

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES PEDONAIIS DE MADEIRA

Rigueiro, Constança S.

Instituto Politécnico de Castelo Branco, Departamento de Engenharia Civil, Portugal

Negrão, João H. O.

Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Portugal

Rebelo, Carlos A.S.

Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Portugal

RESUMO

Na Parte 2 do Eurocódigo 5 é proposto, para tipologias correntes, um processo simplificado de verificação do estado-limite de vibração para pontes de madeira sujeitas à acção de grupos de peões, o qual utiliza estimativas do valor máximo da aceleração no tabuleiro.

Neste trabalho procede-se à comparação entre os valores determinados por esse método e os obtidos por análise dinâmica de modelos numéricos de Elementos Finitos, sob a acção de grupos de peões de dimensão e frequência de passada variáveis.

Descrevem-se ainda os modelos probabilísticos utilizados na geração do carregamento dinâmico correspondente a estes grupos.

1. INTRODUÇÃO

A madeira e os materiais estruturais dela derivados, nomeadamente a madeira lamelada colada, têm sido usados com sucesso na construção de pontes pedonais ou de tráfego ligeiro, de pequeno a médio vão.

Contudo, os baixos peso e módulo de elasticidade deste material estrutural podem originar alguns problemas de vibrações em estruturas sujeitas a acções dinâmicas, em especial quando sujeitas à acção sincronizada de peões.

A Norma Europeia ENV1995-2 (1997), vulgo EC5-2, sugere procedimentos simplificados de análise e verificação do estado limite de serviço de vibração em tipologias estruturais simples, como sejam as pontes com vãos simplesmente apoiados ou contínuos, no caso de acções originadas pela travessia de peões ou veículos. A metodologia proposta consubstancia-se em fórmulas herméticas que não são intuitivas para o projectista comum.

Além disso, na nova versão da norma, ainda em fase de discussão, será removida uma parte significativa daqueles procedimentos, introduzindo lacunas de informação adicionais.

O critério de verificação do estado-limite de vibração preconizado no EC5-2 consiste na limitação do valor máximo da aceleração experimentada em qualquer ponto do tabuleiro, tendo por objectivo assegurar níveis de conforto adequados e a redução do risco de fadiga de elementos estruturais.

Este estudo tem por objectivo comparar os resultados obtidos pelo método simplificado referido com os que resultam de uma análise dinâmica passo-a-passo. Acessoriamente e quando aplicáveis, apresentam-se ainda os resultados obtidos por aplicação de outras normas ou trabalhos da especialidade.

Com vista à realização da análise dinâmica, foi necessário proceder à geração de carregamentos dinâmicos correspondentes à passagem aleatória de um peão ou de grupos de peões no tabuleiro. Nas secções 2 a 4 é descrito e fundamentado o procedimento utilizado para este efeito.

2. MODELO DA ACÇÃO DO PEÃO

A caracterização da acção do peão envolve essencialmente formas de movimento como o andar, correr e salto rítmico. No contexto deste trabalho tem particular interesse analisar as formas de movimento mais representativas das actividades que podem ocorrer numa ponte para peões tal como o andar e o correr. No entanto, deve também considerar-se a situação de salto rítmico que poderá assumir importância em situações de vandalismo.

Para a análise do comportamento dinâmico das pontes pedonais quando sujeitas às acções devidas à passagem de peões, consideraram-se funções de carga, que reproduzem a variação da força transmitida pelo peão ao pavimento ao longo do tempo. Nestas funções intervêm diversos factores cuja caracterização é importante, tal como a frequência da passada, a velocidade do movimento e o comprimento da passada (Bachman & Ammann, 1987)

2.1. Acção individual

A função de carga pode, em geral, ser definida utilizando o desenvolvimento em série de Fourier,

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^N \alpha_i G \sin(2\pi f_s t - \phi_i) \quad (1)$$

onde G representa o peso do peão tipo, $\alpha_i G$ a amplitude da i -ésima harmónica, ϕ_i o respectivo ângulo de fase relativamente à primeira harmónica, i o número de ordem dos termos da série e N o número total de harmónicas consideradas, em geral, três.

