



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Gilvan Lunz Debona

**Modelagem do comportamento dinâmico de passarelas tubulares
em aço e mistas (aço-concreto)**

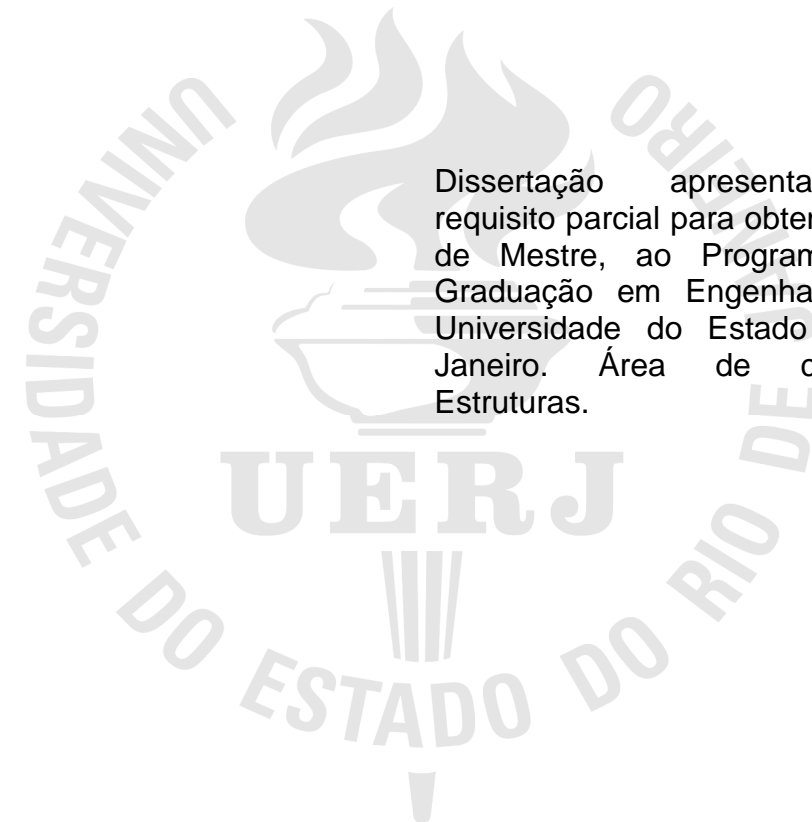
Rio de Janeiro

2011

Gilvan Lunz Debona

**Modelagem do comportamento dinâmico de passarelas
tubulares em aço e mistas (aço-concreto)**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.



Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Coorientadores: Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Rio de Janeiro

2011

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

D287 Debona, Gilvan Lunz.
Modelagem do comportamento dinâmico de passarelas tubulares em aço e mistas (aço-concreto). / Gilvan Lunz Debona. – 2011. 154f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Coorientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira; Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Aço – Estruturas - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.016

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Gilvan Lunz Debona

**Modelagem do comportamento dinâmico de passarelas
tubulares em aço e mistas (aço-concreto)**


Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 09 de dezembro de 2011.


Banca Examinadora:



Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



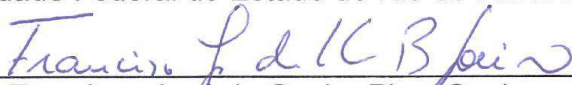
Prof.ª Dr.ª Ana Cristina Castro Fontenla Seira (Coorientadora)
Faculdade de Engenharia - UERJ



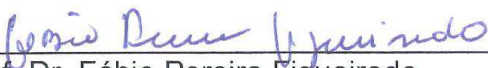
Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco (Coorientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Wendell Diniz Varela
Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro - UFRJ



Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Fábio Pereira Figueiredo
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio
Laboratório de Tecnologia em Computação Gráfica – TECGRAF

Rio de Janeiro

2011

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Aos meus pais, que sempre me apoiaram e me deram condições financeiras de continuar na vida acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pelo apoio financeiro e moral durante a minha vida e na elaboração da dissertação, sendo sempre importante o incentivo me deram para que eu pudesse ter um crescimento pessoal e profissional.

Ao engenheiro Rogerio Santos pelo incentivo ao longo deste período, sempre me apoiando a seguir em frente.

Ao engenheiro Fabio Pereira Figueiredo pela ajuda na atualização do programa GFCD (Gerador de Função de Carregamento Dinâmico), de sua autoria, necessário para a geração dos carregamentos verticais e transversais aplicados no modelo para a realização desta pesquisa.

Ao meu orientador, professor e amigo José Guilherme Santos da Silva, pela paciência e conhecimentos que pude adquirir neste período, em que estivemos em convívio.

Aos meus co-orientadores, Ana Cristina Castro Fontenla Sieira e Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco pela prontidão, conversa e amizade que não faltaram durante todo o meu período no curso de mestrado.

Aos professores e funcionários do PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, pelos conhecimentos e auxílio sempre que necessário.

Aos amigos do programa de pós-graduação por todo o convívio e ajuda nos momentos difíceis no período dos créditos e na elaboração deste trabalho.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a execução desta dissertação.

“O dia está na minha frente esperando para ser o que eu quiser. E aqui estou eu, o escultor que pode dar forma a este dia.”

Albert Einstein

RESUMO

Debona, Gilvan Lunz. *Modelagem do comportamento dinâmico de passarelas tubulares em aço e mistas (aço-concreto)*. 2011. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

A experiência dos engenheiros estruturais e os conhecimentos adquiridos pelo uso de materiais e novas tecnologias, têm ocasionado estruturas de aço e mistas (aço-concreto) de passarelas cada vez mais ousadas. Este fato tem gerado estruturas de passarelas esbeltas, e conseqüentemente, alterando os seus estados de limite de serviço e último associados ao seu projeto. Uma conseqüência direta desta tendência de projeto é o aumento considerável das vibrações das estruturas. Portanto, a presente investigação foi realizada com base em um modelo de carregamento mais realista, desenvolvido para incorporar os efeitos dinâmicos induzidos pela caminhada de pessoas. O modelo de carregamento considera a subida e a descida da massa efetiva do corpo em cada passo. A posição da carga dinâmica também foi alterada de acordo com a posição do pedestre sobre a estrutura e a função do tempo gerada, possui uma variação espacial e temporal. O efeito do calcanhar do pedestre também foi incorporado na análise. O modelo estrutural investigado baseia-se em uma passarela tubular (aço-concreto), medindo 82,5m. A estrutura é composta por três vãos (32,5 m, 20,0 m e 17,5 m, respectivamente) e dois balanços (7,5 m e 5,0 m, respectivamente). O sistema estrutural é constituído por perfis de aço tubular e uma laje de concreto, e é atualmente utilizada para travessia de pedestres. Esta investigação é realizada com base em resultados experimentais, relacionando a resposta dinâmica da passarela com as obtidas via modelos de elementos finitos. O modelo computacional proposto adota as técnicas de refinamento de malha, usualmente presente em simulações pelo método de elementos finitos. O modelo de elementos finitos foi desenvolvido e validado com resultados experimentais. Este modelo de passarela tubular permitiu uma avaliação dinâmica completa, investigando especialmente ao conforto humano e seus limites de utilização associados à vibração. A resposta dinâmica do sistema, em termos de acelerações de pico, foi obtida e comparada com os valores limites propostos por diversos autores e padrões de projeto. As acelerações de pico encontradas na presente análise indicou que a passarela tubular investigada apresentou problemas relacionados com o conforto humano. Por isso, foi detectado que este tipo de estrutura pode atingir níveis de vibrações excessivas que podem comprometer o conforto do usuário na passarela e especialmente a sua segurança.

Palavras-chave: Vibrações de estruturas; análise dinâmica; passarelas tubulares; caminhar de pedestres.

