABÁIGAR	0,04	(1,0)
ABÁRZUZA	0,04	(1,0)
ABAURREGAINA/ABAURREA		
ALTA	0,05	(1,0)
ABAURREPEA/ABAURREA		
BAJA	0,05	(1,0)
ABERIN	0,04	(1,0)
ADIÓS	0,04	(1,0)
AIBAR/OIBAR	0,04	(1,0)
ALLÍN	0,04	(1,0)
ALTSASU/ALSASUA	0,04	(1,0)
AMÉSCOA BAJA	0,04	(1,0)
ANCÍN	0,04	(1,0)
ANSOÁIN	0,04	(1,0)
ANUE	0,04	(1,0)
AÑORBE	0,04	(1,0)
AOIZ/AGOITZ	0,05	(1,0)
ARAITZ	0,04	(1,0)
ARAKIL	0,04	(1,0)
ARANARACHE	0,04	(1,0)
ARANGUREN	0,04	(1,0)
ARANO	0,04	(1,0)
ARANTZA	0,04	(1,0)
ARBIZU	0,04	(1,0)
ARCE/ARTZI	0,05	(1,0)
ARELLANO	0,04	(1,0)
ARESO	0,04	(1,0)
ARIA	0,05	(1,0)
ARIBE	0,05	(1,0)
ARRUAZU	0,04	(1,0)
ARTAJONA	0,04	(1,0)
ARTAZU	0,04	(1,0)
ATEZ	0,04	(1,0)
AURITZ/BURGUETE	0,05	(1,0)
AYEGUI	0,04	(1,0)
BAKAIKU	0,04	(1,0)
BARAÑAIN	0,04	(1,0)
BARÁSOAIN	0,04	(1,0)
BARBARIN	0,04	(1,0)
BERIAIN	0,04	(1,0)
BASABURUA	0,04	(1,0)
BAZTAN	0,05	(1,0)
BEINTZA LABAIEN	0,04	(1,0)
BELASCOÁIN	0,04	(1,0)
BERA/VERA DE BIDASOA	0,04	(1,0)
BERRRIOPLANO	0,04	(1,0)
BERRIOZAR	0,04	(1,0)
BERTIZARANA	0,04	(1,0)
BETELU	0,04	(1,0)
BIDAURRETA	0,04	(1,0)
BIURRUN OLCOZ	0,04	(1,0)
BURGUI/BURGI	0,05	(1,0)
BURLADA/BURLATA	0,04	(1,0)
CASTILLONUEVO	0,05	(1,0)
CIRAUQUI	0,04	(1,0)
CIRIZA	0,04	(1,0)
CIZUR	0,04	(1,0)
DICASTILLO	0,04	(1,0)
DONAMARIA	0,04	(1,0)
DONEZTEBE/SANTESTEBAN	0,04	(1,0)
ECHARRI	0,04	(1,0)
EGÜÉS	0,04	(1,0)

ELGORRIAGA	0,04	(1,0)	METAUTEN	0,04	(1,0)
ENÉRIZ	0,04	(1,0)	MONREAL	0,04	(1,0)
ERATSUN	0,04	(1,0)	MORENTIN	0,04	(1,0)
ERGOIENA	0,04	(1,0)	MURIETA	0,04	(1,0)
ERRO	0,05	(1,0)	MURUZÁBAL	0,04	(1,0)
ESLAVA	0,04	(1,0)	NAVASCUÉS	0,05	(1,0)
ESPARZA DE SALAZAR	0,06	(1,0)	NAZAR	0,04	(1,0)
ESTELLA/LIZARRA	0,04	(1,0)	NOÁIN(VALLE DE ELORZ)/		
ESTERIBAR	0,04	(1,0)	NOAIN(ELORTZIBAR)	0,04	(1,0)
ETAYO	0,04	(1,0)	OBANOS	0,04	(1,0)
ETXALAR	0,04	(1,0)	OCHAGAVÍA	0,06	(1,0)
ETXARRI ARANATZ	0,04	(1,0)	OCO	0,04	(1,0)
ETXAURI	0,04	(1,0)	ODIETA	0,04	(1,0)
EULATE	0,04	(1,0)	OITZ	0,04	(1,0)
EZCABARTE	0,04	(1,0)	OLAIBAR	0,04	(1,0)
EZCÁROZ/EZKAROZE	0,06	(1,0)	OLAZTI/OLAZAGUTÍA	0,04	(1,0)
EZKURRA	0,04	(1,0)	OLEJUA	0,04	(1,0)
EZPROGUI	0,04	(1,0)	OLLO	0,04	(1,0)
GALAR	0,04	(1,0)	OLÓRIZ	0,04	(1,0)
GALLUÉS/GALOZE	0,05	(1,0)	OLZA	0,04	(1,0)
GARAIOA	0,05	(1,0)	ORBAITZETA	0,05	(1,0)
GARDE	0,06	(1,0)	ORBARA	0,05	(1,0)
GARÍNOAIN	0,04	(1,0)	ORCOYEN	0,04	(1,0)
GARRALDA	0,05	(1,0)	ORÍSOAIN	0,04	(1,0)
GOIZUETA	0,04	(1,0)	ORONZ	0,06	(1,0)
GOÑI	0,04	(1,0)	OROZ BETELU	0,05	(1,0)
GÜESA/GORZA	0,05	(1,0)	ORREAGA/RONCESVALLES	0,05	(1,0)
GUESÁLAZ	0,04	(1,0)	OTEIZA	0,04	(1,0)
GUIRGUILLANO	0,04	(1,0)	PAMPLONA/IRUÑA	0,04	(1,0)
HIRIBERRI/VILLANUEVA DE			PIEDRAMILLERA	0,04	(1,0)
AEZKOA	0,05	(1,0)	PUENTE A REINA/GARES	0,04	(1,0)
HUARTE/UHARTE	0,04	(1,0)	PUEYO	0,04	(1,0)
IBARGOITI	0,04	(1,0)	ROMANZADO	0,04	(1,0)
IGANTZI	0,04	(1,0)	RONCAL/ERRONKARI	0,06	(1,0)
IGÚZQUIZA	0,04	(1,0)	SADA	0,04	(1,0)
IMOTZ	0,04	(1,0)	SALDÍAS	0,04	(1,0)
IRAÑETA	0,04	(1,0)	SALINAS DE ORO	0,04	(1,0)
IRURTZUN	0,04	(1,0)	SANGÜESA/ZANGOZA	0,04	(1,0)
ISABA/IZABA	0,07	(1,0)	SARRIÉS/SARTZE	0,05	(1,0)
ITUREN	0,04	(1,0)	SORLADA	0,04	(1,0)
ITURMENDI	0,04	(1,0)	SUNBILLA	0,04	(1,0)
IZA	0,04	(1,0)	TIEBAS MURUARTE DE RETA	0,04	(1,0)
IZAGAONDOA	0,04	(1,0)	TIRAPU	0,04	(1,0)
IZALZU/ITZALTZU	0,06	(1,0)	UCAR	0,04	(1,0)
JAUURIETA	0,06	(1,0)	UHARTE ARAKIL	0,04	(1,0)
JAVIER	0,04	(1,0)	ULTZAMA	0,04	(1,0)
JUSLAPEÑA	0,04	(1,0)	UNCITI	0,04	(1,0)
LAKUNTZA	0,04	(1,0)	UNZUÉ	0,04	(1,0)
LANA	0,04	(1,0)	URDAZUBI/URDAX	0,05	(1,0)
LANTZ	0,04	(1,0)	URDIAIN	0,04	(1,0)
LARRAONA	0,04	(1,0)	URRAUL ALTO	0,05	(1,0)
LARRAUN	0,04	(1,0)	URRAUL BAJO	0,04	(1,0)
LEACHE	0,04	(1,0)	URROTZ	0,04	(1,0)
LEGARDA	0,04	(1,0)	URROZ	0,04	(1,0)
LEGARIA	0,04	(1,0)	URZAINQUI	0,06	(1,0)
LEITZA	0,04	(1,0)	UTERGA	0,04	(1,0)
LEOZ	0,04	(1,0)	UZTÁRROZ/UZTARROZE	0,07	(1,0)
LERGA	0,04	(1,0)	VIDÁNGOZ/BIDANKOZE	0,05	(1,0)
LESAKA	0,04	(1,0)	VILLAMAYOR DE MONJARDÍN	0,04	(1,0)
LEZÁUN	0,04	(1,0)	VILLATUERTA	0,04	(1,0)
LIÉDENA	0,04	(1,0)	VILLAVA/ATARRABIA	0,04	(1,0)
LIZOÁIN	0,04	(1,0)	YERRI	0,04	(1,0)
LÓNGUIDA/LONGIDA	0,04	(1,0)	YESA	0,04	(1,0)
LUMBIER	0,04	(1,0)	ZABALZA	0,04	(1,0)
LUQUIN	0,04	(1,0)	ZIORDIA	0,04	(1,0)
LUZAIDE/VALCARLOS	0,05	(1,0)	ZIZUR MAYOR/ZIZUR NAGUSIA	0,04	(1,0)
MAÑERU	0,04	(1,0)	ZUBIETA	0,04	(1,0)
MENDAZA	0,04	(1,0)	ZUGARRAMURDI	0,05	(1,0)
MENDIGORRÍA	0,04	(1,0)	ZÚÑIGA	0,04	(1,0)