Os coeficientes de Fourier α_i podem tomar os valores dados no quadro 1 de acordo com o tipo de movimento considerado. Existe uma zona de sobreposição entre 2 e 2.5 Hz em que qualquer dos tipos de movimento é possível, sendo que, nesses casos, é normalmente mais desfavorável considerar a corrida ou salto rítmico por originar maiores coeficientes dinâmicos. A função de carga para estes tipos de movimento é diferente do primeiro tipo, pois apenas apresenta um máximo que equivale ao contacto do pé com o pavimento, podendo ser, por isso, modelada como uma sequência periódica de impulsos com forma triangular ou

semi-sinusoidal em que t_c é o tempo de duração do impulso (tempo de contacto com o pavimento).

Quadro 1 – Coeficientes de Fourier das três primeiras harmónicas

Tipo de movimento	Modelo no domínio do tempo	Intervalo Freqüências	α_1	α_2	α_3
Andar		$1 < f_s \leq 1,5Hz$	$0,43f_s - 0,38$	0,1	0,1
		$1,5 < f_s \leq 2,5Hz$	$0,43f_s - 0,38$	$0,15f_s - 0,125$	0,1
Corrida ou salto rítmico	Modelo triangular	$2,0 \leq f_s \leq 4,0Hz$	$\alpha_i = 4 \frac{1 - \cos(i\pi f_s t_c)}{(i\pi f_s t_c)^2}$		
	Modelo de semi-seno		$\alpha_i = 2 \frac{\cos(i\pi f_s t_c)}{1 - (2if_s t_c)^2}$		

Relativamente aos ângulos de fase Bachmann & Ammann (1987) sugerem que se tome $\phi_1=0$, $\phi_2= \phi_3= \pi/2$. No entanto, a consideração dos ângulos de fase não terá, em geral, interesse, a não ser nas situações em que a resposta se não encontrar dominada pela ressonância numa das harmónicas da carga, o que não será, em princípio, a regra.

A relação entre o tempo de contacto pé-pavimento, t_c , e o período da passada $T_p=1/f_s$ pode ser obtido da relação dada na figura 1. A comparação dos primeiro e segundo coeficientes de Fourier para os dois tipos de movimento e de modelos no domínio do tempo é feita na figura 2. Verifica-se que para frequências baixas até cerca de 2.0Hz a acção dinâmica é consideravelmente mais baixa do que para valores mais elevados de frequência.

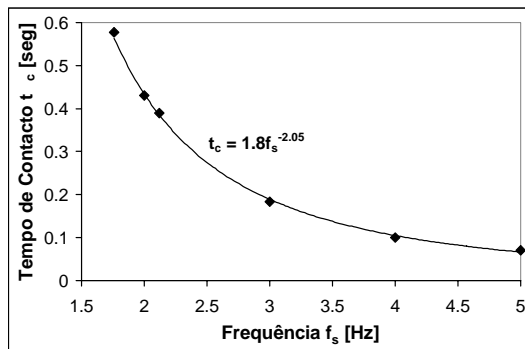


Figura 1: Tempo de contacto com o pavimento t_c

2.2. Sobreposição espacial das acções individuais

O efeito resultante da existência de mais de uma pessoa sobre a estrutura foi calculado através do desenvolvimento de um programa de cálculo que considera a sobreposição dos efeitos individuais.

De acordo com Matsumoto *et al* (1978) a distribuição das frequências da passada de peões sobre pontes pedonais pode ser aproximada através de uma distribuição normal de valor médio 2,0Hz e desvio padrão 0,18Hz. Não existindo estudos publicados sobre a variação das frequências de corrida, foi utilizada a mesma função de distribuição para este tipo de movimento.

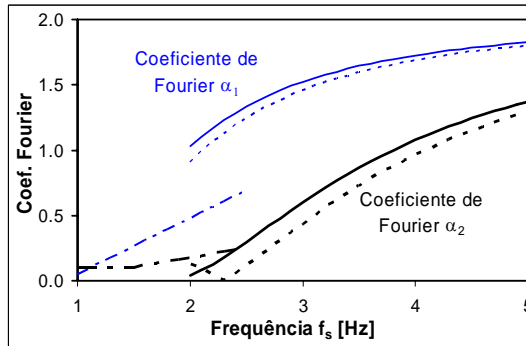
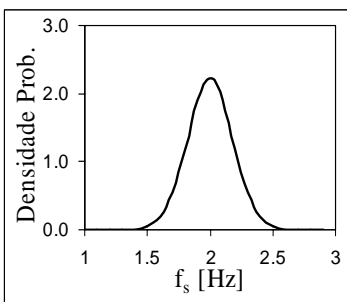
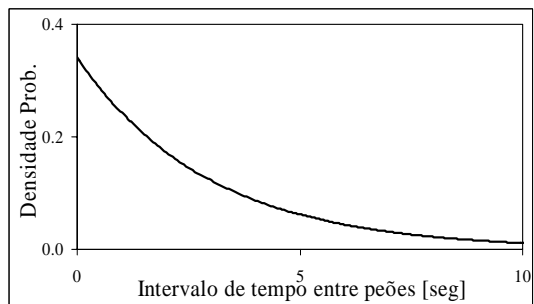