ABSTRACT

The structural engineers experience and knowledge allied by the use newly developed materials and technologies have produced steel and composite (steel-concrete) footbridges with daring structures. This fact have generated very slender structural footbridges and consequently changed the serviceability and ultimate limit states associated to their design. A direct consequence of this design trend is a considerable increase of structural vibrations. Therefore, the present investigation was carried out based on a more realistic load model developed to incorporate the dynamic effects induced by people walking. The load model considered the ascent and descending movement of the human body effective mass at each step. The position of the dynamic load was also changed according to the individual position and the generated time function, having a space and time description. The effect of the human heel was also incorporated in the analysis. The investigated structural model was based on a tubular composite (steel-concrete) footbridge, spanning 82.5 m. The structure is composed by three spans (32.5 m, 17.5 m and 20.0 m, respectively) and two overhangs (7.5 m and 5.0 m, respectively). The structural system is constituted by tubular steel sections and a concrete slab and is currently used for pedestrian crossing. This investigation is carried out based on correlations between the experimental results related to the footbridge dynamic response and those obtained with finite element models. The proposed computational model adopted the usual mesh refinement techniques present in finite element method simulations. The finite element model has been developed and validated with the experimental results. This model enabled a complete dynamic evaluation of the investigated tubular footbridge especially in terms of human comfort and its associated vibration serviceability limit states. The system dynamic response, in terms of peak accelerations, was obtained and compared to the limiting values proposed by several authors and design standards. The peak accelerations found in the present analysis indicated that the investigated tubular footbridge presented problems related with human comfort. Hence it was detected that this type of structure can reach high vibration levels that can compromise the footbridge user's comfort and especially its safety.

Keywords: structural vibration, dynamic analysis, tubular footbridges, pedestrian walking.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	– Desabamento de uma passarela na Carolina do Norte/EUA [1]	24
Figura 2	– Millennium Footbridge localizada em Londres sobre o Rio Tâmis [2]	25
Figura 3	– Vista lateral da passarela Forchheim [3]	26
Figura 4	– Desenho esquemático da passarela Forchheim e o segundo modo de vibração [3]	26
Figura 5	– Ensaio experimental na passarela Forchheim [3]	26
Figura 6	– Vista lateral da passarela Toda Park Brigde (Nakamura e Fujino [4])	27
Figura 7	– Passarela Toda Park Brigde em um dia de movimento (Nakamura e Fujino [4])	27
Figura 8	– Vista geral da passarela Pedro e Inês [5]	28
Figura 9	– Planta e elevação da passarela Pedro e Inês [5]	28
Figura 10	– Vista lateral da passarela Pedro e Inês [5]	28
Figura 11	– Efeito das vibrações [8]	31
Figura 12	– Aceleração de pico recomendada para conforto humano em vibrações devidas a atividades humanas, ISO 2631/2 [11]	34
Figura 13	– Curva base de vibrações para acelerações verticais	38
Figura 14	– Representação do passo do pedestre durante a caminhada [18].	41
Figura 15	– Faixas de frequências nas direções transversal vertical e transversal	43
Figura 16	– Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando	45
Figura 17	– Função de carregamento dinâmico transversal horizontal para uma pessoa caminhando	46
Figura 18	– Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando	48
Figura 19	– Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando	50
Figura 20	– Força de contato de um passo humano e reação do piso [21].	51

Figura 21	– Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando	54
Figura 22	– Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando	55
Figura 23	– Vista lateral oeste da passarela	57
Figura 24	– Vista lateral leste da passarela	57
Figura 25	– Vista interna da passarela.....	58
Figura 26	– Vista inferior da passarela.....	58
Figura 27	– Vista do pórtico da passarela	59
Figura 28	– Vista da base da passarela	59
Figura 29	– Vista da ligação com neoprene	62
Figura 30	– Perfil geotécnico do subsolo de projeto	63
Figura 31	– Modelos de fundações	65
Figura 32	– Monitoração experimental dinâmica da passarela [7].	71
Figura 33	– Transdutor de Aceleração Capacitivo Uniaxial [7].....	72
Figura 34	– Características Geométricas do Transdutor de Aceleração 2210 [7].	72
Figura 35	– Sistema ADS 2000, da LYNX LTDA [7].	73
Figura 36	– Sistema ADS 2000 acoplado ao computador [7].....	73
Figura 37	– Localização dos Acelerômetros.	74
Figura 38	– Posicionamento dos Sensores em Ambos os Lados da Passarela [7].	74
Figura 39	– Fixação do Acelerômetro [7].	75
Figura 40	– Modelo I – Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela	77
Figura 41	– Modelo I - Detalhes	78
Figura 42	– Modelo II - Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela	79
Figura 43	– Modelo II - Detalhes	79
Figura 44	– Modelo III - Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela.....	80
Figura 45	– Modelo III – Detalhes	81
Figura 46	– Modelo IV - Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela.....	82

Figura 47	– Modelo IV – Detalhes.....	82
Figura 48	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 1 ^a frequência natural f ₀₁ : 1,62 Hz.	88
Figura 49	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 2 ^a frequência natural f ₀₂ : 2,13 Hz.	89
Figura 50	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 3 ^a frequência natural f ₀₃ : 2,36 Hz.	89
Figura 51	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 4 ^a frequência natural f ₀₄ : 3,19 Hz.	89
Figura 52	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 5 ^a frequência natural f ₀₅ : 4,32 Hz.	90
Figura 53	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 6 ^a frequência natural f ₀₆ : 5,41 Hz.	90
Figura 54	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 7 ^a frequência natural f ₀₇ : 6,48 Hz.	90
Figura 55	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 8 ^a frequência natural f ₀₈ : 8,27 Hz.	91
Figura 56	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 9 ^a frequência natural f ₀₉ : 9,15 Hz.	91
Figura 57	– Modos de vibração do Modelo I relativo à 10 ^a frequência natural f ₁₀ : 10,97 Hz.	91
Figura 58	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 1 ^a frequência natural f ₀₁ : 1,61 Hz.	92
Figura 59	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 2 ^a frequência natural f ₀₂ : 2,12 Hz.	93
Figura 60	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 3 ^a frequência natural f ₀₃ : 2,35 Hz.	93
Figura 61	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 4 ^a frequência natural f ₀₄ : 3,18 Hz.	93
Figura 62	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 5 ^a frequência natural f ₀₅ : 4,51 Hz.	94
Figura 63	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 6 ^a frequência natural f ₀₆ : 5,39 Hz.	94

Figura 64	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 7 ^a frequência natural f ₀₇ : 7,23 Hz.	94
Figura 65	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 8 ^a frequência natural f ₀₈ : 8,59 Hz.	95
Figura 66	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 9 ^a frequência natural f ₀₉ : 10,27 Hz.	95
Figura 67	– Modos de vibração do Modelo II relativo à 10 ^a frequência natural f ₁₀ : 10,94 Hz.	95
Figura 68	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 1 ^a frequência natural f ₀₁ : 0,71 Hz.	96
Figura 69	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 2 ^a frequência natural f ₀₂ : 1,09 Hz.	97
Figura 70	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 3 ^a frequência natural f ₀₃ : 1,22 Hz.	97
Figura 71	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 4 ^a frequência natural f ₀₄ : 1,95 Hz.	97
Figura 72	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 5 ^a frequência natural f ₀₅ : 3,83 Hz.	98
Figura 73	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 6 ^a frequência natural f ₀₆ : 4,17 Hz.	98
Figura 74	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 7 ^a frequência natural f ₀₇ : 5,78 Hz.	98
Figura 75	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 8 ^a frequência natural f ₀₈ : 6,07 Hz.	99
Figura 76	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 9 ^a frequência natural f ₀₉ : 6,21 Hz.	99
Figura 77	– Modos de vibração do Modelo III relativo à 10 ^a frequência natural f ₁₀ : 6,95 Hz.	99
Figura 78	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 1 ^a frequência natural f ₀₁ : 0,70 Hz.	101
Figura 79	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 2 ^a frequência natural f ₀₂ : 1,08 Hz.	101
Figura 80	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 3 ^a frequência natural f ₀₃ : 1,24 Hz.	101

