



Universidade Federal de Uberlândia

Faculdade de Engenharia Civil

Verificação de dimensionamento dinâmico de estrutura em aço: Estudo de caso para uma passarela sobre linha férrea

Verification of dynamic sizing of steel structure: Case study for a walkway over a railway line

Isabella Duarte Rodrigues da Cunha¹

Gregório Sandro Vieira²

Resumo

Com a função de facilitar a travessia de obstáculos como vias urbanas, vales secos ou cursos d'água, as passarelas são um tipo de estrutura que podem apresentar desafios em sua concepção. A medida em que se usam materiais mais resistentes, permite-se o uso de elementos estruturais com maior esbeltez, o que resulta na manifestação de comportamentos que antes poderiam ser desprezados, mas que agora passam a ser relevantes como as vibrações excessivas que causam grande desconforto aos usuários. Este trabalho analisou o comportamento dinâmico de uma passarela confeccionada com elementos estruturais em aço com a utilização do programa SAP2000. Para a análise dinâmica na estrutura considerou-se os modos de frequência natural encontrados na modelagem numérica e a partir de suas indicações foi possível realizar uma verificação para saber se a estrutura a ser dimensionada também necessita de uma análise mais específica em relação ao efeito dinâmico, o qual é, muitas vezes, negligenciado nos cálculos. A partir dos dados obtidos pela análise computacional, comparou-se os valores de frequência do modo de flexão da passarela com limite normativo de 3Hz da ABNT NBR8800:2008, limite esse estabelecido para que não ocorra ressonância da estrutura com o caminhar humano, e os seus valores de período, no modo de deslocamento lateral, com o limite de 1s da ABNT 6123:1988, limite para que a parcela flutuante de esforços precise ser considerada. Desta forma os dados evidenciam que a estrutura analisada atende tais critérios, sendo verificada em relação aos efeitos dinâmicos.

Palavras-chave: Passarela; Estrutura em aço; Ação dinâmica.

Abstract

With the function of facilitating the crossing of obstacles such as urban roads, dry valleys or watercourses, walkways are a type of structure that can present challenges in its design. As more resistant materials are used, the use of structural elements with greater slenderness is allowed, which results in the manifestation of behaviors that previously could be neglected, but

which now become relevant, such as excessive vibrations that cause great discomfort to users. This work analyzed the dynamic behavior of a walkway made with structural steel elements using the SAP2000 program. For the dynamic analysis of the structure, the natural frequency modes found in the numerical modeling were considered and from their indications it was possible to carry out a check to know if the structure to be designed also needs a more specific analysis in relation to the dynamic effect, which is often neglected in calculations. From the data obtained by the computational analysis, the frequency values of the footbridge flexion mode were compared with the normative limit of 3Hz of the ABNT NBR8800:2008, a limit established so that there is no resonance of the structure with human walking, and the its period values, in lateral displacement mode, with the limit of 1s of ABNT 6123:1988, limit for which the floating portion of efforts needs to be considered. Thus, the data show that the analyzed structure meets these criteria, being verified in relation to the dynamic effects.

Keywords: Walkway; Metal structure; Dynamic action.

1 Introdução

A engenharia civil avança constantemente seja na melhoria das propriedades dos materiais, buscando-se um melhor aproveitamento deles, sejam em novos processos construtivos ou programas computacionais que gerem modelos cada vez mais realistas. Em todos os casos o resultado são construções cada vez mais leves e esbeltas. Um tipo de estrutura que vem chamando atenção por sua arquitetura exótica são as passarelas de pedestres, as mesmas vêm sendo apresentadas cada vez mais delgadas e capazes de transpor grandes vãos.

Do ponto de vista estrutural, é comum analisar apenas esforços estáticos, conforme relatado por Silva (2018), as forças de vento, que devem ser consideradas no projeto de passarelas, geralmente quando aplicadas em projetos estruturais são analisadas com natureza puramente estática. Entretanto, o vento também pode acarretar o efeito dinâmico na estrutura, que é o foco desse trabalho, podendo comprometer o conforto humano. Além do vento, outros esforços podem exigir uma análise dinâmica mais aprofundada, segundo Pimentel (1997), as atividades humanas de caminhar, correr, saltar e balançar lateralmente, em contato com a superfície, são os movimentos de interesse como fontes de excitação dinâmica. Além dos tipos de esforços, o material também pode contribuir para uma maior tendência de vibração da estrutura, como é o caso do uso do aço, material fortemente utilizado na concepção de passarelas e pontes, que é caracterizado por seu baixo amortecimento.