Figura 2: Comparação dos coeficientes de Fourier das duas primeiras harmônicas para os dois tipos de movimentos e modelos de descrição no tempo.

De acordo com o a prEN1991-2 (2001), vulgo EC1 para além da acção individual, consideram-se dois tipos de acção dinâmica: a acção originada por um grupo de peões, cerca de 10, e a originada por uma corrente contínua de peões sobre a estrutura. Consideram-se nesta sobreposição de acções individuais, as distribuições estatística referida para o valor da frequência de passada, e que se representa na figura 3-a.



(a)



(b)

Figura 3 – a) Função densidade de probabilidade das frequências e b) Função densidade de probabilidade para o intervalo de tempo entre peões

Admitiu-se também que o intervalo de tempo entre cada peão que chega à ponte segue uma distribuição exponencial, por forma a que a densidade máxima de peões sobre a estrutura seja 1.5 pessoas/m².

Admitindo que a posição de entrada dos peões num passadiço tem tendência para se realizar pela direita, foi considerada, para esta variável, uma distribuição triangular com valor médio a um quarto da largura do passadiço.

3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE VIBRAÇÃO EM PONTES PEDONAIS

As pontes pedonais são frequentemente definidas por tabuleiros com um ou vários vãos contínuos, cuja frequência própria fundamental ou frequências próprias superiores podem ser excitadas em ressonância através do movimento dos peões.

Considerando a distribuição estatística da frequência anteriormente referida, para o movimento do peão a andar, o maior risco de excitação para a direcção vertical situa-se, para a frequência fundamental, no intervalo entre 1,6 e 2,4 Hz. Se tivermos em conta a possibilidade de ressonância da segunda harmónica da carga (até cerca de 4.8Hz), podemos estipular como regra que, para estruturas com frequências fundamentais acima de 5Hz não serão de considerar estados limites de vibração.

No entanto, atendendo aos condicionalismos, principalmente estéticos, as estruturas apresentam, em muitos casos, frequências próprias inferiores àquela, pelo que se afigura importante ter critérios de dimensionamento para a verificação das vibrações. Estes critérios baseiam-se normalmente na limitação dos valores da aceleração máxima.

3.1. Valores máximos de aceleração de acordo com o EC5 e EC1

Tanto o EC1 como o EC5 indicam expressões de cálculo da aceleração máxima vertical devida à passagem de um peão ou um grupo de peões sobre o passadiço.

No caso do EC5 o procedimento de cálculo para um grupo de peões encontra-se sumariado na expressão (2) em que $M = m \times l \times b$ representa a massa total do tabuleiro, sendo l o vão da ponte, b a sua largura e m a massa por unidade de área. Nessa mesma expressão, ζ é o coeficiente de amortecimento viscoso, n o número de passos necessários para atravessar a ponte, K_a tem em conta a configuração da estrutura (Quadro 2) e $k_{vert,f}$ tem em conta a frequência fundamental (Figura 4).

$$a_{\max,vert} = 165 k_{vert,f} K_a \frac{1 - e^{-2n\pi\zeta}}{M\zeta} \quad (2)$$

Quadro 2 – Factor k_a para diferentes esquemas estruturais¹

Relação entre vãos L_1/L	2 vãos contínuos	3 vãos contínuos
1,0	0,7	0,6
0,8	-	0,8
0,6	-	0,9

¹ $K_a = 1$ para tabuleiros simplesmente apoiados.