Figura 81	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 4ª frequência natural f ₀₄ : 1,99 Hz.	102
Figura 82	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 5ª frequência natural f ₀₅ : 4,07 Hz.	102
Figura 83	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 6ª frequência natural f ₀₆ : 4,16 Hz.	102
Figura 84	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 7ª frequência natural f ₀₇ : 5,75 Hz.	103
Figura 85	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 8ª frequência natural f ₀₈ : 6,05 Hz.	103
Figura 86	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 9ª frequência natural f ₀₉ : 6,92 Hz.	103
Figura 87	– Modos de vibração do Modelo IV relativo à 10ª frequência natural f ₁₀ : 6,95 Hz.	104
Figura 88	– Modelo de carregamento para uma pessoa caminhando.	109
Figura 89	– Modelo de carregamento para duas pessoas caminhando.....	109
Figura 90	– Modelo de carregamento para três pessoas caminhando.	109
Figura 91	– Nós selecionados para a verificação do conforto humano.....	110
Figura 92	– Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)..	111
Figura 93	– Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)	111
Figura 94	– Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)..	111
Figura 95	– Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)	112
Figura 96	– Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)..	112
Figura 97	– Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)..	112
Figura 98	– Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)..	113
Figura 99	– Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	113
Figura 100	– Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	113
Figura 101	– Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	114
Figura 102	– Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	114

Figura 103 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	114
Figura 104 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	115
Figura 105 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	115
Figura 106 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	115
Figura 107 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	116
Figura 108 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	116
Figura 109 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	116
Figura 110 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	117
Figura 111 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	117
Figura 112 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)	117
Figura B1 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	139
Figura B2 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	139
Figura B3 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	139
Figura B4 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	140
Figura B5 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	140
Figura B6 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	140
Figura B7 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC).....	140
Figura B8 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	141
Figura B9 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	141
Figura B10 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	141
Figura B11 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	141
Figura B12 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	142
Figura B13 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	142
Figura B14 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)	142
Figura B15 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)	142
Figura B16 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC).....	143
Figura B17 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)	143
Figura B18 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC).....	143
Figura B19 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)	143

Figura B20 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)	144
Figura B21 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)	144
Figura B22 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	144
Figura B23 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	144
Figura B24 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	145
Figura B25 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	145
Figura B26 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	145
Figura B27 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	145
Figura B28 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB).....	146
Figura B29 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	146
Figura B30 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	146
Figura B31 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	146
Figura B32 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	147
Figura B33 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	147
Figura B34 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	147
Figura B35 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)	147
Figura B36 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	148
Figura B37 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	148
Figura B38 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	148
Figura B39 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	148
Figura B40 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	149
Figura B41 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	149
Figura B42 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)	149
Figura B43 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	149
Figura B44 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	150
Figura B45 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	150
Figura B46 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	150
Figura B47 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	150
Figura B48 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	151
Figura B49 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela).....	151
Figura B50 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	151
Figura B51 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	151
Figura B52 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	152
Figura B53 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	152

Figura B54 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	152
Figura B55 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	152
Figura B56 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)	153
Figura B57 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)	153
Figura B58 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela).....	153
Figura B59 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)	153
Figura B60 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela).....	154
Figura B61 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)	154
Figura B62 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)	154
Figura B63 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas [9].....	32
Tabela 2	– Frequências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas [10].....	34
Tabela 3	– Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_0/g [10].....	36
Tabela 4	– Características do caminhar humano [17].....	40
Tabela 5	– Coeficientes dinâmicos [17].	44
Tabela 6	– Coeficientes dinâmicos [10].	47
Tabela 7	– Coeficientes dinâmicos [13].	49
Tabela 8	– Coeficientes dinâmicos [10].	53
Tabela 9	– Propriedades das Seções da Passarela	61
Tabela 10	– Capacidade de Carga pelo método do Aoki Veloso [23].....	64
Tabela 11	– Valores típicos de k_{s1} [25].	66
Tabela 12	– Valores típicos de n_h [25].....	67
Tabela 13	– Valores típicos de n_h	67
Tabela 14	– Valores recomendados de taxas de amortecimento ξ [10].....	70
Tabela 15	– Parâmetros α e β usados na análise de vibração forçada	70
Tabela 16	– Valores das frequências naturais obtidas experimentalmente [7].	75
Tabela 17	– Descrição dos modelos numéricos-computacionais.	77
Tabela 18	– Dados gerais sobre o Modelo I.	78
Tabela 19	– Dados gerais sobre o Modelo II.	79
Tabela 20	– Dados gerais sobre o Modelo III.	81
Tabela 21	– Dados gerais sobre o Modelo IV.	82
Tabela 22	– Esforço computacional médio	83
Tabela 23	– Frequências naturais do Modelo I	85
Tabela 24	– Frequências naturais do Modelo II	85
Tabela 25	– Frequências naturais do Modelo III	86
Tabela 26	– Frequências naturais do Modelo IV	86
Tabela 27	– Frequências naturais dos modelos numéricos e experimental	105
Tabela 28	– Frequências naturais do modelo numérico e experimental.....	106

Tabela 29	– Comparação das acelerações de pico para caminhada lenta.....	107
Tabela 30	– Comparação das acelerações de pico para caminhada normal	108
Tabela 31	– Acelerações de pico para caminhada lenta (m/s ²) - uma pessoa.....	120
Tabela 32	– Acelerações de pico para caminhada lenta (m/s ²) - duas pessoas..	120
Tabela 33	– Acelerações de pico para caminhada lenta (m/s ²) - três pessoas....	120
Tabela 34	– Acelerações de pico para caminhada normal - uma pessoa.....	121
Tabela 35	– Acelerações de pico para caminhada normal - duas pessoas	121
Tabela 36	– Acelerações de pico para caminhada normal - três pessoas.....	121
Tabela 37	– Acelerações de pico para caminhada rápida - uma pessoa.....	121
Tabela 38	– Acelerações de pico para caminhada rápida - duas pessoas	122
Tabela 39	– Acelerações de pico para caminhada rápida - três pessoas.....	122
Tabela 40	– Acelerações verticais rms para caminhada lenta (m/s ²) - uma pessoa	125
Tabela 41	– Acelerações verticais rms para caminhada lenta (m/s ²) - duas pessoas.....	125
Tabela 42	– Acelerações verticais rms para caminhada lenta (m/s ²) - três pessoas.....	125
Tabela 43	– Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s ²) - uma pessoa	125
Tabela 44	– Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s ²) - duas pessoas.....	125
Tabela 45	– Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s ²) - três pessoas.....	126
Tabela 46	– Acelerações verticais rms para caminhada rápida (m/s ²) - uma pessoa	126
Tabela 47	– Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s ²) - duas pessoas.....	126
Tabela 48	– Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s ²) - três pessoas.....	126
Tabela A.1	– Cálculo do neoprene (Pfeil [32]).....	136
Tabela A.2	– Influência da rigidez do neoprene na frequência.....	137

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADS	Sistema de Aquisição de Dados
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CEB	Comitê Euro-International du Béton
GFCD	Gerador de Função de Carregamento Dinâmico
ISO	International Organization for Standardization
NBR	Norma Brasileira
PUC	Pontifícia Universidade Católica
PVC	Policloreto de Vinila
RMS	Root Mean Square
SIA	Swiss National Standards

LISTA DE SÍMBOLOS

a	dimensão do neoprene paralela ao eixo longitudinal
a_{eff}	acelerações efetivas
a_p	aceleração de pico
a/g	razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade
a_0/g	pico de aceleração limite
a_p/g	pico de aceleração estimado
a_{lim}	aceleração limite
A_n	área do neoprene
b	dimensão do neoprene transversal ao eixo longitudinal
d	largura da estaca
E_c	modulo de elasticidade do concreto
E_s	modulo de elasticidade do aço
f	frequência de excitação
f_{crit}	frequência critica
f_{mi}	fator de majoração do impacto do calcanhar
f_n	frequência natural da estrutura
f_p	frequência do passo da atividade
F_m	valor máximo da série de fourier
$F(t)$	vetor de forças nodais equivalente
F_v	carregamento vertical
g	aceleração da gravidade
G_n	módulo de cisalhamento do neoprene
h_n	espessura de uma lâmina de neoprene
l	múltiplo harmônico (1, 2, 3...)
K	matriz de rigidez do sistema

k_h	coeficiente de reação horizontal
kN	kilonewton
k_{s1}	módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1ft) de lado e d a largura da coluna (m)
L	comprimento da passarela
M	matriz de massa do sistema
n	número de camadas do neoprene
η_h	parâmetro de rigidez para solos não coesivos
N	newton
ρ	pressão aplicada
P	peso da pessoa
P_0	força constante igual a 0,29kN para pisos e 0,41kN para passarelas
R	fator de redução
t	tempo
T	período de tempo na qual a aceleração efetiva é medida
T_p	período do passo
TR	trilho
W	peso efetivo do piso
α	taxa de contribuição da matriz de massa
α_i	coeficiente dinâmico para força harmônica
β	coeficiente de amortecimento modal
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
ϕ_i	ângulo de fase para o harmônico i
ν	coeficiente de Poisson
ρ	densidade
Δ_i	coeficiente de fourier para o harmônico
$\Delta_i P_0$	amplitude da força do harmônico