PAÍS VASCO**PROVINCIA DE ÁLAVA**

ASPARRENA	0,04	(1,0)
HARANA/VALLE DE ARANA	0,04	(1,0)
ZALDUONDO	0,04	(1,0)

PROVINCIA DE GUIPÚZCOA

ABALTZISKETA	0,04	(1,0)
ADUNA	0,04	(1,0)
AIA	0,04	(1,0)
AIZARNAZABAL	0,04	(1,0)
ALBIZTUR	0,04	(1,0)
ALEGIA	0,04	(1,0)
ALKIZA	0,04	(1,0)
ALTZAGA	0,04	(1,0)
ALTZO	0,04	(1,0)
AMEZKETA	0,04	(1,0)
ANDOAIN	0,04	(1,0)
ANOETA	0,04	(1,0)
ANTZUOLA	0,04	(1,0)
ARAMA	0,04	(1,0)
ASTEASU	0,04	(1,0)
ASTIGARRAGA	0,04	(1,0)
ATAUN	0,04	(1,0)
AZKOITIA	0,04	(1,0)
AZPEITIA	0,04	(1,0)
BALIARRAIN	0,04	(1,0)
BEASAIN	0,04	(1,0)
BEIZAMA	0,04	(1,0)
BELAUNTZA	0,04	(1,0)
BERASTEGI	0,04	(1,0)
BERROBI	0,04	(1,0)
BIDEGOYAN	0,04	(1,0)
DEBA	0,04	(1,0)
DONOSITA SAN SEBASTIÁN	0,04	(1,0)
ELDUAIN	0,04	(1,0)
ERRETERIA	0,04	(1,0)
ERREZIL	0,04	(1,0)
EZKIO ITSASO	0,04	(1,0)
GABIRIA	0,04	(1,0)
GAINTZA	0,04	(1,0)
GAZTELU	0,04	(1,0)
GETARIA	0,04	(1,0)
HERNANI	0,04	(1,0)

HERNIALDE	0,04	(1,0)
HONDARRIBIA	0,04	(1,0)
IBARRA	0,04	(1,0)
IDIAZABAL	0,04	(1,0)
IKAZTEGIETA	0,04	(1,0)
IRUN	0,04	(1,0)
IRURA	0,04	(1,0)
ITSASONDO	0,04	(1,0)
LARRAUL	0,04	(1,0)
LASARTE ORIA	0,04	(1,0)
LAZKAO	0,04	(1,0)
LEABURU	0,04	(1,0)
LEGAZPI	0,04	(1,0)
LEGORRETA	0,04	(1,0)
LEZO	0,04	(1,0)
LIZARTZA	0,04	(1,0)
MUTILOA	0,04	(1,0)
OIARTZUN	0,04	(1,0)
OLABERRIA	0,04	(1,0)
ORDIZIA	0,04	(1,0)
ORENDAIN	0,04	(1,0)
OREXA	0,04	(1,0)
ORIO	0,04	(1,0)
ORMAIZTEGI	0,04	(1,0)
PASAIA	0,04	(1,0)
SEGURA	0,04	(1,0)
TOLOSA	0,04	(1,0)
URNIETA	0,04	(1,0)
URRETXU	0,04	(1,0)
USURBIL	0,04	(1,0)
VILLABONA	0,04	(1,0)
ZALDIBIA	0,04	(1,0)
ZARAUTZ	0,04	(1,0)
ZEGAMA	0,04	(1,0)
ZERAIN	0,04	(1,0)
ZESTOA	0,04	(1,0)
ZIZURKIL	0,04	(1,0)
ZUMAIA	0,04	(1,0)
ZUMARRAGA	0,04	(1,0)

CIDADE DE CEUTA 0,05 (1,2)

CIDADE DE MELILLA 0,08 (1,0)

ANEXO 2

MÉTODO DO MODO FUNDAMENTAL

A2.1 Condicións xerais

O método do modo fundamental é un método estático equivalente ao modal espectral, cuxa utilización só é válida cando o comportamento dinámico da estrutura se poida analizar con suficiente precisión mediante un modelo dinámico dun só grao de liberdade. Pódese considerar que isto se cumpre no caso de pontes de taboleiro sustentado por piares verticais, sempre que se verifiquen, ademais, as condicións seguintes:

- Para o cálculo na dirección lonxitudinal, o taboleiro é continuo e aproximadamente recto, e a masa de todos os piares é inferior a 1/5 da masa do taboleiro.
- Para o cálculo na dirección transversal, ademais de se cumpriren as condicións indicadas en a), a distribución de masa e rixidez da ponte é aproximadamente simétrica ao redor do centro do taboleiro, é dicir, a distancia, e_0 , entre o centro de rixidez dos elementos de sustentación e o centro de masa do taboleiro non supera o 5% da súa lonxitude.
- No caso de piares que soporten vans isostáticos, a masa total de cada piar é inferior a 1/5 da masa da parte do taboleiro soportado por ese piar.

Consideraranse independentemente as compoñentes lonxitudinal, transversal e vertical da acción sísmica. Para cada dirección, determinarase a forza estática equivalente que actúa sobre o taboleiro. A forza estática equivalente obtérase a partir das forzas de inercia correspondentes ao modo fundamental e ao período natural da estrutura na dirección considerada, obtidas utilizando a ordenada correspondente do espectro de cálculo.

Os efectos correspondentes a cada dirección combinaranse de acordo coas indicacións recollidas no punto 4.2.4.3 do articulado, da mesma forma que no caso do cálculo modal espectral.

En función das características específicas de cada ponte, o método do modo fundamental aplícase utilizando un dos tres modelos simplificados que se expoñen a continuación:

- Modelo de taboleiro ríxido
- Modelo de taboleiro flexible
- Modelo de piar illado

A2.2 Modelo de taboleiro ríxido

Este modelo poderase aplicar cando, baixo a acción sísmica, a deformación do taboleiro nun plano horizontal sexa desprezable en comparación cos desprazamentos dos piares mais os aparellos de apoio.

Pódese supor que esta condición se cumpre nos casos seguintes:

- na dirección lonxitudinal, en pontes aproximadamente rectas con taboleiro continuo
- na dirección transversal se:

$$\frac{L}{B} \leq 4,0$$

onde:

- L lonxitude do taboleiro continuo
- B largo total do taboleiro

ou, en xeral, se se cumpre a condición seguinte:

$$\frac{\Delta d}{d_m} \leq 0,20$$

onde Δd e d_m son, respectivamente, a máxima diferenza e o valor medio dos desprazamentos dos piares mais os aparellos de apoio, na dirección transversal, baixo a acción sísmica nesa dirección.