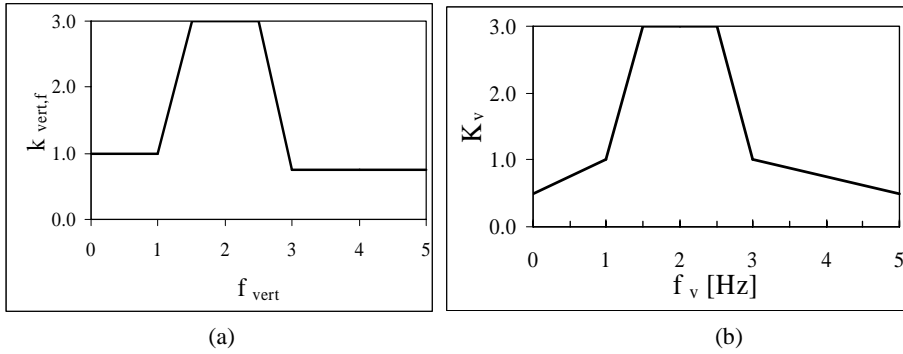


Figura 4 – Relação entre o coeficiente $K_{vert,f}$ e a frequência fundamental f_{vert} dada no EC5(a) e no EC1(b)

Para a determinação do efeito da passagem de uma corrente de peões sobre a ponte aplica-se a seguinte expressão:

$$a_{max,vert} = 165 \times 0,027 l b k_{vert,f} K_a \frac{1 - e^{-2n\pi\zeta}}{M\zeta} \quad (3)$$

O EC1 apresenta uma expressão idêntica às anteriores, com pequenas alterações nos coeficientes a utilizar. A expressão (4) serve, pois, para a determinação da aceleração numa ponte com um vão devido à passagem de um grupo de peões e nela, o coeficiente k_v é obtido do gráfico da figura 4 e as restantes variáveis assumem as definições atrás referidas.

$$a_{max,vert} = 210 K_v \frac{1 - e^{-2n\pi\zeta}}{M\zeta} \quad (4)$$

3.2. Critérios de conforto para verificação do E.L. vibração

Investigações sobre a percepção e a tolerância do homem à vibração em diversos meios têm permitido o estabelecimento de critérios de segurança em pontes pedonais, nomeadamente no que respeita ao nível de aceleração vertical que o peão tolera.

Os valores indicados pelas várias normas encontram-se sumariados seguidamente e comparados na figura 5:

- O EC5 impõe $a_{max,vert} \leq 0,7 (m/s^2)$ para estruturas cuja frequência fundamental seja inferior a 5Hz.
- A norma Britânica BS5400 (1978) impõe $a_{max,vert} \leq 0,5 f_1^{0,5} (m/s^2)$ para a aceleração máxima em condições de serviço, para estruturas cuja frequência fundamental seja inferior a 5Hz, sendo f_1 a frequência fundamental da estrutura.
- A norma canadiana ONT (1983) é mais conservadora, apresentando o critério $a_{max,vert} \leq 0,25 f_1^{0,78} (m/s^2)$

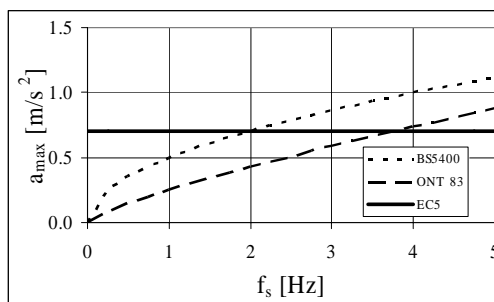


Figura 5 – Relação entre as diferentes expressões que limitam a aceleração em termos de conforto

Verifica-se uma discrepância relativamente pequena entre as várias normas, tendo em conta que critérios deste tipo são sempre altamente subjectivos.

4. EXEMPLOS DE CÁLCULO

4.1. Modelos estruturais

A metodologia descrita foi aplicada na análise dinâmica de dois modelos de ponte pedonal, correspondentes às tipologias simplesmente apoiada e contínua com dois tramos iguais.

Pretendendo-se estender o estudo, futuramente, ao modelo contínuo de vários tramos e a tipologias ainda não contempladas no EC5:Parte 2 (arcos e sistemas atirantados, nomeadamente), foi considerado um vão de 30m porque, se bem que próximo do limite exequível para um vão simples, este valor corresponderá a soluções correntes para aquelas geometrias. A secção transversal do tabuleiro é representada na Figura 6, para o caso simplesmente apoiado. Para o tabuleiro contínuo de dois tramos, a altura de secção das longarinas é de 750mm, mantendo-se os restantes dados inalterados.