ξ_i	taxa de amortecimento do modo i
σ_c	tensão média atuante
ζ_c	tensão de cisalhamento entre o neoprene e a placa
ζ_{ld}	tensão de cisalhamento de longa duração
ζ_{din}	tensão de cisalhamento pelo efeito dinâmico
ζ_α	tensão de cisalhamento devido a rotação da lâmina de neoprene
ω_{0i}	frequência natural circular do modo i

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	24
1	RECOMENDAÇÕES DE PROJETO	31
1.1	Generalidades	31
1.2	Normas de projeto	32
1.2.1	<i>NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado [9]</i>	32
1.2.2	<i>Guia Prático - Floor Vibration Due to Human Activity – AISC [10]</i>	33
1.2.3	<i>Normas SIA 160 [12], CEB [13] e AASHTO [14]</i>	37
1.2.4	<i>ISO 2631/2 - International Organization for Standardization [11]</i>	37
1.2.5	<i>Norma Eurocode 5 - Parte 2 [16]</i>	38
2	MODELO DE CARREGAMENTO DINÂMICO	40
2.1	Introdução	40
2.2	Modelo proposto por Bachmann [17]	43
2.3	Modelo proposto por AISC [10]	47
2.4	Modelo proposto pelo CEB (Comité Euro-International du Béton) [13] ...	49
2.5	Modelo proposto por Varela e Battista [20]	51
2.6	Comparação das funções de carregamento	55
3	DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	56
3.1	Introdução	56
3.2	Modelo estrutural da passarela	56
3.3	Neoprene	61
3.4	Perfil geotécnico do subsolo	62
3.5	Capacidade de carga da estaca	64
3.6	Simulação da interação solo-estrutura	65
3.7	Modelagem do amortecimento	68
3.8	Considerações finais	70
4	MONITORAÇÃO EXPERIMENTAL DINÂMICA [7]	71
4.1	Equipamentos Utilizados	72
4.2	Posicionamento dos Acelerômetros	74
4.3	Resultados Obtidos	75
5	MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL	76
5.1	Considerações iniciais	76

5.2	Modelos computacionais	76
5.2.1	<i>Modelo I</i>	77
5.2.2	<i>Modelo II</i>	78
5.2.3	<i>Modelo III</i>	80
5.2.4	<i>Modelo IV</i>	81
5.3	Desempenho computacional	83
5.4	Considerações finais	83
6	ANÁLISE DE AUTOVALORES E AUTOVETORES	84
6.1	Introdução	84
6.2	Análise das frequências naturais (Autovalores)	84
6.3	Análise dos modos de vibração (Autovetores)	88
6.4	Considerações finais	105
7	ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA	107
7.1	Aspectos gerais	107
7.2	Calibração do modelo numérico com base no ensaio experimental de vibração forçada	107
7.3	Descrição dos casos de carregamento dinâmico	108
7.3.1	<i>Caso I: Uma pessoa caminhando sobre a Passarela</i>	109
7.3.2	<i>Caso II: Duas pessoas caminhando sobre a Passarela</i>	109
7.3.3	<i>Caso III: Três pessoas caminhando sobre a Passarela</i>	109
7.4	Análise de vibração forçada	110
7.4.1	<i>Estudo do comportamento geral da passarela</i>	110
7.4.2	<i>Análise das acelerações de pico da estrutura</i>	119
7.4.3	<i>Avaliação das Acelerações rms</i>	124
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	128
8.1	Introdução	128
8.2	Conclusões	128
8.3	Sugestões para trabalhos futuros	131
	REFERÊNCIAS	132
	ANEXO A – Cálculo do aparelho de apoio de neoprene	136
	ANEXO B – Gráficos de deslocamento e aceleração do modelo numérico	139

INTRODUÇÃO

Devido à recente evolução tecnológica dos materiais e das metodologias construtivas e de cálculo empregadas nos últimos anos, as estruturas das passarelas puderam se tornar cada vez mais leves e esbeltas. A moderna concepção da indústria da construção vem considerando as estruturas como verdadeiras obras de arte, nas quais os projetos são cada vez mais desafiadores para os engenheiros e arquitetos. Entretanto, com estas novas tecnologias, estão surgindo inúmeros casos de problemas devido à vibração excessiva em passarelas ao longo dos anos em diversas partes do mundo, gerando problemas de desconforto humano e até o seu colapso, como ocorreu em uma Passarela na Carolina do Norte/EUA durante a saída de uma multidão em um evento esportivo deixando mais de 100 pessoas feridas (BBC NEWS [1]). A Figura 1 ilustra um instante logo após o desabamento da passarela.



Figura 1 – Desabamento de uma passarela na Carolina do Norte/EUA [1]

Pode-se citar o problema ocorrido com a Millennium Footbridge [2], oficialmente conhecida como a Passarela do Milênio de Londres, a qual é uma ponte pênsil em aço para pedestres que cruza o rio Tamisa, em Londres, Inglaterra, inaugurada em 10 de Junho de 2000, no qual se percebeu que a estrutura possuía oscilações laterais com amplitudes consideráveis, devido à ação de pessoas se movimentando sobre a mesma. As amplitudes foram da ordem de 75 mm com frequências na faixa de 0,8 a 1,0 Hz, obrigando as autoridades a fecharem a

passarela três dias após sua inauguração para que medidas corretivas fossem adotadas, conforme citado por Newland [2]. A Figura 2 ilustra essa estrutura.



Figura 2 – Millennium Footbridge localizada em Londres sobre o Rio Tâmesa [2]

A passarela de Forchheim, Figura 3, está localizada a 30 km ao norte de Nürnberg e aproximadamente a 200 km de Munique, Alemanha, e atravessa o canal Main-Donau. A superestrutura da passarela é composta por vigas em aço, que sustentam pranchas de madeira. Possui um comprimento total e largura de 117,5 m e 4,25 m, respectivamente, sendo suportado por dois pilares. Formando um sistema esbelto, e representando uma estrutura típica de baixo peso e sensível à excitação dinâmica de pedestres.

Segundo Seiler [3], a partir de ensaios experimentais e numéricos, a primeira frequência natural da passarela na direção vertical é de 1,18 Hz, sendo um valor crítico para a excitação de caminhada de pessoas, entretanto a estrutura se mostrou mais sensível a excitações provocadas por pessoas correndo em sincronismo, com uma frequência na direção transversal vertical de 2,76 Hz, correspondente ao segundo modo, conforme Figura 4. A Figura 5 ilustra o ensaio experimental realizado na passarela, com pessoas correndo em sincronismo bem próximo da segunda frequência na direção transversal vertical. Nestas condições a pessoa já está exposta a oscilações da ordem de alguns centímetros e aceleração correspondente a 20% da gravidade.