A importância da análise dinâmica em passarelas metálicas já é citada em normas brasileiras, como no caso da ABNT NBR 7188:2013, nela ao se considerar as cargas na estrutura é levado em consideração um coeficiente de impacto vertical (CIV), o qual tem como função simular o efeito dinâmico da carga em movimento, porém a norma esclarece que apenas o seu uso não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas. Além disso, em outro ponto da norma é reforçada a ideia de que para passarelas em aço é necessária a comprovação de sua estabilidade global e verificação dos diversos elementos estruturais através de modelos dinâmicos e verificação à fadiga.

A norma brasileira para dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, ABNT NBR 14762:2010, não traz indicações sobre o estudo dinâmico, na ausência de orientações recorre-se a ABNT NBR 8800:2008, norma para projeto de estruturas em aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, que traz em seu anexo L recomendações para análise de vibração em piso de estruturas metálicas, visto que em passarelas com amortecimento reduzido podem ser geradas vibrações que causem desconforto durante as atividades humanas,

para que seja possível evitar tal situação a norma indica um limite para a frequência natural da estrutura do piso, em que mesma não poderá ser inferior a 3Hz. Esse limite é oriundo da frequência do caminhar humano que geralmente é encontrado em um intervalo de 1,8 a 2,2 Hz, portanto, as estruturas precisam que a sua frequência natural esteja acima desses limites para que não haja o fenômeno da ressonância.

Outro parâmetro que possibilita uma análise dinâmica é o período. A norma brasileira de vento, ABNT NBR 6123:1988, indica que estruturas com período superior a 1s apresentam respostas flutuantes, oriundas dos esforços dinâmicos, relevantes, e que nessa situação apenas a correta escolha do coeficiente S_2 não é suficiente, sendo necessário considerar o resultado dinâmico. Portanto, considerando o crescente número de problemas de vibração excessiva relatados em passarelas, como estudado por Silva (2020), o presente trabalho traz o estudo de uma passarela de aço existente, onde se é analisado, a partir da entrada dos esforços aos quais a mesma está sujeita, os resultados dinâmicos, avaliando o modo de vibração da mesma e como ele pode interferir no conforto dos usuários e, também, prejudicar a sua integridade.

2 Metodologia

2.1 Apresentação da passarela

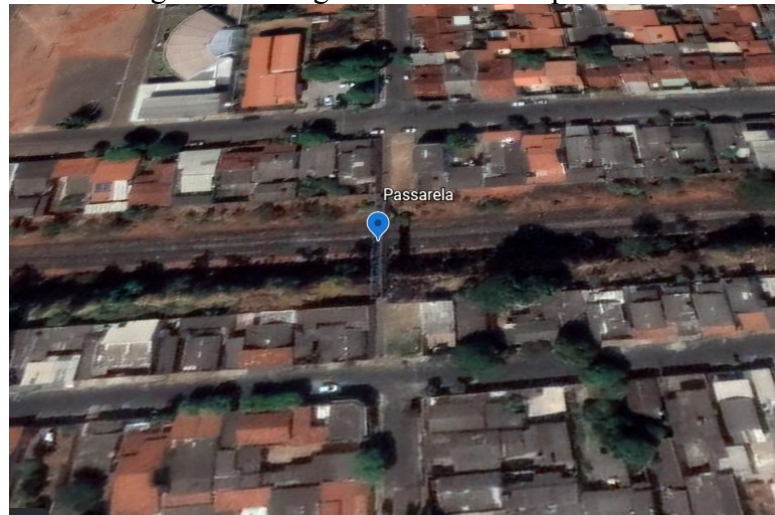
A passarela objeto deste estudo (Figura 1) localiza-se na Rua Prudente de Moraes entre as Ruas Tito Teixeira e Manoel Gomes dos Santos no Bairro Custódio Pereira na cidade de Uberlândia/MG e tem o objetivo de facilitar o trânsito de pedestres entre os bairros Custódio Pereira e Alto Umuarama separados por uma via férrea conforme apresentado na Figura 2.