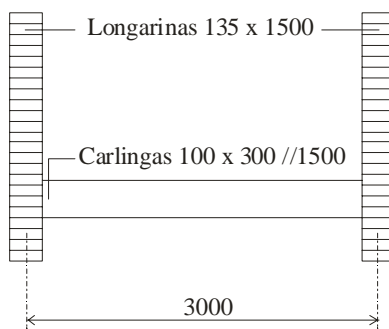


Figura 6 – Secção transversal do tabuleiro simplesmente apoiado

Por forma a tornar as respostas comparáveis, procedeu-se ao dimensionamento das duas soluções estruturais para idênticas condições de serviço. As longarinas e carlingas são produzidas em *glulam* da classe GL24h, segundo a NPEN1194 (2002). Considerou-se a classe de serviço 2, nos termos da Parte 1 do EC5. Numa situação de projecto real, a dificuldade de colocação dos elementos estruturais sob coberto resultaria na necessidade de consideração de classe 3. Esse condicionalismo é, no entanto, irrelevante neste estudo.

Admitiu-se, para além do peso próprio, a actuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída de 3kN/m^2 , com carácter variável de curta duração.

Para geração dos ficheiros de carregamento dinâmico, considerou-se um passo no tempo de 0,05s. Na integração das equações de movimento foi utilizado o método de Newmark, com passo de 0,01s. Dada a diferença de passos para definição da carga e para a integração, procedeu-se a interpolação linear para avaliação do carregamento dinâmico em instantes intermédios (isto é, não múltiplos de 0,05). O coeficiente de amortecimento utilizado foi de 1%, conforme recomendado pelo EC5-2.

4.2. Comparação de Resultados

Neste item pretende-se efectuar a comparação entre as acelerações obtidas para a viga simplesmente apoiada e para a viga contínua de 2 tramos, utilizando a bibliografia existente e a Regulamentação apresentada.

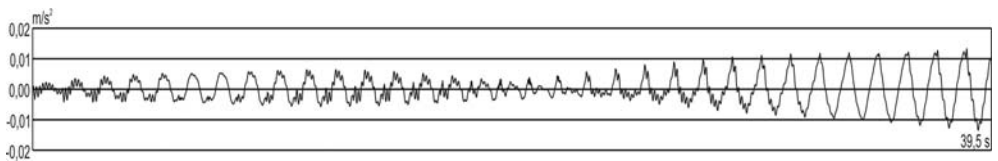
Para tal também se calcula a resposta máxima utilizando um método simplificado adoptado pela norma Britânica BS 5400 (1978) e pela norma canadiana ONT (1983). Este método determina a aceleração vertical devido à passagem de um peão sobre a estrutura com a frequência de passo igual à frequência fundamental f_1 com base na seguinte expressão:

$$a_{m\acute{a}x.} = 4\pi^2 \times f_1^2 \times y \times k \times \Psi \quad (m/s^2) \quad (11)$$

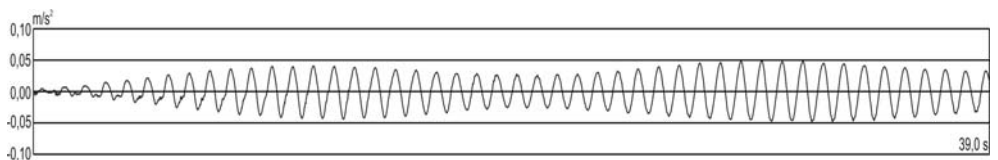
em que y é o deslocamento estático verificado a meio vão devido à acção de um peão tipo nessa secção, k é um coeficiente que tem em conta a geometria da estrutura (ver Quadro 2) e Ψ é o factor de amplificação dinâmica.

Outro método para o cálculo da aceleração máxima em pontes pedonais foi apresentado por Pernica (1990) sendo semelhante ao anterior.

Nas Figuras 7a e 7b apresentam-se os registos de aceleração vertical, referentes às secções de meio vão (15m para a VSA e 7,5m para a VC2T) e a frequências de marcha, para o caso de 1 peão, iguais às dos respectivos modos fundamentais (0,89Hz e 1,21Hz, respectivamente).