Figura 3 – Vista lateral da passarela Forchheim [3]

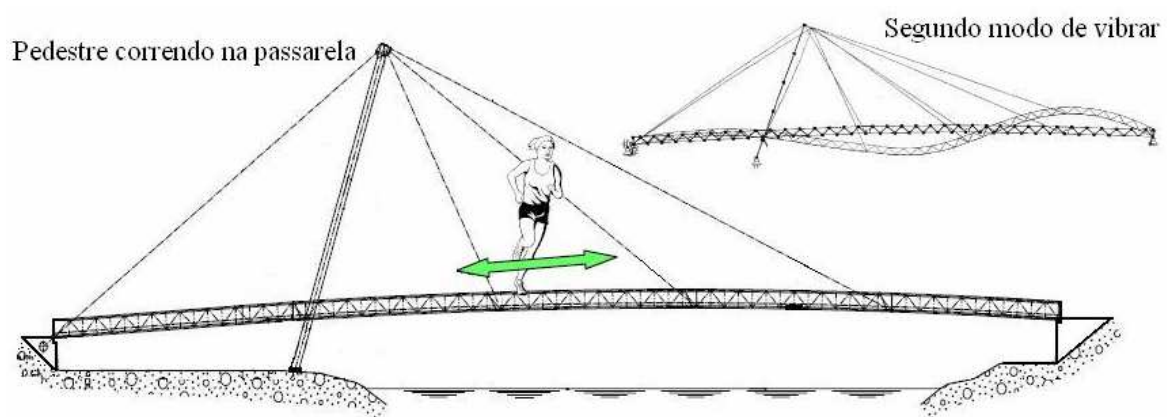


Figura 4 – Desenho esquemático da passarela Forchheim e o segundo modo de vibração [3]



Figura 5 – Ensaio experimental na passarela Forchheim [3]

Outro problema relacionado a vibrações excessivas horizontais devido ao sincronismo do carregamento de pedestres, ocorreu na Toda Park Bridge, localizada na cidade de Toda City no Japão. A passarela é sustentada por um sistema estaiado, com largura de 7,85 m e comprimento total de 179 m, sendo este subdividido em um vão principal de 134 m e outro de 45 m, possuindo 11 cabos em cada um dos dois planos de estais, conforme podemos observar nas Figuras 6 e 7. A passarela foi inaugurada em 1989, e logo após em um dia de movimento, milhares de pessoas a cruzaram, o que resultou em uma fonte de vibração na direção transversal horizontal, ocasionando vibrações da ordem de 10 mm na viga central e uma frequência de 0,93 Hz para a primeira frequência natural. Apesar da amplitude não ter sido tão grande, alguns pedestres se sentiram desconfortáveis e inseguros. Foi observado por meio de vídeos e pelas oscilações medidas na direção transversal horizontal que 20% das pessoas da multidão sincronizaram perfeitamente os seus passos, segundo Nakamura e Fujino [4].



Figura 6 – Vista lateral da passarela Toda Park Bridge (Nakamura e Fujino [4])



Figura 7 – Passarela Toda Park Bridge em um dia de movimento (Nakamura e Fujino [4])

Segundo Caetano et al. [5], a passarela Pedro e Inês, Figuras 8, 9 e 10, localizada sobre o rio Mondego, em Coimbra, é um excelente exemplo de uma estrutura propensa a vibrações verticais e laterais, que está sendo extensivamente estudada, a fim de se caracterizar o seu comportamento dinâmico, e de se implementar medidas corretivas que garanta a segurança e o conforto dos pedestres.

A passarela Pedro e Inês foi inaugurada em novembro de 2006 com comprimento total de 274,5 m, e possuía a concepção de se tornar um marco para a cidade e contribuir para a qualidade de vida das pessoas.



Figura 8 – Vista geral da passarela Pedro e Inês [5]

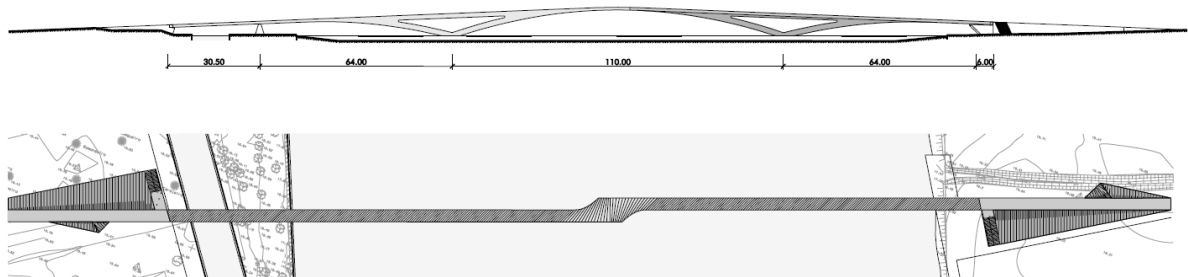


Figura 9 – Planta e elevação da passarela Pedro e Inês [5]



Figura 10 – Vista lateral da passarela Pedro e Inês [5]

Estes exemplos demonstram que a obtenção das cargas geradas devido ao caminhar de pedestres é de extrema importância, assim como, a necessidade de se considerar nos projetos desse tipo de estrutura, os efeitos dinâmicos gerados por estas ações.

Motivação

No atual estado do desenvolvimento da engenharia estrutural, procura-se obter projetos que atendam às especificações do cliente e normas técnicas, mas também, que proporcionem menores custos. Devido a esta inovação, as estruturas estão cada vez mais esbeltas, gerando um desconforto. Desta forma, uma das maneiras de se avaliar uma estrutura, ao conforto humano, é obter informações corretas dos tipos de vibrações. Muitos trabalhos de pesquisa têm sido realizados, sendo que a principal motivação destes trabalhos tem caráter científico, com o objetivo de mostrar que tais problemas são facilmente evitados se estudados na fase do projeto.

Objetivos

Este trabalho busca fazer uma avaliação entre os resultados obtidos por modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos através do programa ANSYS [6] e os resultados de ensaios experimentais de uma passarela existente. Esta investigação visa obter uma maior confiabilidade nas análises por meios de elementos finitos e mostrar que os problemas gerados, com relação ao conforto humano, poderiam ser facilmente amenizados ou extinguidos das estruturas projetadas.

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou-se a motivação para o desenvolvimento deste trabalho e uma breve descrição do conteúdo do presente trabalho.

No primeiro capítulo apresentam-se os critérios e recomendações de projeto propostos por algumas normas nacionais e estrangeiras.

No segundo capítulo faz-se uma breve introdução aos fundamentos da metodologia utilizada para a modelagem do carregamento dinâmico proveniente do caminhar de pedestre propostos por vários autores.

No terceiro capítulo apresenta-se o modelo estrutural investigado no presente trabalho para a realização das análises dinâmicas, apresentando suas características físicas e geométricas. Este capítulo também apresenta a metodologia utilizada para a simulação da interação solo-estrutura bem como a modelagem do amortecimento estrutural.

No quarto capítulo descreve-se os ensaios experimentais realizados por Zuñiga [7], apresentando os dados experimentais obtidos na passarela por meio de vibrações livres e induzidas. Estes foram capturados por meio de acelerômetros instalados, de forma a se ter os valores reais de vibrações da estrutura em questão.

O quinto capítulo apresenta uma descrição dos quatro modelos de elementos finitos utilizados na presente análise, bem como suas propriedades, características e dados gerais de elementos utilizados.

O sexto capítulo apresenta os resultados das análises de vibração livre, realizadas para determinar os autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração). Tais dados são utilizados para se prever a resposta dinâmica da estrutura quando submetida a carregamentos dinâmicos.

O sétimo capítulo é dedicado às análises harmônicas do modelo dois desenvolvido para a realização deste estudo. Ao final das análises, os resultados obtidos são comparados com as recomendações encontradas na literatura técnica, no que diz respeito ao conforto humano e aos critérios de normas.

No oitavo capítulo apresentam-se as conclusões alcançadas com este estudo, contendo as considerações e sugestões para continuação do trabalho aqui desenvolvido.

1 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

1.1 Generalidades

Antigamente se acreditava que os carregamentos dinâmicos poderiam ser representados como cargas puramente estáticas. Entretanto, com os estudos mais sofisticados, hoje já se sabe que esta premissa não representa o efeito das cargas dinâmicas nas estruturas civis de maneira correta, visto que a análise dos efeitos causados por uma carga dinâmica difere muito da análise dos efeitos causados por uma carga estática.

Cada tipo de excitação dinâmica é regido por características diferentes e próprias de frequências, amplitudes e formas de carregamento, levando os sistemas estruturais a diferentes tipos de perturbações. A Figura 11 mostra o efeito das vibrações sobre as estruturas, o homem e o meio ambiente.