Figura 1 – Vista da passarela



Fonte: Rodrigues (2021)

Figura 2 – Imagem de satélite da passarela



Fonte: Google Earth

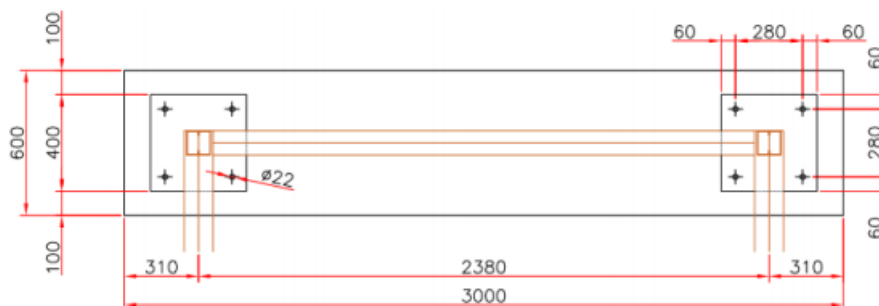
A estrutura da passarela é toda em aço, sendo formado por perfis em U e L, descritos na Tabela 1. Suas barras são unidas por solda ou soldadas em chapas de ligação, o que caracteriza, para a modelagem, o uso das mesmas com ligações rígidas. O apoio da passarela é dado por dois blocos centrados em relação as transversinas da extremidade da estrutura, a ligação passarela-bloco é feita por placas de base centradas em relação aos montantes, abaixo, na Figura 3 de Rodrigues (2021), tem-se um esquema ilustrativo do apoio da passarela.

Tabela 1 – Relação de peças da passarela

Índice	Peça	Descrição (mm)	Cor
1	Montantes	2Ue 100x50x17x3,00x2400	Magenta
2	Longarinas	2U 150x60x6,35x36100	Ciano
3	Transversinas	2U 100x50x3,00x2260	Amarelo
4	Diagonais	U 100x50x4,75x1530	Verde
5	Contraventamento	L 60x60x4,75x1500	Roxo

Fonte: Rodrigues (2021)

Figura 3 – Esquema ilustrativo da ligação passarela-bloco

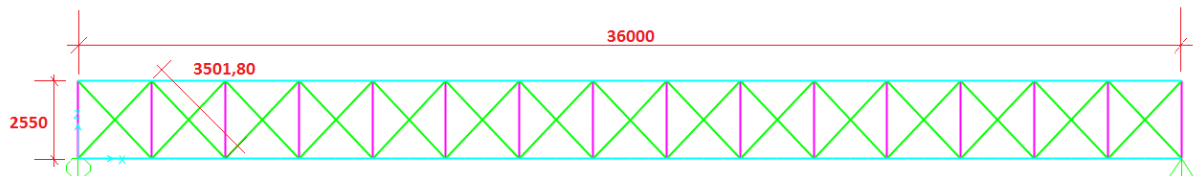


Fonte: Rodrigues (2021)

2.2 Modelagem

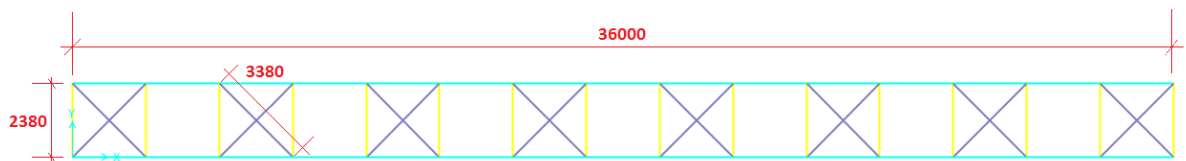
Com as dimensões das peças determinadas (Tabela 1) modelou-se a passarela no programa SAP 2000. As barras foram consideradas vinculadas rigidamente a fim de representar as ligações soldadas que foram utilizadas na passarela. Para representar o apoio, pela difícil visibilidade, in loco, de determinar o tipo de vinculação, foram adotadas restrições considerando a passarela apoiada nas 4 extremidades, sendo em sua extremidade direita apoios com restrição das 3 translações, e na extremidade esquerda apoios com apenas 2 translações impedidas. Ao final obteve-se a geometria apresentada nas Figuras de 4 a 8, todas as dimensões estão em milímetros, vale ressaltar que as distâncias estão sendo consideradas de eixo a eixo das seções dos elementos:

Figura 4 – Vista frontal da passarela



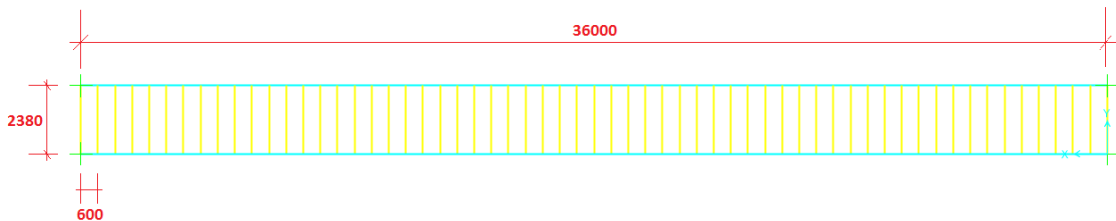
Fonte: Autor (2021)

Figura 5 – Vista superior da passarela



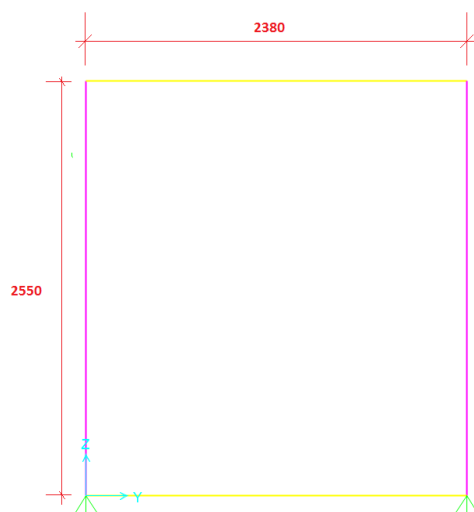
Fonte: Autor (2021)

Figura 6 – Vista inferior da passarela



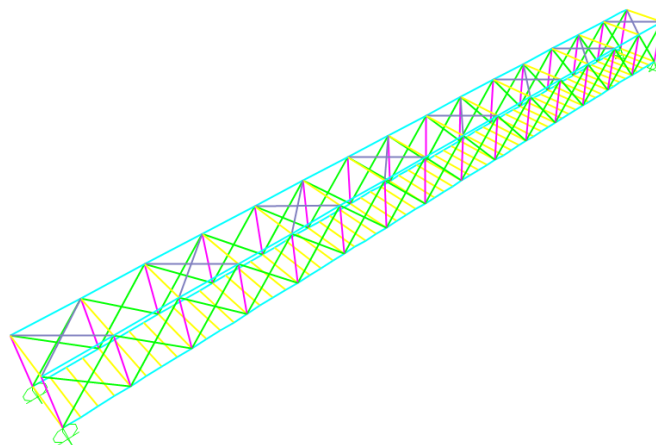
Fonte: Autor (2021)

Figura 7 – Seção transversal da passarela



Fonte: Autor (2021)

Figura 8 – Vista 3D do modelo da passarela



Fonte: Autor (2021)

2.3 Determinação das cargas

2.3.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura foi considerado automaticamente pelo programa, a partir das informações das seções transversais dos elementos estruturais, descritas na Tabela 1, e das propriedades do material das mesmas. Considerou-se o aço ASTM A36 como material constituinte dos elementos estruturais. As propriedades do mesmo, como módulo de elasticidade (200 kN/mm^2), módulo de cisalhamento ($76,92 \text{ kN/mm}^2$) e tensão de escoamento ($0,25 \text{ kN/mm}^2$) foram inseridas manualmente no programa.

O piso da passarela foi confeccionado com chapa xadrez em aço de 3mm de espessura. Seu peso próprio foi inserido manualmente considerando o peso de 27 kgf/m^2 , conforme catálogo da empresa Aços Continente (2021), após a determinação, a força distribuída foi aplicada sobre cada transversina.

2.3.2 Sobrecarga

O valor da sobrecarga para passarelas é dado pela norma ABNT NBR7188:2013, em que se indica o uso de uma carga de 5,00 kN/m² uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável, sem consideração de coeficiente de impacto vertical. Sendo assim, se fez a aplicação da sobrecarga do mesmo modo que o peso próprio do piso, sendo a carga de 5,00 kN/m² dividida pelas transversinas.

A norma também indica o uso de uma carga excepcional que represente o impacto de veículos contra estrutura, sendo essa carga no valor de 100kN, que deve ser aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela no sentido do tráfego sob a passarela. Porém, pela passarela que está sendo analisada estar situada sobre linha férrea, como o controle de respeito aos gabaritos dimensionais de composições férreas é rigoroso, tal carga foi desconsiderada no presente trabalho.