En pontes con taboleiro ríxido, os efectos sísmicos poderanse calcular aplicando sobre o taboleiro unha forza estática equivalente dada pola expresión seguinte:

$$F = \frac{G}{g} \cdot \frac{S_a(T)}{q}$$

onde:

- F forza estática equivalente
- G peso total efectivo, que debe incluír o do taboleiro, o da sobrecarga concomitante co sismo e o da metade superior dos piares
- g aceleración da gravidade
- q factor de comportamento, segundo o punto 4.2.2 do articulado
- $S_a(T)$ valor do espectro de aceleracións na dirección considerada, segundo o punto 3.5.1 do articulado, correspondente ao período fundamental T da ponte, estimado coa expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G}{g \cdot K}}$$

sendo K a rixidez do sistema, obtida como suma das rixideces dos piares, na dirección considerada

A forza F deberase repartir ao longo do taboleiro de forma proporcional á distribución das masas efectivas.

O efecto de guinada do taboleiro (véxase figura C.4.6 do articulado) pódese asimilar á acción dun momento torsor M_t de eixe vertical:

$$M_t = \pm F \cdot e$$

onde:

- F forza estática equivalente en dirección transversal
- e excentricidade de cálculo, de valor:
 - $e = e_0 + e_a$
 - e_0 excentricidade teórica lonxitudinal, segundo a letra A1.1.b)
 - e_a excentricidade accidental, de valor $e_a = 0,05 L$
- L lonxitude do taboleiro

A2.3 Modelo de taboleiro flexible

Este modelo só será de aplicación se a diferenza máxima entre as luces dos vans que compoñen a ponte non supera o 20%.

Na súa aplicación suponse que a maior parte da resposta da estrutura corresponde a unha distribución de desprazamentos tipo, d , que, para cada unha das tres direccións, se poden obter mediante a aplicación das seguintes cargas estáticas de proxecto: forza de freada para a dirección lonxitudinal, forza de vento para a transversal e peso propio para a vertical.

Para cada compoñente da acción sísmica, obterase un sistema de forzas equivalentes nesa dirección, actuando sobre cada nó i dos N en que se discretiza a estrutura, segundo a seguinte expresión:

$$F_{eq}^i = \frac{S_a(T)}{q} \frac{G_i}{g} d_i \frac{\sum_{j=1}^N G_j d_j}{\sum_{j=1}^N G_j d_j^2}$$

onde:

- F_{eq}^i forza estática equivalente no nó i
 $S_a(T)$ valor do espectro de aceleracións na dirección considerada, segundo o punto 3.5.1 do articulado, correspondente ao período T asociado aos desprazamentos tipo, que se pode estimar coa expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N \frac{G_j}{g} d_j^2}{\sum_{j=1}^N Q_j d_j}}$$

sendo Q_j a carga concentrada no nó j utilizada para o cálculo dos desprazamentos tipo d_j

- q factor de comportamento, segundo o punto 4.2.2 do articulado
 G_i peso concentrado no nó i
 g aceleración da gravidade
 d_i desprazamento tipo do nó i

O efecto de guinada do taboleiro (véxase figura C.4.6 do articulado) pódese assimilar á acción dun momento torsor M_t de eixe vertical igual ao definido para o caso de taboleiro ríxido. O momento M_t pódese repartir entre os elementos de apoio usando a hipótese de taboleiro ríxido.

A2.4 Modelo de piar illado

Nos casos en que a acción sísmica sexa soportada basicamente polos piares e de forma independente por cada un deles, sen que exista unha interacción importante cos adxacentes, o valor da forza estática equivalente actuante ao nivel do taboleiro poderase obter da expresión seguinte:

$$F_i = \frac{G_i}{g} \cdot \frac{S_a(T)}{q}$$

onde:

- F_i forza estática equivalente correspondente ao piar i
 G_i peso efectivo, que debe incluír o da parte do taboleiro soportado polo piar i , o da sobrecarga correspondente concomitante co sismo e o da metade superior do piar i
 g aceleración da gravidade
 q factor de comportamento, segundo o punto 4.2.2 do articulado
 $S_a(T)$ valor do espectro de aceleracións na dirección considerada, segundo o punto 3.5.1 do articulado, correspondente ao período T , obtido da forma seguinte:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G_i}{g \cdot K_i}}$$

sendo K_i a rixidez do piar i , na dirección considerada

ANEXO 3

ECUACIONES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS PARA ANÁLISE NON LINEAL

As ecuacións constitutivas dos materiais que se indican a continuación poderanse utilizar para efectuar un cálculo non lineal da estrutura, definido nos puntos 4.3 e 4.4 do capítulo 4, así como para determinar o momento de sobrerresistencia definido no punto 5.3.1.2 do capítulo 5.

Nas comprobacións en réxime de deformación plástica é importante ter unha estimación o máis axustada posible da distribución de esforzos para poder relacionalos cos de plastificación das seccións. Ademais, se se trata de verificar a ductilidade, é necesario facer unha estimación segura da capacidade de deformación dos materiais. Por iso, os diagramas tensión-deformación deberanse axustar o máis posible aos reais aínda que con deformacións límite menores. Nas ecuacións constitutivas que se recollen nos puntos seguintes, para os parámetros tensionais utilízanse os valores medios esperados mentres que para os parámetros deformacionais se utilizan valores reducidos.

A3.1 Diagrama tensión-deformación do aceiro de alta ductilidade para armaduras pasivas

A curva tensión-deformación (figura A3.1) estará definida por un primeiro tramo elástico lineal, unha meseta correspondente ao valor medio do límite elástico e un último tramo de endurecemento por deformación, de forma parabólica, con valor máximo correspondente ao valor medio da tensión de rotura. A deformación unitaria de inicio de endurecemento tomarase co seu valor medio e a deformación unitaria máxima tomarase un 30% menor que o valor medio desta característica do material.

Na falta de datos experimentais específicos do material, poderanse adoptar os seguintes valores:

$$\begin{aligned} f_{ym} &= 1,15 f_{yk} \\ f_{max,m} &= 1,15 f_{max,k} \\ \epsilon_{sh} &= 0,015 \\ \epsilon_{max} &= 0,7 \epsilon_{max,k} \end{aligned}$$

sendo f_{yk} , $f_{max,k}$ e $\epsilon_{max,k}$ os valores característicos do límite elástico, da tensión de rotura e da deformación unitaria máxima, respectivamente.

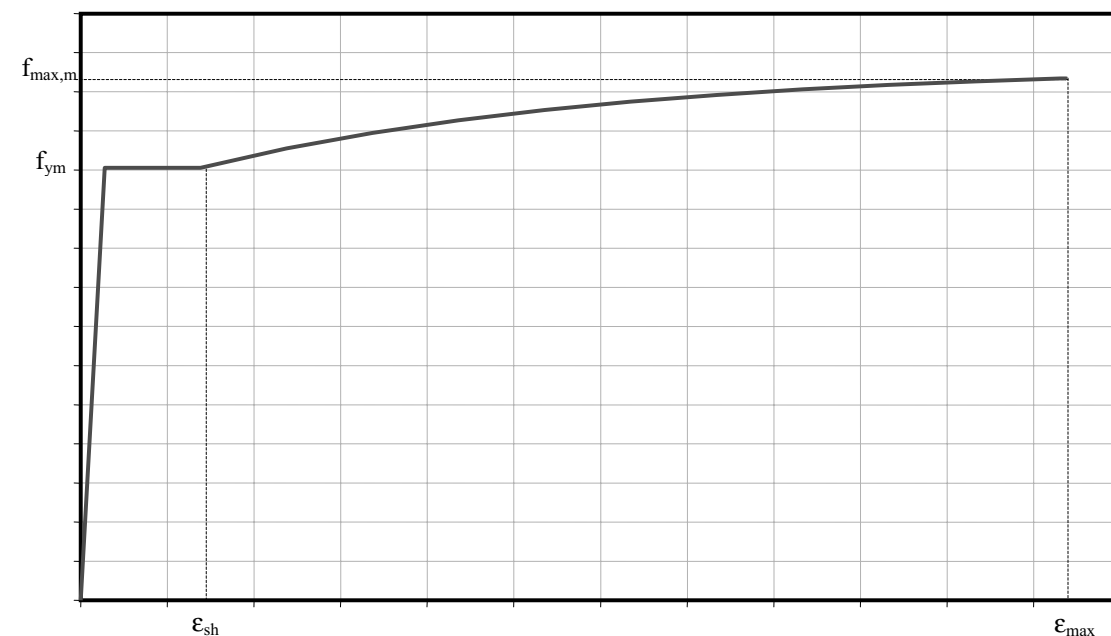


Figura A3.1 Diagrama tensión-deformación do aceiro de alta ductilidade para armaduras pasivas

A3.2 Diagrama tensión-deformación do aceiro para armaduras activas

No caso do aceiro de pretensar, como a diferenza entre a resistencia media e a característica é pequena, e este último é o valor garantido, tomarase como diagrama tensión-deformación o característico definido na *Instrución de formigón estrutural*, cunha deformación unitaria máxima reducida de valor $\epsilon_{\max} = 0,030$.