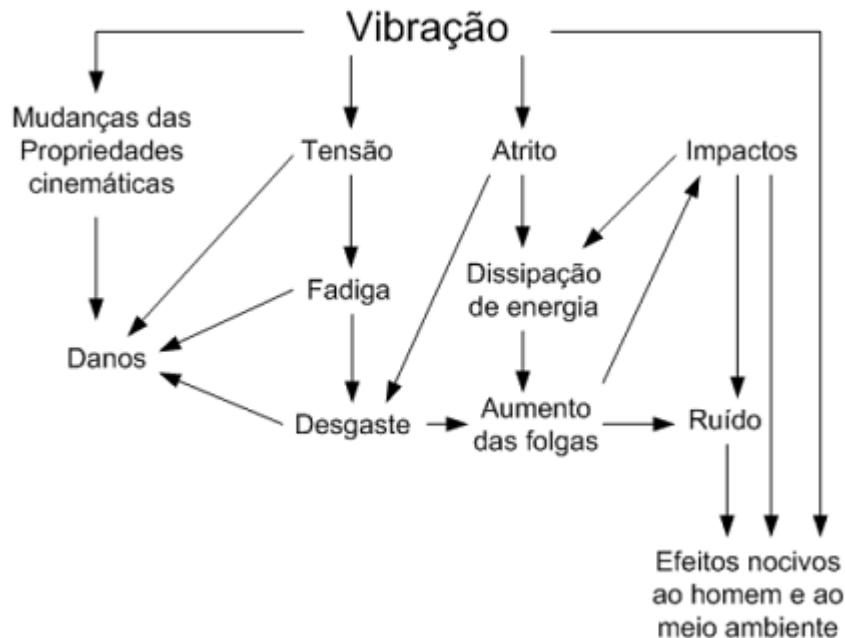


Figura 11 – Efeito das vibrações [8]

No presente capítulo, apresenta-se algumas normas que se referem à análise de estruturas submetidas a ações dinâmicas e critérios relativos à análise de conforto humano.

1.2 Normas de projeto

1.2.1 NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado [9]

Segundo a norma brasileira NBR 6118 [9], a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. A norma recomenda que, para estruturas sujeitas à vibração, deve-se afastar a frequência natural da estrutura (f_n) ao máximo possível da frequência crítica (f_{crit}), que depende do tipo de atividade que será exercida sobre a estrutura, conforme a Equação (1).

$$f_n > 1,2 \cdot f_{crit} \quad (1)$$

O comportamento das estruturas sujeitas a ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações pode ser modificado por meio de alterações em alguns fatores tais como: ações dinâmicas, frequência natural (pela mudança da rigidez da estrutura ou da massa em vibração) e aumento das características de amortecimento.

Em casos especiais, é usualmente necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida, pois pode não ser suficiente afastar as duas frequências, própria e crítica. Nestes casos em que as recomendações anteriores não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em normas internacionais, enquanto não existir normas brasileiras que tratem do assunto.

Na falta de valores determinados experimentalmente, pode-se adotar os valores indicados na Tabela 1 para a frequência crítica, f_{crit} .

Tabela 1 – Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas [9]

Caso	f_{crit} (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0 a 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6 a 4,5

1.2.2 Guia Prático - Floor Vibration Due to Human Activity – AISC [10]

Desenvolvido pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar [10], este guia faz parte de uma série de livros denominada Steel Design Guide Series, desenvolvida no American Institute of Steel Construction (AISC). Ele tem como objetivo básico fornecer os princípios básicos e ferramentas simples de análise para avaliar sistemas de pisos e passarelas submetidas a atividades humanas, quanto aos estados limites, e também dar orientação no desenvolvimento de medidas corretivas para pisos problemáticos, devido a atividades humanas.

Os critérios de aceitação para o conforto humano podem ser empregados na avaliação da resposta dinâmica de sistemas estruturais associados a escritórios, shoppings, passarelas e ocupações similares.

A análise dinâmica proposta por este guia é em função dos valores obtidos da aceleração de pico, relação a_p/g . Estes valores são comparados com os valores limites definidos na curva base da ISO 2631/2 [11], fornecidos pela norma International Standard Organization, que representa o limite no qual as acelerações verticais passam a ser perceptíveis. A ISO Standard sugere limites em termos da raiz quadrada do erro quadrático médio, rms (root mean square) das acelerações, como um múltiplo da linha base da curva apresentada na Figura 12. Para fins de projeto, esses limites podem ser considerados em uma faixa que varia entre 0,8 e 1,5 vezes os valores recomendados por norma, dependendo da duração da vibração e da frequência dos eventos referentes à vibração.

Considerando-se em uma solicitação dinâmica, uma componente harmônica dependente do tempo que coincide com a frequência fundamental do piso, como mostra a Equação (2):

$$F(t) = P \cdot \alpha_i \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (2)$$

Sendo:

$F(t)$: força representativa da atividade humana ao longo do tempo (N);

P : peso do indivíduo (N);

i : múltiplo harmônico da frequência do passo;

α_i : coeficiente de Fourier associado ao i -ésimo harmônico da atividade;

f_p : frequência do passo da atividade (Hz);

t : tempo (s).

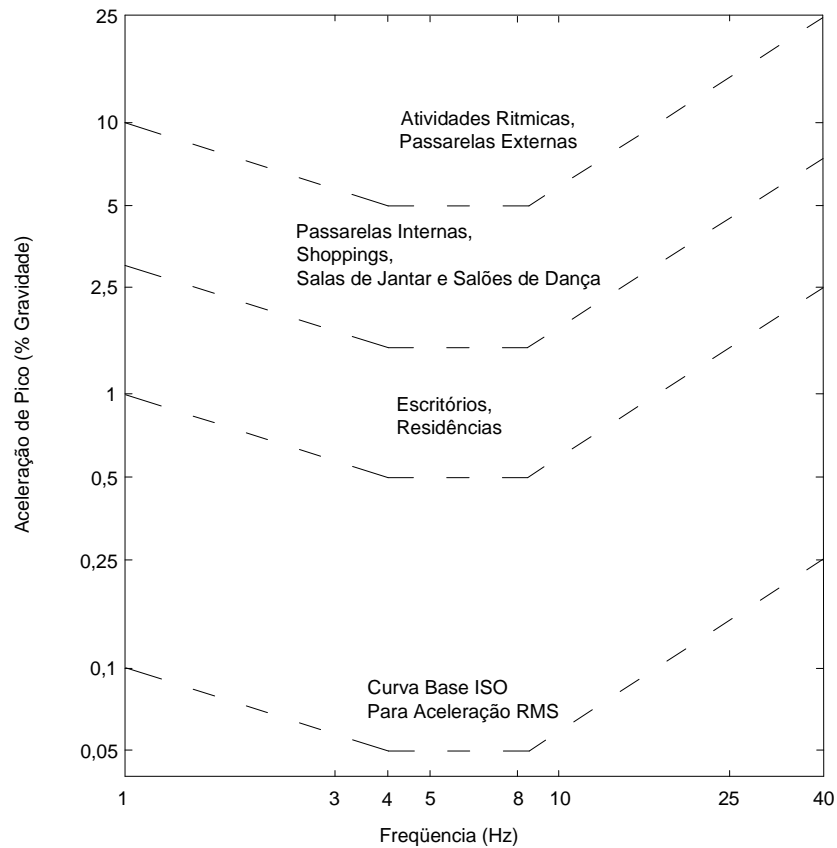


Figura 12 – Aceleração de pico recomendada para conforto humano em vibrações devidas a atividades humanas, ISO 2631/2 [11]

Em alguns casos, apenas uma componente harmônica é empregada no caso associado à atividade humana de caminhar, já que a participação dos demais harmônicos é pequena em comparação com aquele associado à condição de ressonância. Na sequência, valores correntes da frequência de excitação, f_p , e do coeficiente dinâmico, α_i , são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Frequências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas [10]

Harmônico	Caminhada		Atividade aeróbica		Dança	
	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i
1	1,6 a 2,2	0,5	2,0 a 2,75	1,5	1,5 a 3,0	0,5
2	3,2 a 4,4	0,2	4,0 a 5,5	0,6	-	-
3	4,8 a 6,6	0,1	6,0 a 8,25	0,1	-	-
4	6,4 a 8,8	0,05	-	-	-	-

* Coeficiente dinâmico = pico da força senoidal / peso da(s) pessoa(s).