2.3.3 Vento

A ação do vento na passarela foi determinada a partir dos procedimentos de cálculo previsto na norma ABNT NBR 6123:1988. Como a passarela estar situada no município de Uberlândia/MG, foi adotada a velocidade básica do vento com valor de 35m/s, a favor da segurança, dispensando-se assim a interpolação entre isopletras.

A região que circunda a estrutura está localizada em uma zona afastada do centro urbano, apresenta baixo relevo e pouca rugosidade, podendo ser classificada como terreno plano de categoria IV, de acordo com a norma (ABNT, 1988), encontra-se em uma região periférica do município com terreno plano. Medindo-se a diferença entre a cota da base dos trilhos sob a passarela e o topo desta registra-se um desnível de 12,3 metros. Considerando-se as dimensões da passarela, já apresentadas, determina-se o valor dos fatores topográfico (S_1) e de rugosidade (S_2) que são apresentados na Tabela 02.

Tratando-se de uma instalação de baixa ocupação, adotou-se o valor de 0,95 para o fator estatístico (S_3).

Com todos os parâmetros determinados até aqui, o próximo passo é o cálculo da pressão dinâmica, a qual foi realizada pela fórmula presente na norma e que seu valor está apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Cálculo da pressão efetiva

Categoria	Classe	z (m)	S ₁	b	p	F _r	S ₂	S ₃	V ₀ (m/s)	V _k (m/s)	q (N/m ²)
IV	B	12,300	1,000	0,850	0,125	0,980	0,855	0,950	35,000	28,423	495,23

Fonte: Autor (2021)

Prosseguindo-se com os cálculos usa-se a seção 7.6 da ABNT NBR 6123:1988 sobre reticulados planos múltiplos que traz a força de arrasto (F_{an}) a partir da equação 1:

$$F_{an} = C_{an} \times q \times A_e \quad (1)$$

Onde:

- C_{an} é o coeficiente de arrasto do conjunto de reticulados;
- A_e é a área da projeção ortogonal das barras de uma das faces da torre reticulada sobre um plano paralelo a esta face.

O coeficiente de arrasto (C_{an}) é dado pela equação 2:

$$C_{an} = C_{a1} \times [1 + (n - 1)\eta] \quad (2)$$

Onde:

- C_{a1} é o coeficiente de arrasto de um reticulado isolado;
- n é o número de reticulados;
- η é um fator de proteção.

O coeficiente de arrasto de um reticulado isolado (C_{a1}) é determinado pela Figura 6 da norma brasileira em função do índice de área exposta (Φ) que é igual a área efetiva frontal do reticulado (97,47m²) dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado, que consiste em toda a área de contribuição dos elementos que formam o reticulado que seriam as longarinas, montantes e diagonais, portanto, tal área é 25,29m², o que nos dá Φ = 0,259, por consequência temos C_{a1} = 1,75. O fator de proteção também é determinado em função do índice

de área exposta e em função também do afastamento relativo, o qual é um afastamento entre os reticulados (2,38m) e sua altura (2,70m), que nos dá $e/h = 0,88$, consultando a Figura 8 da norma, temos $\eta = 0,75$.

Com todos os parâmetros necessários para o cálculo do coeficiente de arrasto, retornamos a equação 1 e obtemos a força de arrasto apresentada na Tabela 03. A força de arrasto será distribuída pelos montantes dos dois reticulados, sendo aplicada de forma distribuída ao longo da altura dos montantes.

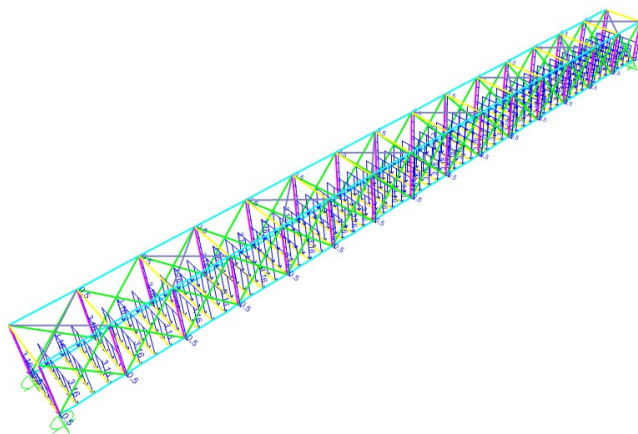
Tabela 3 – Cálculo da força de arrasto

C_{a1}	n	η	C_{an}	q (N/m ²)	A_e (m ²)	F_{an} (kN)	$F_{an, montante}$ (N/mm)
1,750	2,000	0,750	3,06250	495,234	25,290	38,356	0,50