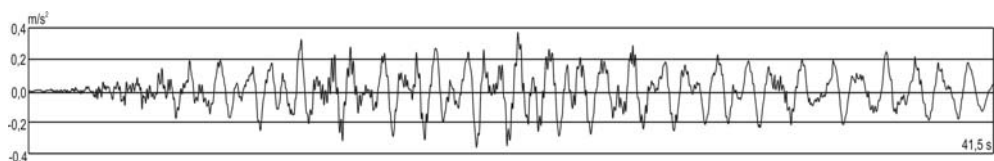
(a)



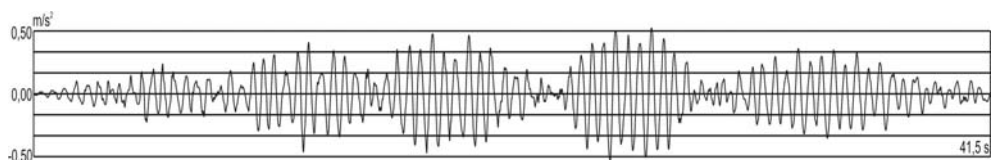
(b)

Figura 7 – Registo de acelerações – 1 peão

Nas Figuras 8a e 8b apresentam-se registos similares, referentes agora à situação de uma corrente contínua de peões.



(a)



(b)

Figura 8 – Registo de acelerações – Corrente contínua de peões

Quadro 3 – Acelerações máximas previstas e calculadas (m/s^2)

		ENV 1995-2	prEN 1995-2	BS 5400	Pernica	Draft prEN1991-2	Modelo
VSA ⁽¹⁾	1 peão ($f=f_1=0,89Hz$)	-	3,700	0,118	(3)	-	0,014
	10 peões	2,670	2,800	-	-	3,220	0,200
	Contínuo	6,500	16,850	-	-	-	0,370
VC2T ⁽²⁾	1 peão ($f=f_1=1,21Hz$)	-	-	0,188	0,189	-	0,049
	10 peões	9,070	-	-	-	11,820	0,440
	Contínuo	11,02	-	-	-	-	0,810

(1) Viga Simplesmente Apoiada (2) Viga Contínua de 2 Tramos
(3) f_1 está fora da gama aplicável de frequências

5. CONCLUSÕES

As grandes discrepâncias, patentes no Quadro 3, entre os valores calculados e os valores aproximados propostos por várias fontes, sendo estes uma ordem de grandeza superiores àqueles, sugerem que as normas mais recentes têm vindo a penalizar substancialmente a verificação de estados limites de vibração em pontes pedonais. Quando comparados com os resultados de uma análise dinâmica nos exemplos expostos, em que se têm em conta as situações de passo e marcha mais comuns em passadiços de peões, as conclusões são semelhantes.

Embora seja de esperar, em certos casos, que a sincronização de movimentos com a vibração da estrutura possam agravar os resultados obtidos com os modelos de carga expostos, esse agravamento deveria estar de alguma forma explícito nas expressões que são indicadas, tanto no EC5 como no EC1, o que não acontece. Também a situação limite provável, correspondente à resposta ressonante a grupos de peões em posições fixas, saltando sincronizadamente deveria estar explícita nos referidos códigos.

6. REFERÊNCIAS

- Bachmann, H. e Ammann, W., 1987 – *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, Journal of IABSE, Structural Engineering International, vol 5, nº1.
- British Standards Institution, 1978, BS5400, Part 2, Appendix C, *Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges*.
- prEN 1991-2 (Draft stage 34) – General actions – Traffic loads on bridges; Annex X (informative) Dynamic models of pedestrian loads. (August 2001)
- ENV 1995-2:1997 – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges
- prEN 1995 (Draft stage 34) – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges
- Matsumoto, Y., Nishioka, T. Shiojiri, H. Matsuzaki, K., 1978, Dynamic Design of Footbridges, IABSE Proceedings, P-17/78, pp.1-15.
- Ontario Highway Bridge Design Code. 1983, Ontario Ministry of Transportation, Toronto.
- Pernica, G. – Dynamic load factors for Pedestrian movements and rhythmic exercises, Canadian Acoustics, pp 18, 2, 3-18,1990.
- NPEN1194:2002 - Estruturas de madeira - Madeira lamelada-colada - Classes de resistência e determinação dos valores característicos.