De acordo com as hipóteses anteriores, a aceleração do sistema estrutural, associada à condição de ressonância, é dada por:

$$\frac{a}{g} = \frac{R\alpha_i P}{\beta W} \cos(2\pi i f_p t) \quad (3)$$

Sendo:

a/g : razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade;

g : aceleração da gravidade;

R : fator de redução;

β : coeficiente de amortecimento modal;

W : peso efetivo do piso.

O fator de redução R , leva em conta o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado através da caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa que está sentindo a vibração não estão simultaneamente no local de máxima amplitude modal. É recomendado que seja tomado igual a 0,7 para passarelas e 0,5 para estruturas de piso que possuam configurações modais associadas a duas direções, segundo Murray [10].

A aceleração de pico devido ao caminhar de pessoas é estimada com base no emprego da Equação (3), considerando o menor harmônico i para o qual a frequência da excitação, $f = i.f_p$, coincide com a frequência fundamental do piso. A aceleração de pico é então comparada com os valores limites propostos por norma, ISO 2631/2 [11], como apresentado na Figura 12.

A Equação (3), pode, ainda, ser simplificada considerando-se que o coeficiente dinâmico para a componente força harmônica i , α_i , seja expresso em função da frequência da excitação, f , de acordo com a Equação (4):

$$\alpha_i = 0,83 \exp(-0,35 f) \quad (4)$$

Substituindo-se o coeficiente dinâmico, α_i , Equação. (4), na Equação (3):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35 f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (5)$$

Sendo:

a_p/g : aceleração de pico estimada em unidades de g ;

a_0/g : aceleração limite proposta por norma, ISO 2631/2 [11];

f_n : frequência natural do piso;

P_0 : força constante.

O numerador $P_0 \exp(-0,35f_n)$, mostrado na Equação (5), representa uma força harmônica efetiva devida ao caminhar, resultando na resposta dinâmica da estrutura, em termos da aceleração de pico, associada à condição de ressonância referente à frequência natural da estrutura.

A partir do critério de projeto para excitações provocadas por caminhadas, temos que estes possuem abrangências muito maiores do que os critérios comumente usados, sendo baseado na resposta dinâmica de um sistema de piso em aço para forças produzidas durante a caminhada.

O critério determina que o sistema de piso é satisfatório se o pico de aceleração, a_p , devido à excitação da caminhada, em função da aceleração da gravidade, g , determinada através da Equação (6), não exceda a aceleração limite, a_0/g , para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35 f_n)}{\beta W} \quad (6)$$

Sendo:

P_0 : força constante representativa da excitação;

f_n : frequência natural do piso;

β : coeficiente de amortecimento modal;

W : peso efetivo do piso.

Os valores recomendados para P_0 , β e a_0/g para várias ocupações, são dados na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_0/g [10]

Tipo de ocupação	Força constante P_0	Taxa de amortecimento β	Aceleração limite $a_0/g \times 100\%$
Escritórios, residências e igrejas	0,29 kN	0,02-0,05*	0,50%
Shoppings centers	0,29 kN	0,02	1,50%
Passarela – interna	0,41 kN	0,01	1,50%
Passarela – externa	0,41 kN	0,01	5,00%
* 0,02 para pisos com poucos componentes não estruturais como pode ocorrer em áreas de trabalho e igrejas.			
* 0,03 para pisos com poucos componentes estruturais e móveis, mas com somente pequenas divisórias desmontáveis, típicas de muitas áreas de escritórios modulares.			
* 0,05 para pisos com divisórias de altura total entre pisos.			

A Figura 12 pode também ser usada para avaliar o sistema de piso. Se a frequência natural do piso for maior que 9 a 10 Hz, significa que ressonâncias significantes devido ao caminhar podem não ocorrer, mas os níveis de vibrações podem ainda incomodar os seres humanos. Experiências indicam que o piso deve ter uma rigidez mínima de 1 kN/mm sob uma força concentrada.

1.2.3 Normas SIA 160 [12], CEB [13] e AASHTO [14]

As normas SIA 160 (Swiss National Standards [12]), CEB (Comite Euro-International Du Beton [13]) e AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials [14]) abordam o problema de vibrações verticais nas passarelas, por exclusão das faixas de variação de frequências críticas.

As normas SIA 160 [12] e CEB [13] reconhecem as faixas críticas de frequências da excitação produzida por um pedestre ao caminhar, e recomendam que seja evitado projetar passarelas com frequências naturais na direção transversal vertical entre 1,6 e 2,4 Hz e também entre 3,5 e 4,5 Hz. Estas limitações são baseadas no fato de que a frequência de caminhada de um pedestre está compreendida de 1,6 a 2,4 Hz e 3,2 a 4,8 Hz que são as faixas do primeiro e segundo harmônicos, respectivamente, segundo Pimentel [15].

A AASHTO [14] recomenda que seja evitado projetar passarelas com frequências naturais na direção transversal vertical inferiores a 3 Hz e 5 Hz, aplicando o segundo limite, caso sejam esperados problemas de vibração causados pelo segundo harmônico da excitação.

1.2.4 ISO 2631/2 - International Organization for Standardization [11]

A International Organization for Standardization (ISO 2631/2 [11]), aplica-se à vibração em direções ortogonais e abrange vibrações aleatórias, de choque, e harmônicas. A faixa de frequência coberta é de 1 a 80 Hz e o critério é expresso em relação às acelerações efetivas medidas, rms, dadas por:

$$a_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (7)$$

Sendo:

T: o período de tempo na qual a aceleração efetiva é medida.

A ISO 2631/2 [11] sugere limites em termos da aceleração rms, como um múltiplo da linha base da curva apresentada na Figura 13.

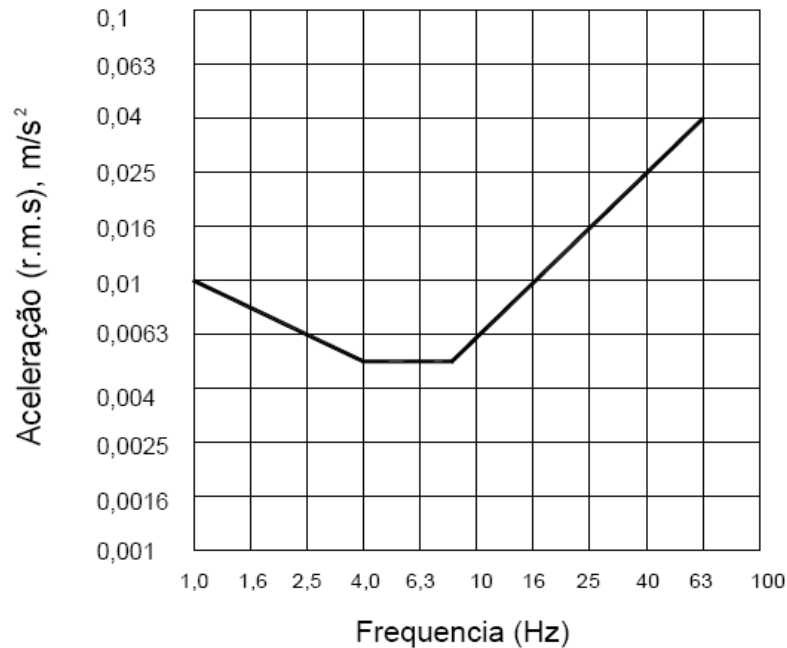


Figura 13 – Curva base de vibrações para acelerações verticais

1.2.5 Norma Eurocode 5 - Parte 2 [16]

A norma europeia Eurocode 5 - Parte 2 [16] recomenda que sejam dispensadas das verificações de acelerações as passarelas que apresentarem frequências naturais nas direções transversal vertical e transversal horizontal acima de 5,0 Hz e 2,5 Hz, respectivamente.