Fonte: Autor (2021)

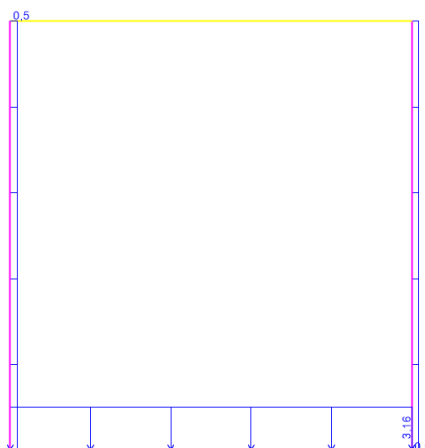
Após a aplicação de todos os esforços a estrutura ficou conforme o apresentado nas Figuras 9 e 10:

Figura 9 – Estrutura com os esforços aplicados



Fonte: Autor (2021)

Figura 10 – Seção com os esforços aplicados



Fonte: Autor (2021)

2.4 Combinações de carga

Os carregamentos atuantes na estrutura seguiram o recomendado pela ABNT NBR 14762:2010. A norma recomenda que as combinações consideradas devem resultar nos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Foram analisados dois estados-limites, conforme indicado pela norma. O primeiro deles, o estado limite-último (ELU), leva em consideração a segurança da estrutura quando a mesma estiver sob as combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil projetada, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Para o ELU usaram-se as combinações últimas normais, conforme equação 3 abaixo:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^m (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (3)$$

De acordo com a norma, temos os seguintes valores de coeficientes de ponderação:

- $\gamma_g = 1,25$, conforme Tabela 2 da ABNT NBR 14762:2010, considerada para o peso próprio de estruturas metálicas;
- $\gamma_q = 1,40$, conforme Tabela 2 da ABNT NBR 14762:2010, considerada para a ação do vento, como sendo ação variável geral;
- $\gamma_q = 1,50$, conforme Tabela 2 da ABNT NBR 14762:2010, considerada para a sobrecarga, como sendo ação variável geral decorrente do uso;
- $\psi_0 = 0,60$, conforme Tabela 3 da ABNT NBR 14762:2010, considerada para a ação do vento, como pressão dinâmica do vento em estrutura em que ação variável principal tem pequena variabilidade no tempo;
- $\psi_0 = 0,6$, conforme Tabela 3 da ABNT NBR 14762:2010, considerada para a sobrecarga, como carga móvel para passarela de pedestres.

O segundo estado-limite a ser considerado é o estado limite de serviço (ELS), nele é analisado o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização, analisando a combinação quase permanente de utilização, conforme ABNT NBR 14762:2010, temos a equação 4:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^m (\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (4)$$

Para tal combinação temos os seguintes coeficientes de ponderação de acordo com a Tabela 2 da ABNT NBR 14762:2010:

- $\psi_2 = 0$, considerada para a ação do vento, como pressão dinâmica do vento em estrutura em que ação variável principal tem pequena variabilidade no tempo;
- $\psi_2 = 0,3$, conforme Tabela 3 da ABNT NBR 14762:2010, considerada para a sobrecarga, como carga móvel para passarela de pedestres.

Portanto, a combinação quase permanente é dada pelo peso próprio da estrutura somado de 20% da sobrecarga, desconsiderando-se a carga do vento visto que o coeficiente para esse esforço é 0. Na Tabela 4 temos o resumo das combinações a serem consideradas:

Tabela 4 – Resumo das combinações

Combinações últimas normais (ELU)			
Combinações	Peso próprio	Sobrecarga	Vento
1 – Sobrecarga Principal	1,25	1,50	0,84
2 – Vento Principal	1,25	0,90	1,40
Combinação quase permanente (ELS)			
Combinações	Peso próprio	Sobrecarga	Vento
1 – Sobrecarga Principal	1,00	0,30	-

Fonte: Autor (2021)

As combinações foram inseridas diretamente no programa SAP 2000.