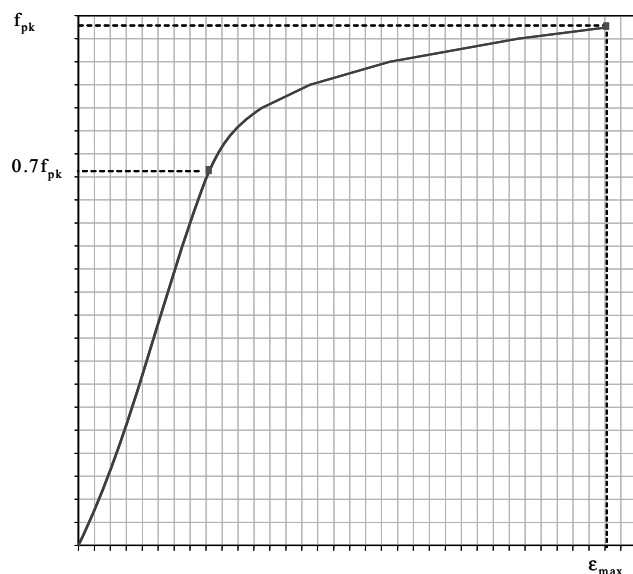


Figura A3.2 Diagrama tensión-deformación do aceiro para armaduras activas

A3.3 Diagrama tensión-deformación do aceiro estrutural

Para o aceiro estrutural, e na falta de datos específicos, adoptarase unha curva tensión-deformación elástica perfectamente plástica, cun valor medio do límite elástico definido pola expresión seguinte:

$$f_{ym} = 1,25 f_{yn}$$

onde f_{yn} é o valor nominal do límite elástico.

Tomarase unha deformación unitaria máxima de valor $\epsilon_u = 0,15$.

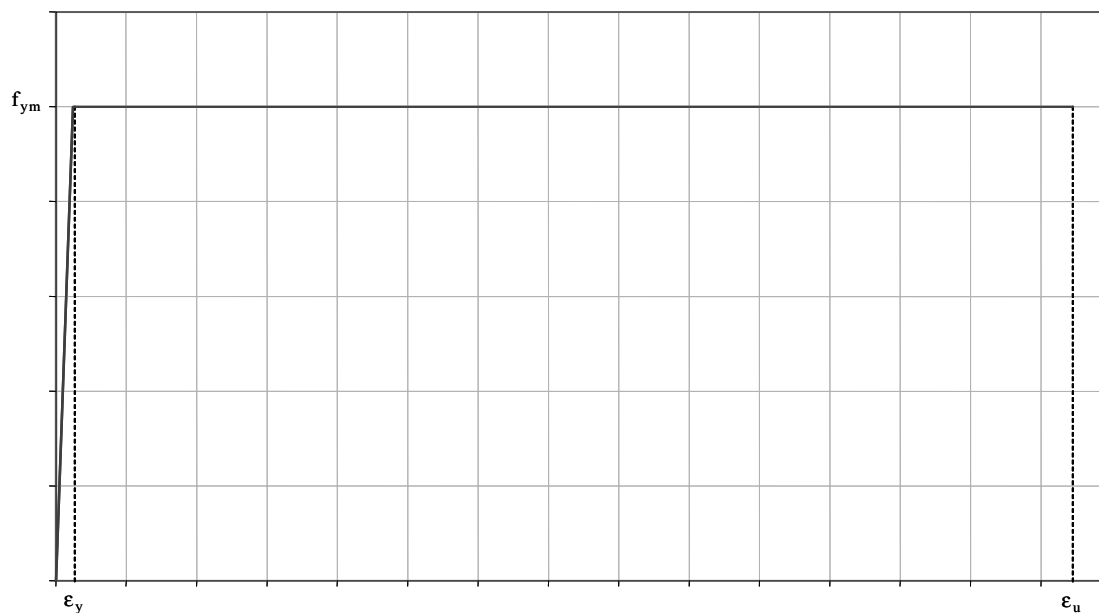


Figura A3.3 Diagrama tensión-deformación do aceiro estrutural

A3.4 Diagrama tensión-deformación do formigón

Se o formigón non está confinado, utilizarase o diagrama tensión-deformación definido na *Instrución de formigón estrutural* (EHE, figura 21.3.3) para efectuar unha análise non lineal.

Se o formigón está confinado, será necesario ter en conta esta circunstancia para definir a súa curva tensión-deformación. Poderase utilizar a curva definida na figura A3.4, que corresponde á expresión seguinte:

$$\frac{\sigma}{f_{cm,c}} = \frac{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cl,c}} r}{r-1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cl,c}}\right)^r}$$

sendo:

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}}$$

$$E_{cm} = 9500(f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{módulo de elasticidade tanxente, en N/mm}^2)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{cl,c}} \quad (\text{módulo de elasticidade secante, en N/mm}^2)$$

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (\text{resistencia media do formigón confinado})$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistencia media do formigón sen confinar})$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254$$

$$\varepsilon_{cl,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (\text{deformación baixo tensión máxima})$$

σ_e tensión efectiva de confinamento, función da contía xeométrica da armadura transversal de confinamento ρ_w , definida no capítulo 6 desta norma:

$$\sigma_e = 1/2 \alpha \rho_w f_{ym} \quad \text{para cercos circulares ou armadura helicoidal}$$

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad \text{para cercos rectangulares ou estribos (neste caso, a contía xeométrica pode non ser a mesma nas dúas direccións, polo que se debe adoptar a media xeométrica das contías en cada dirección)}$$

α factor de efectividade do confinamento (para piares nos cales se adoptaron as contías e disposicións de armado definidas no punto 6.2.2.3 desta norma, poderase tomar $\alpha = 1$)

$\varepsilon_{cu,c}$ deformación última do formigón confinado, que aproximadamente corresponde ao momento en que comeza a romper a armadura transversal de confinamento. Pódese definir mediante a expresión seguinte:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}}$$

sendo:

$\rho_s = \rho_w$ para cercos circulares ou zunchos

$\rho_s = 2\rho_w$ para cercos rectangulares ou estribos

f_{ym} valor medio do límite elástico

ϵ_{su} valor medio da deformación unitaria do aceiro de armar correspondente á forza máxima