3 Resultados e discussões

Para verificar as limitações e parâmetros descritos no início desse trabalho, os quais possibilitam uma análise dinâmica da estrutura, os resultados de frequência e período para a estrutura analisada estão apresentados na Tabela 5:

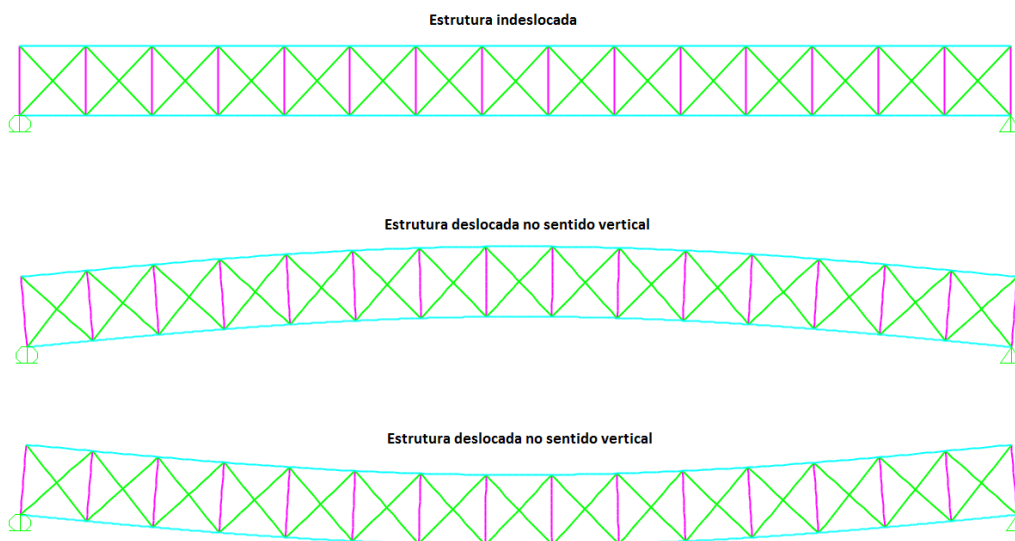
Tabela 5 – Períodos e frequências

Modos	Período (s)	Frequência (Hz)
1	0,479969	2,083469
2	0,233185	4,288440
3	0,220346	4,538324
4	0,198415	5,039953
5	0,140059	7,139858
6	0,128697	7,770208
7	0,101097	9,891516
8	0,099363	10,064159
9	0,084322	11,859231
10	0,080712	12,389736
11	0,078180	12,790957
12	0,072469	13,798916

Fonte: Autor (2021)

Registrados os períodos e as frequências para os 12 primeiros modos da estrutura observa-se cada modo para comparar-se o modo mais crítico para cada um dos limites normativos citados anteriormente. Para análise do limite normativo da ABNT NBR 8800:2008, citados anteriormente, usa-se o modo mais crítico de flexão da estrutura, pelos resultados obtidos, o quarto modo de frequência apresentou-se como o mais crítico para essa comparação, uma vez que apresenta menor valor de frequência dentre todos os modos com deslocamento no sentido da ação do caminhar humano. Tal parâmetro não invalida a estrutura, visto que a frequência natural da estrutura em seu quarto modo está acima do limite de 3Hz recomendado por norma, o que não levaria a uma vibração próxima da gerada pelo caminhar humano, conseqüentemente, evitaria o fenômeno da ressonância e o desconforto dos usuários. Na Figura 11 a seguir tem-se a representação de deslocamento do 4º modo de frequência:

Figura 11 – Representação do deslocamento do 4º modo de frequência

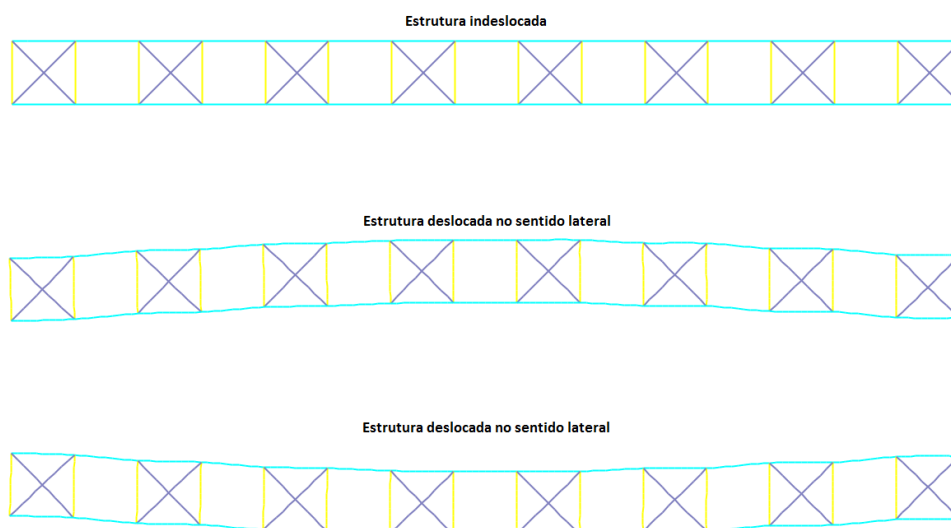


Fonte: Autor (2021)

Para a comparação pela norma brasileira de vento utilizou-se o modo mais crítico com deslocamento no sentido da ação do vento, a partir da análise dos resultados, o primeiro modo da estrutura se apresentou mais crítico por ter o maior período entre os modos com mesmo sentido de deslocamento da ação do vento. Portanto, apenas a escolha adequada do fator S2 já é o suficiente para uma boa representação dos esforços presentes, visto que o período do primeiro modo não está acima de 1s. Na Figura 12 a seguir tem-se a representação do

deslocamento do 1º modo de frequência, o qual foi utilizado na análise comparativa com o limite normativo da norma brasileira de vento:

Figura 12 – Representação do deslocamento do 1º modo de frequência



Fonte: Autor (2021)

Portanto, a passarela analisada atendeu aos 2 limites normativos em relação a verificação da análise dinâmica.

4 Considerações finais

Os efeitos dinâmicos já são comentados pelas normas brasileiras, indicando parâmetros a serem considerados para que a estrutura executada atenda a condições de conforto ao usuário e de segurança. Pela análise da passarela estudada e comparação de sua frequência natural com a frequência do caminhar humano, foi possível concluir que a estrutura atende aos limites normativos já que a sua frequência, no modo de flexão, é superior a 3Hz, o que evita o efeito de ressonância. Mesmo com as indicações de normas, a consideração dos efeitos dinâmicos ainda é negligenciada por muitos projetistas conduzindo à concepção de estruturas com tendência a vibrações excessivas, situações essas que precisam ser estudadas e evitadas.

Para estruturas já executadas, como o caso da passarela analisada, que venham a não atender aos limites normativos, podem ser adotadas soluções com a finalidade de mitigar estes efeitos como o enrijecimento da estrutura controle de vibrações, podendo ser ativo ou passivo, os quais já são utilizados em algumas estruturas de maior porte. Outros caminhos podem ser aumentar

a rigidez de elementos, como as vigas, reduzir o vão livre com a adição de apoios intermediários, aumentar a inércia das peças ou isolar o piso. Todas essas soluções já são vistas em prática, o que nos possibilita aprofundar o estudo nessa área e, dessa forma, conceber estruturas mais seguras e condizentes com o uso.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro, 2010.

CHAPAS PARA PISO (XADREZ). **Aços Continente**. Disponível em: <<http://www.acoscontinente.com.br/secao/39/chapa-para-piso-xadrez>>. Acesso em: 30 de abril de 2021.

I.A.R. Silva. “Experimental and numerical modelling to evaluate the pedestrian-structure interaction on the dynamic structural response of footbridges”. PhD. Thesis. Civil Engineering Post-Graduate Programme, PGECIV. State University of Rio de Janeiro, UERJ. Rio de Janeiro/RJ, Brazil, 2020.

J. C. M. Silva. Human comfort assessment of buildings considering the effect of the masonry infills and the soil-structure interaction. MSc Dissertation. Civil Engineering Postgraduate Programme. State University of Rio de Janeiro. Rio de Janeiro/RJ, Brazil, 2018.

PIMENTEL, R.L. Vibrational performance of pedestrian bridges due to human-induced loads. Ph.D. thesis. Sheffield (UK): University of Sheffield; 1997.

RODRIGUES, Arthur; Vieira, G. S. Dimensionamento de estruturas em aço: estudo de caso para uma passarela sobre linha férrea. **Revista Científica ITPAC**, Araguaína, v. 14, n. 1, fev. 2021.

SAP2000 14 [Software]. Computers and Structures, Berkley, CA.