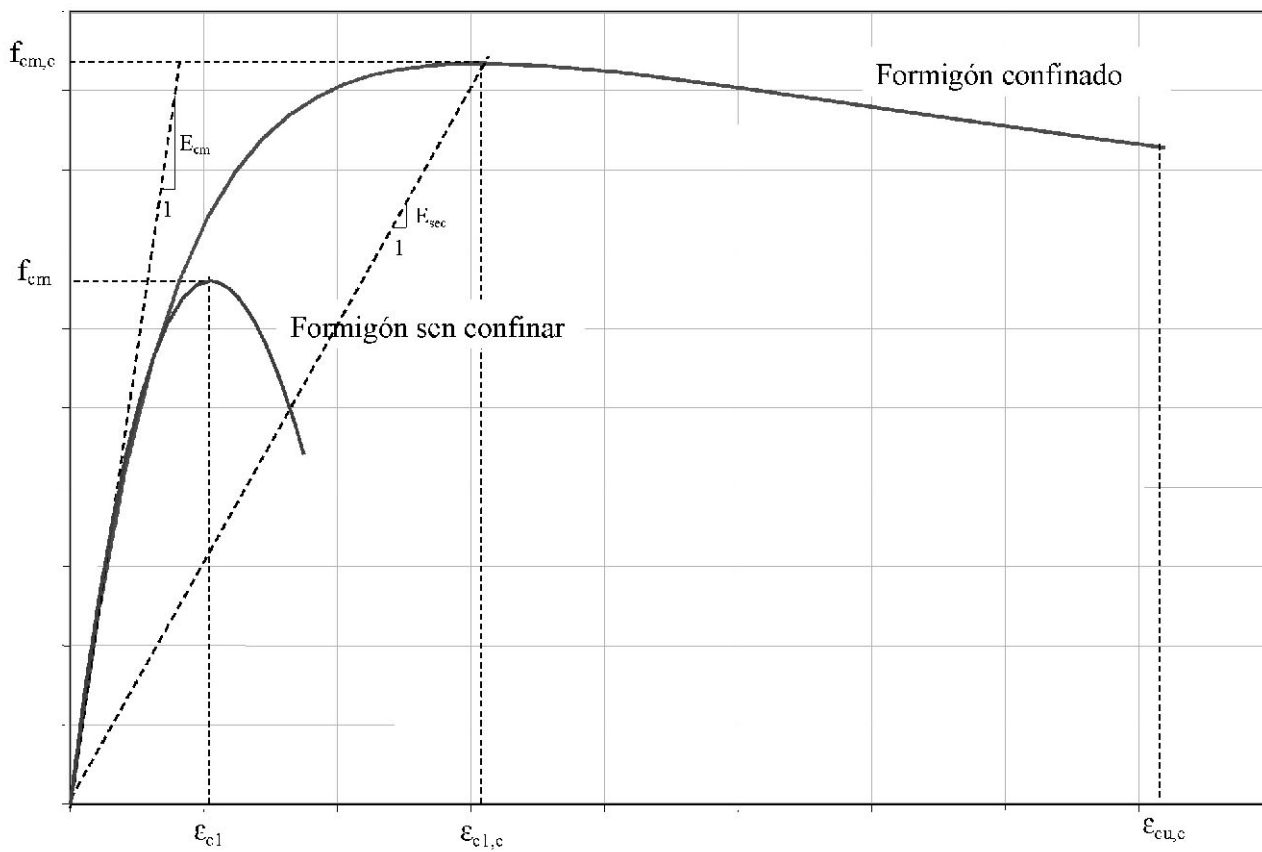


Figura A3.4 Diagrama tensión-deformación do formigón

ANEXO 4

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA SIMPLIFICADO DE SECCIÓNS DE FORMIGÓN ESTRUTURAL PARA ANÁLISE NON LINEAL

Simplificadamente poderase utilizar para seccións dúctiles un diagrama momento curvatura elástico perfectamente plástico. Para iso será necesario determinar o diagrama momento curvatura das seccións, utilizando as ecuacións constitutivas definidas no anexo 3.

Posteriormente, definirase un diagrama elástico perfectamente plástico simplificado de forma que a rama elástica pase polo punto que corresponde á plastificación da armadura máis solicitada e que a área total encerrada polo diagrama idealizado a partir do punto de inicio da plastificación das armaduras coincida coa área encerrada polo diagrama real, tal como se mostra na figura A4.1.

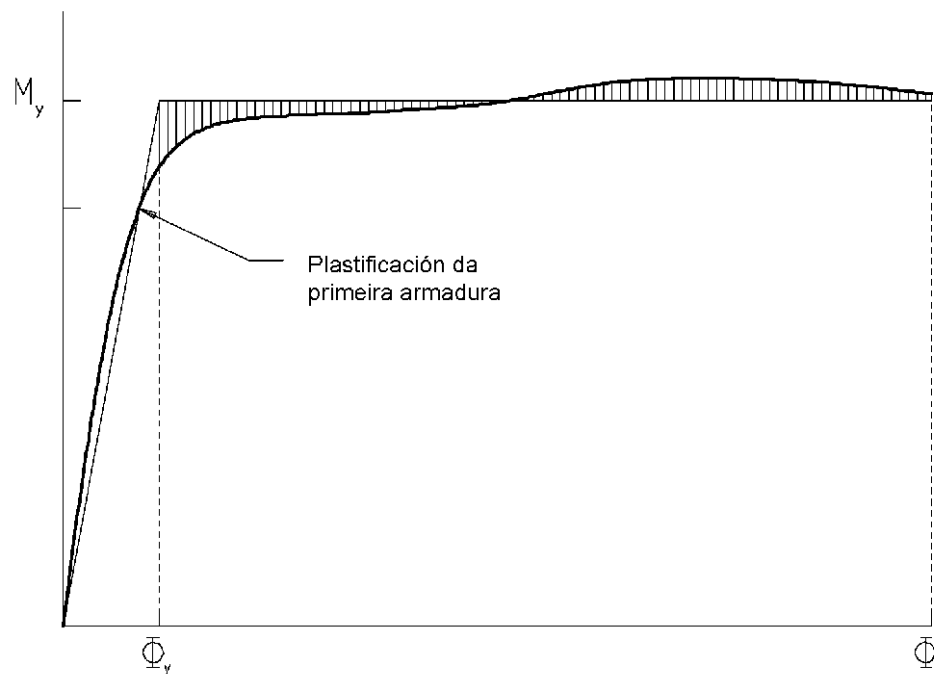


Figura A4.1 Diagrama momento-curvatura idealizado

ANEXO 5

DETERMINACIÓN DOS ASENTOS INDUCIDOS POLA VIBRACIÓN SÍSMICA EN AREAS

A continuación inclúense dous procedementos, un para areas saturadas e outro para areas non saturadas, que permiten calcular, nunha primeira aproximación, o asentamento producido pola vibración sísmica.

A5.1 Areas saturadas

Con carácter orientativo, poderase estimar o asentamento inducido pola vibración sísmica de acordo co seguinte procedemento, válido inicialmente para areas limpas. En xeral, cabe esperar que para un mesmo valor do índice $N_{1,60}$, os asentamentos en areas con máis dun 5 % de finos sexan menores que os obtidos de acordo co dito procedemento.

- Establecemento do perfil xeotécnico do terreo, que deberá quedar caracterizado polo menos pola distribución en profundidade dos valores do índice $N_{1,60}$, cuxa definición se inclúe no comentario ao punto 8.3.1
- Determinación da tensión tanxencial provocada polo terremoto τ_E , segundo o comentario ao punto 8.3.1
- Determinación da presión vertical efectiva σ'_v sobre o plano horizontal a cada profundidade z
- Determinación do factor (τ_E/σ'_v) , cociente entre as tensións anteriores, correspondente a un terremoto de magnitude M
- Determinación do factor $K_{M,E}$ en función da magnitude do terremoto, que se pode obter da táboa A.5.1. Na falta dun estudo específico, a magnitude do terremoto de cálculo pódese estimar de forma aproximada de acordo cos valores que se indican na táboa C.3.3.

Magnitude M	$K_{M,E}$
5,25	0,40
6	0,57
6,75	0,76
7,5	1,00
8,5	1,38

Táboa A.5.1 Valor de $K_{M,E}$, para areas saturadas

- Determinación da deformación vertical unitaria $\varepsilon_{c,M}$, correspondente a un terremoto de magnitude M en función do índice $N_{1,60}$ e do factor $(K_{M,E} \cdot \tau_E/\sigma'_v)$, a partir da figura A.5.1.

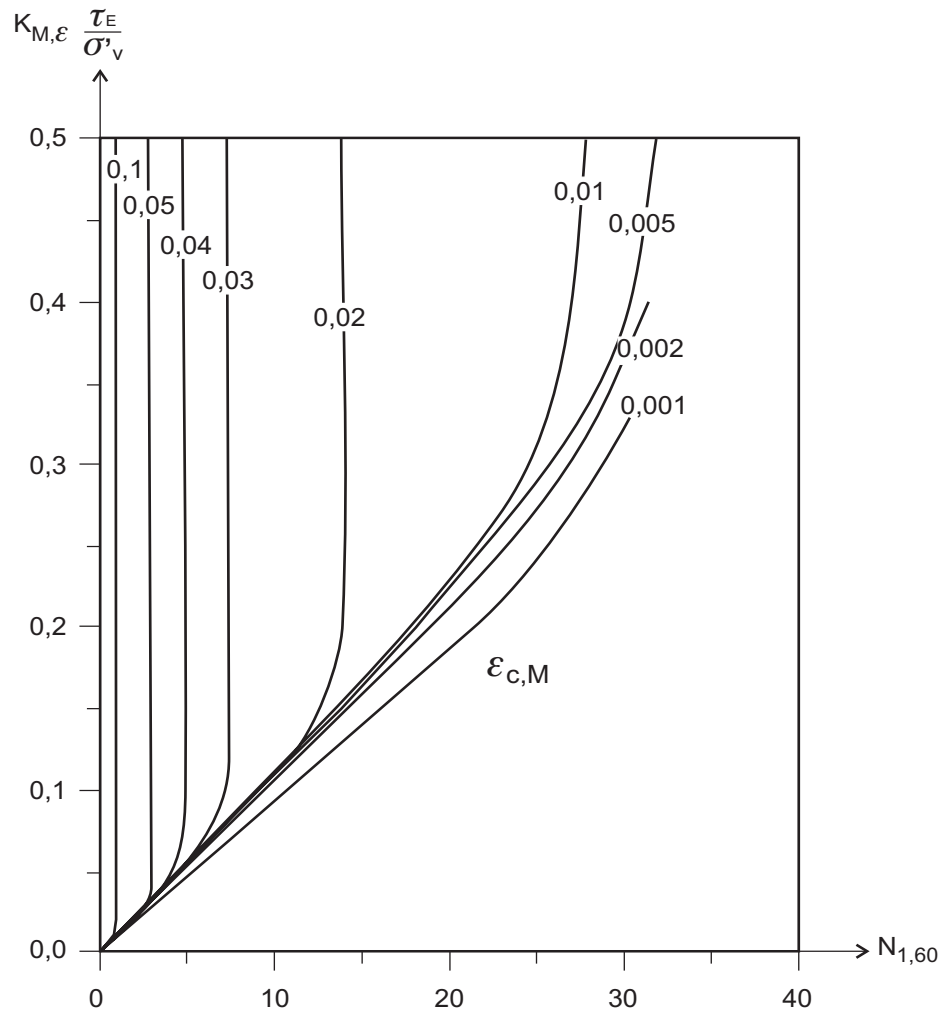


Figura A.5.1

- g) Obtención do asento total, como suma dos correspondentes aos diferentes estratos, calculados como produto do espesor de cada estrato pola súa deformación vertical unitaria. É dicir:

$$s_{tot} = \sum_{j=1}^n \epsilon_{c,M} \cdot h_j$$

onde:

s_{tot}	asento total
$\epsilon_{c,M}$	deformación vertical unitaria
h_j	espesor do estrato j-ésimo

A5.2 Areas non saturadas

Con carácter orientativo, poderase estimar o asento inducido pola vibración sísmica en areas non saturadas de acordo co seguinte procedemento:

- a) Establecemento do perfil xeotécnico do terreo, que deberá quedar caracterizado polo menos pola distribución en profundidade dos valores do índice de densidade I_D ou do índice $N_{1,60}$

Enténdese por índice de densidade dunha area I_D , a relación entre os índices de poros, ou pesos específicos, que se indica na expresión seguinte:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_{\max}}{\gamma} \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}$$

onde:

- I_D índice de densidade
- e índice de poros no estado analizado
- γ peso específico da area no estado analizado

Os pesos γ_{\max} e γ_{\min} pódense obter conforme o especificado en UNE 103106 e UNE 103105, respectivamente.

- b) Determinación da tensión tanxencial provocada polo terremoto τ_E , segundo o comentario ao punto 8.3.1.
- c) Determinación do módulo de rixidez transversal do terreo para pequenas deformacións G_{\max} , segundo o comentario ao punto 8.2.3. Alternativamente, poderase obter G_{\max} [kPa] a partir da correlación seguinte, ou doutras que o proxectista xustifique convenientemente:

$$G_{\max} \text{ [kPa]} = 4400 (N_{1,60})^{1/3} (\sigma'_m \text{ [kPa]})^{1/2}$$

onde:

- $N_{1,60}$ índice definido no comentario ao punto 8.3.1
- σ'_m presión media vertical efectiva sobre o plano horizontal á profundidade z , expresada en [kPa]. Pódese considerar $\sigma'_m = 0,65 \sigma'_v$ sendo σ'_v a presión vertical efectiva sobre o plano horizontal á profundidade z

- d) Determinación da deformación angular unitaria γ_c , a partir da figura A.5.2.

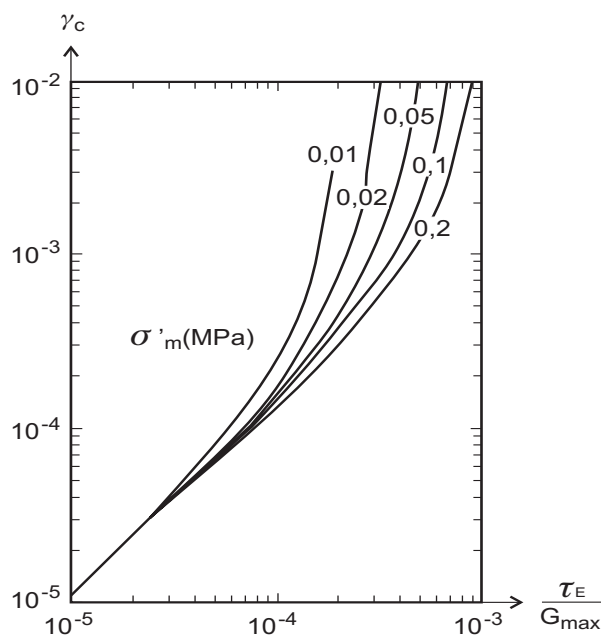


Figura A.5.2

- d) Determinación do valor da deformación vertical unitaria $\epsilon_{c,7.5}$ a partir da deformación angular unitaria γ_c e o índice de densidade I_D ou o índice $N_{1,60}$, utilizando para iso a figura A.5.3, válida para un terremoto de magnitude $M = 7,5$.

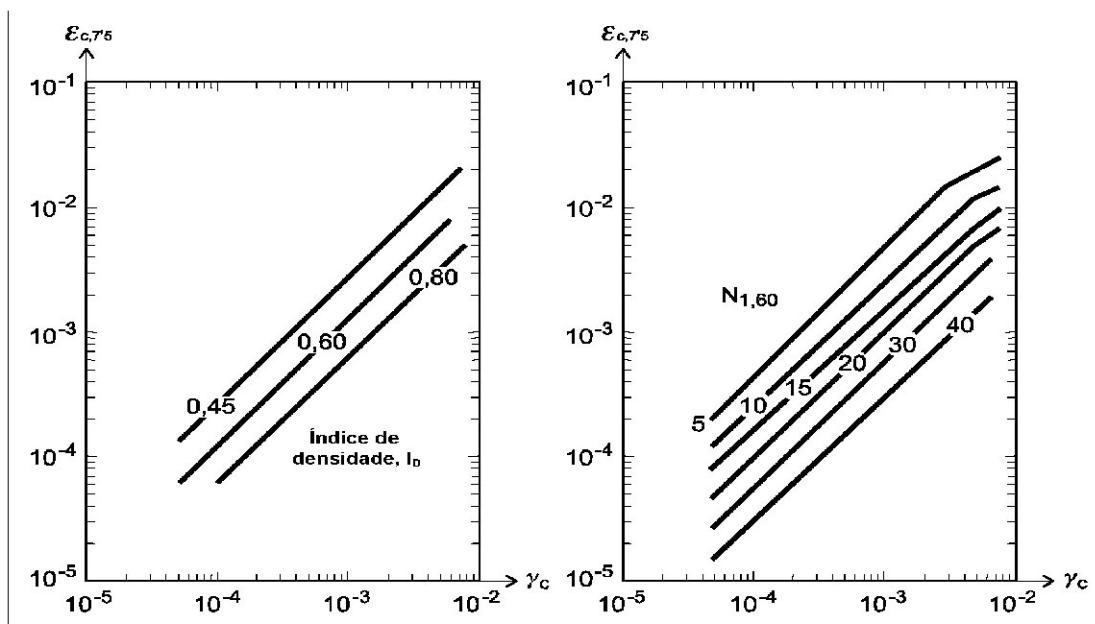


Figura A.5.3

- f) Corrección da deformación vertical unitaria $\epsilon_{c,7.5}$ obtida da figura A.5.3, de acordo cos seguintes criterios:
- Para magnitudes de terremoto diferentes de $M = 7,5$ deberase multiplicar o valor de $\epsilon_{c,7.5}$ polo factor incluído na táboa A.5.2. Na falta dun estudo específico, a magnitude do terremoto de cálculo pódese estimar de forma aproximada de acordo cos valores que se indican na táboa C.3.3

Magnitude M	$\epsilon_{c,M} / \epsilon_{c,7.5}$
5,25	0,40
6	0,60
6,75	0,85
7,5	1,00
8,5	1,25

Táboa A.5.2 Relación, $\epsilon_{c,M} / \epsilon_{c,7.5}$ para areas non saturadas

- En todos os casos, o valor obtido deberase multiplicar por 2, para ter en conta o efecto multidireccional da vibración.
- h) Obtención do asentado inducido pola vibración sísmica, como suma dos asentados correspondentes aos diferentes estratos, calculados como produto do espesor de cada estrato pola súa deformación vertical unitaria, tendo en conta o efecto multidireccional da vibración. É dicir:

$$s_{tot} = \sum_{j=1}^n 2\epsilon_{c,M} \cdot h_j$$

onde:

- s_{tot} asentado total
- $\epsilon_{c,M}$ deformación vertical unitaria
- h_j espesor do estrato j-ésimo

ANEXO 6

TEORÍA PSEUDOESTÁTICA PARA O CÁLCULO DE EMPURRES SOBRE MUROS

O método utilizado con maior frecuencia para o dimensionamento de muros de contención de terras é o denominado pseudoestático, desenvolvido inicialmente por Okabe (1926) e Mononobe (1929), que se basea na xeneralización dos principios da estática (equilibrios de forzas e momentos) á situación sísmica, mediante a adición, ás forzas existentes na situación estática, de forzas de inercia e sobreempuxes, que son función das características do sismo analizado.

Nesta teoría suponse a condición activa no extradorso do muro e a pasiva no intradorso, fronte á parte enterrada do alicerce, así como un terreo puramente granular.

Segundo a teoría do equilibrio límite, os empurres activo E_{AE} e pasivo E_{PE} corresponden, en condicións estáticas, ás expresións:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE}$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PE}$$

onde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta - \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

sendo:

H	altura do muro
Φ	ángulo de rozamento interno do terreo
β	ángulo do paramento do muro respecto á vertical
i	ángulo de inclinación do terreo respecto á horizontal
γ	peso específico do terreo
δ	ángulo de rozamento estrutura – terreo. Na falta de información específica relativa ao caso analizado, pódense adoptar os seguintes valores:

para a determinación de K_{AE}	$\delta \leq \frac{2}{3} \phi$
----------------------------------	--------------------------------

para a determinación de K_{PE}	$\delta = 0$
----------------------------------	--------------

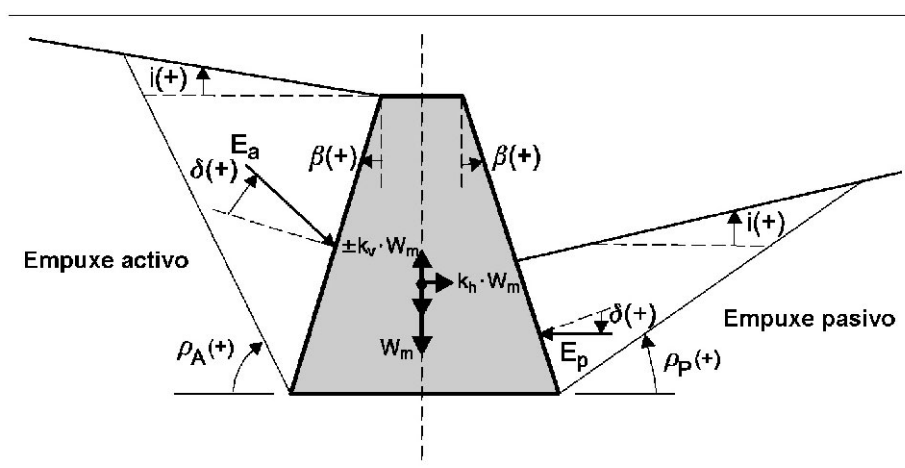


Figura A6.1

Cando existan varios tipos de terreo no extradorso, pódese utilizar a formulación exposta con carácter xeral, adoptando valores medios do ángulo ϕ e do peso específico γ . Para o ángulo ϕ , tomarase a media ponderada dos ángulos de rozamento interno de cada tipo de terreo en función da lonxitude que cada un deles intercepta na liña base da cuña de empurre na sección transversal. Para o peso específico γ tomarase a media ponderada dos pesos específicos de cada tipo de terreo en función da súa área na cuña de empurre contida na sección transversal.

Cando sexa necesario determinar a xeometría das cuñas activa e pasiva en condicións dinámicas, poderanse adoptar as seguintes expresións:

$$\rho_A = \phi - \theta + \operatorname{arctg} \left[\frac{C_1 - \operatorname{tg}(\phi - \theta - i)}{C_2} \right]$$

$$C_1 = \sqrt{\operatorname{tg}(\phi - \theta - i) [\operatorname{tg}(\phi - \theta - i) + \operatorname{ctg}(\phi - \theta - \beta)] [1 + \operatorname{tg}(\delta + \theta + \beta) \operatorname{ctg}(\phi - \theta - \beta)]}$$

$$C_2 = 1 + \{ \operatorname{tg}(\delta + \theta + \beta) [\operatorname{tg}(\phi - \theta - i) + \operatorname{ctg}(\phi - \theta - \beta)] \}$$

$$\rho_p = \theta - \phi + \operatorname{arctg} \left[\frac{C_3 + \operatorname{tg}(\phi + \theta + i)}{C_4} \right]$$

$$C_3 = \sqrt{\operatorname{tg}(\phi - \theta + i) [\operatorname{tg}(\phi - \theta + i) + \operatorname{ctg}(\phi - \theta + \beta)] [1 + \operatorname{tg}(\delta + \theta - \beta) \operatorname{ctg}(\phi - \theta + \beta)]}$$

$$C_4 = 1 + \{ \operatorname{tg}(\delta + \theta - \beta) [\operatorname{tg}(\phi - \theta + i) + \operatorname{ctg}(\phi - \theta + \beta)] \}$$

O método supón que os pesos dos elementos que interveñen no problema se completan con forzas de inercia aplicadas nos seus centros de gravidade, debendo considerar a actuación da aceleración sísmica vertical en sentido ascendente ou descendente segundo resulte máis desfavorable para o caso analizado. Prodúcese así unha situación en que o ángulo de gravidade aparente con respecto á vertical resulta:

$$\theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

onde:

k_h coeficiente sísmico horizontal para o cal, en xeral, se pode tomar o seguinte valor:

$$k_h = \frac{a_c}{g}$$

Cando se poida supor que non existen restricións importantes ao movemento do estribo, e sempre que se poida asegurar que non van aparecer presións intersticiais no seu extradorso, poderanse xustificar valores inferiores deste coeficiente. En calquera caso, deberase cumprir a condición seguinte:

$$k_h \geq \frac{a_c}{2g}$$

k_v coeficiente sísmico vertical, para o que se poderá tomar o valor seguinte:

$$k_v = \pm \frac{k_h}{2}$$

aínda que en moitas comprobacións se poderá prescindir da acción sísmica vertical por ter pouca influencia.

Cando os muros superen os 10 m de altura, non serán de aplicación directa os valores anteriores dos coeficientes sísmicos, senón que estes se deberán determinar para cada caso concreto mediante un estudo específico que teña en conta a propagación vertical das ondas sísmicas e os valores de pico da aceleración horizontal obtidos a diferentes alturas do muro.

A consideración do ángulo de gravidade aparente implica que, en condicións dinámicas, as fórmulas dos empurres activo E_{AD} e pasivo E_{PD} resulten:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AD}$$

$$E_{PD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PD}$$

onde:

$$K_{AD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Respecto ao punto de aplicación dos empurres, no caso estático activo admítase un diagrama triangular de presións con valor máximo na base, mentres que no dinámico a teoría empregada non permite a súa localización exacta. Para os efectos prácticos, pódese considerar aplicado a unha altura de aproximadamente $2H/3$, seguindo unha distribución triangular invertida respecto á do caso estático activo.

Por iso recoméndase a utilización do esquema da figura A6.2, na cal o empurre activo total se obtén como suma do estático E_{AE} e dun incremento dinámico ΔE_{AD} , definido como:

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AD} - K_{AE})$$

En consecuencia:

$$E_{AT} = E_{AE} + \Delta E_{AD}$$

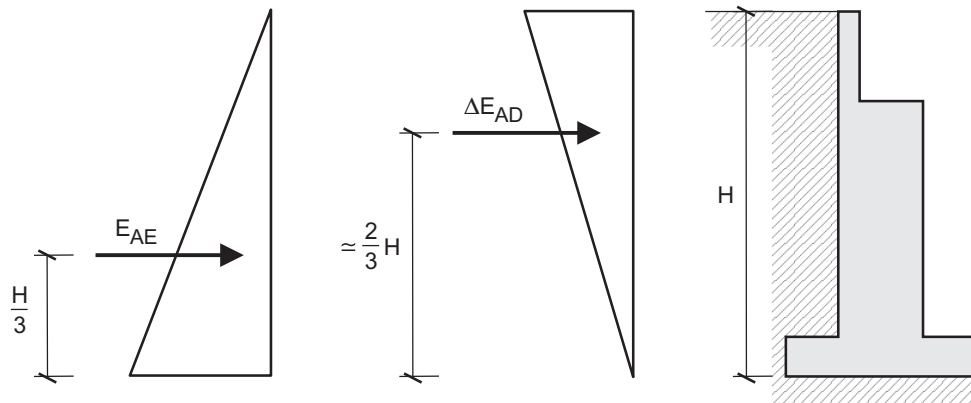


Figura A6.2

Nos solos somerxidos, en que se poida considerar que a auga intersticial vibra xunto co esqueleto sólido, o valor de θ nos coeficientes de empurre anteriores débese substituír polo de θ_s , que se define como:

$$\theta_s = \arctg \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right)$$

onde:

γ_{sat} peso específico do solo saturado

γ_w peso específico da auga, para o cal se poderá tomar o valor $\gamma_w = 9800 \text{ N/m}^3$

Simultaneamente, ao calcular o empurre das terras débese utilizar o peso específico somerxido ($\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w$).

Nos solos somerxidos de alta permeabilidade, nos cales se poida supor que a vibración da auga e a do esqueleto sólido son independentes, débese substituír o ángulo θ por θ_d :

$$\theta_d = \arctg \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right)$$

Nos casos habituais de recheos de extradorso, considerarase que a vibración de auga e esqueleto sólido é conxunta.

Simultaneamente, ao calcular o empurre das terras débese utilizar o peso específico do solo seco γ_d .

Ademais, neste caso, ao empurre estático da auga débese engadir o hidrodinámico, de valor:

$$E_{WD} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

No caso de extradorsos parcialmente somerxidos (figura A6.3), precísanse dous valores do coeficiente de empurre dinámico: o correspondente ao terreo da parte superior K_{AD} , onde se utiliza o valor do ángulo θ , e o correspondente ao terreo da parte inferior K_{AD}^{sum} , onde se utiliza normalmente o ángulo θ_s e o peso específico somerxido.

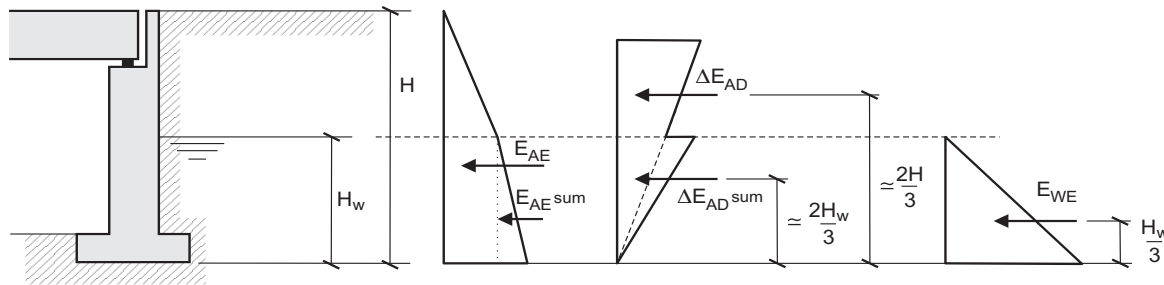


Figura A6.3

Neste caso o empurre activo total resulta:

$$E_{AT} = E_{AE} + E_{AE}^{sum} + \Delta E_{AD} + \Delta E_{AD}^{sum} + E_{WE}$$

onde:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma (H - H_w)^2 + K_{AE} \gamma (H - H_w) H_w$$

$$E_{AE}^{sum} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma_{sum} H_w^2$$

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} (K_{AD} - K_{AE}) \gamma H^2$$

$$\Delta E_{AD}^{sum} = \frac{1}{2} (K_{AD}^{sum} - K_{AD}) \gamma_{sum} H_w^2$$

$$E_{WE} = \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2$$

No caso de solos totalmente somerxidos cunha lámina de auga libre superior, débese engadir o empurre hidrodinámico E_{WD} , aplicado a unha altura $0,4(H_w-h)$ medida desde o leito, segundo se indica na figura A6.4.

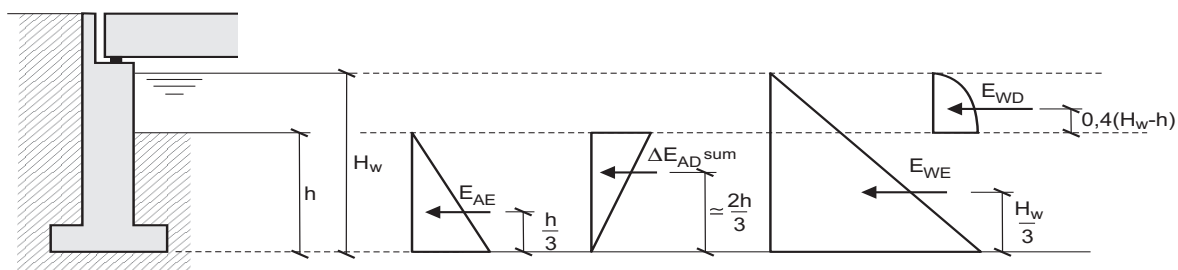


Figura A6.4

O empurre activo total resulta:

$$\begin{aligned}E_{AT} &= E_{AE} + \Delta E_{AD}^{\text{sum}} + E_{WE} + E_{WD} \\E_{AE} &= \frac{1}{2} K_{AE} \gamma_{\text{sum}} h^2 \\ \Delta E_{AD}^{\text{sum}} &= \frac{1}{2} (K_{AD}^{\text{sum}} - K_{AE}) \gamma_{\text{sum}} h^2 \\ E_{WE} &= \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2 \\ E_{WD} &= \frac{7}{12} k_h \gamma_w (H_w - h)^2\end{aligned}$$

Ás accións anteriores terase que engadir en todo caso a subpresión baixo o plano do alicerce, cando sexa previsible a súa existencia.