A norma apresenta apenas diretrizes para projeto de passarelas simplesmente apoiadas de um único vão. A seguir tem-se o cálculo das acelerações nas direções transversal vertical e transversal horizontal, quando uma pessoa ou mais pessoas cruzam a passarela, cujas as frequências naturais da estrutura estejam abaixo dos limites estabelecidos. O cálculo da aceleração na direção transversal vertical a_{vert} para uma pessoa caminhando em uma passarela simplesmente apoiada é dada pelas Equações 8 a 10.

$$a_{vert} = \frac{200}{M\xi} \text{ para } f_n \leq 2,5 \text{ Hz} \quad (8)$$

$$a_{vert} = \frac{100}{M\xi} \text{ para } 2,5 \leq f_n \leq 5,0 \text{ Hz} \quad (9)$$

$$M = \rho AL \quad (10)$$

Onde:

M : massa total da passarela (kg);

ρ : densidade do material (kg/m^3);

A : área da seção transformada da passarela (m^2);

L : vão da passarela (m);

ξ : coeficiente de amortecimento (%).

A aceleração transversal vertical para várias pessoas caminhando sobre a passarela é dada pela Equação 11.

$$a_{vert,n} = 0,23 a_{vert} n_{ped} K_{vert} \quad (11)$$

Onde:

n_{ped} : número de pedestres;

K_{vert} : coeficiente relacionado à frequência natural da passarela (Eurocode 5 [16]).

O cálculo da aceleração na direção transversal horizontal a_{lat} para uma pessoa caminhando sobre a passarela é dado pela Equação 12.

$$a_{lat} = \frac{50}{M\xi} \text{ para } 0,5 \leq f_{lat} \leq 2,5\text{Hz} \quad (12)$$

A aceleração transversal horizontal para várias pessoas caminhando sobre a passarela é dada pela Equação 13.

$$a_{horiz} = 0,18 a_{lat} n_{ped} K_{lat} \quad (13)$$

Onde:

K_{lat} : coeficiente relacionado à frequência natural da passarela (Eurocode 5 [16]).

A norma europeia Eurocode 5 - Parte 2 [16] mantém as acelerações limites nas direções transversal vertical $a_{lim,vert}$ menor ou igual a $0,7 \text{ m/s}^2$ (7% g) e transversal horizontal $a_{lim,horiz}$ menor ou igual a $0,2 \text{ m/s}^2$ (2% g).

2 MODELO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

2.1 Introdução

No presente capítulo serão apresentados os modelos de carregamento dinâmico utilizados nos modelos numéricos.

Embora os critérios de conforto humano sejam conhecidos por muitos anos, só recentemente se tornou prática de projeto, aplicar tais critérios para a verificação de estruturas. A razão para isto é que o carregamento é complexo e a resposta complicada, envolvendo um grande número de modos de vibração. Os estudos acadêmicos e experimentais mostram, no entanto, que o problema pode ser simplificado até que se obtenham critérios práticos de projeto.

A maioria dos problemas de vibração envolvem forças que se repetem, causadas por máquinas ou por atividades humanas, como a dança, a aeróbica ou o caminhar. Apesar da caminhada se tornar um pouco mais complicada do que os outros carregamentos, na maioria dos casos, a força aplicada é senoidal ou quase isso.

Com referência ao modelo de carregamento dinâmico, o movimento de pernas do ser humano que causa a subida e descida da massa efetiva do corpo em cada passo foi considerado ao longo da análise e a posição da carga dinâmica foi alterada de acordo com a posição do pedestre sobre a estrutura. Deste modo, a função de tempo, correspondente à excitação dinâmica induzida pela caminhada, possui uma variação espacial e temporal, objetivando uma representação mais realista dos passos dados pelo ser humano em uma caminhada.

Por outro lado, faz-se necessário um estudo mais abrangente acerca de outros parâmetros a serem efetivamente utilizados na modelagem numérica, tais como: a distância e a velocidade do passo. Estes parâmetros estão associados com a frequência do passo humano e são ilustrados pela Tabela 4.

Tabela 4 – Características do caminhar humano [17].

Atividade	Velocidade (m/s)	Distância do Passo (m)	Frequência do Passo (Hz)
Caminhada lenta	1,1	0,60	1,7
Caminhada normal	1,5	0,75	2,0
Caminhada rápida	2,2	1,00	2,3

Assim sendo, sabendo-se que a frequência fundamental vertical da passarela investigada é igual a 5,08 Hz ($f_{01} = 5,08$ Hz) e considerando-se, ainda, a metodologia de análise proposta neste trabalho de pesquisa, utilizando-se uma frequência do passo igual a 1,7 Hz ($f_p = 1,7$ Hz), 2 Hz ($f_p = 2$ Hz) e 2,3 Hz ($f_p = 2,3$ Hz), Tabela 4, correspondente à caminhada lenta, normal e rápida, de forma a considerar uma situação que tem ocorrido na prática corrente de projeto, em estruturas reais, associada ao fenômeno físico da ressonância.

Nesta situação, a malha de elementos finitos precisa ser refinada suficientemente e o tempo de contato da aplicação da carga dinâmica com a estrutura depende da distância e da frequência do passo. Assim sendo, a distância do passo associada à frequência varia de acordo com a Tabela 4. Na sequência, a carga dinâmica associada ao caminhar do pedestre sobre a passarela, ao longo do tempo, é obtida mediante o emprego dos harmônicos, utilizados para gerar a função de carregamento.

Sabendo-se que em sua maioria o carregamento dinâmico do caminhar de pessoas é em ritmo normal, temos que o período do passo é igual a $1/f_p = 1/2$ Hz = 0,50 s, correspondente a uma distância de 0,75 m. Portanto, adotando-se uma malha com elementos finitos com comprimento de 0,25 m, por exemplo, para representar um passo do pedestre sobre a passarela seriam necessárias três cargas. Cada uma dessas cargas P1, P2 e P3 seriam aplicadas durante $0,50/3 = 0,1667$ s, conforme ilustrado na Figura 14. Nota-se que para as caminhadas em ritmo lento e rápida, a teoria utilizada é a mesma que a mostrada anteriormente para a caminhada normal.

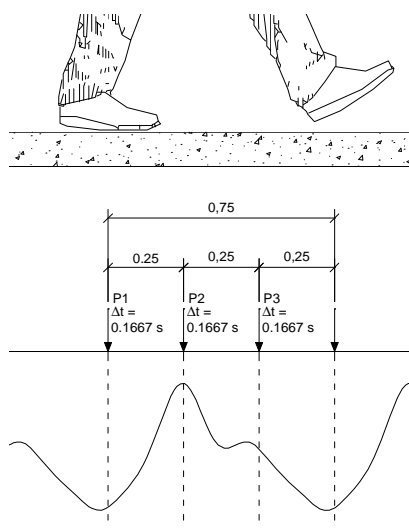


Figura 14 – Representação do passo do pedestre durante a caminhada [18].

Destaca-se que a ação dinâmica não é aplicada simultaneamente. A carga P1 é aplicada durante 0,1667 s, e no final deste período de tempo, P1 passaria a assumir um valor nulo e, logo em seguida, a carga P2 seria aplicada por 0,1667 s. Este processo numérico ocorre sucessivamente, ao longo do tempo, e a força dinâmica associada ao caminhar do pedestre é aplicada, de forma correta, ao longo de toda a passarela.

Durante a caminhada em uma estrutura, os pedestres introduzem forças dinâmicas que variam no tempo e estas forças têm componentes (nas direções transversal vertical, transversal horizontal e longitudinal) dependentes de parâmetros, tais como: frequência de passo, velocidade de caminhada e comprimento de passo. Ao longo dos anos, vários estudos foram realizados para quantificar as forças da caminhada. Inicialmente, os estudos deram mais atenção à componente na direção transversal vertical, sendo que quase todos os problemas documentados a respeito das vibrações induzidas por pedestres foram associados a essa componente.

O fluxo de pedestres produz forças dinâmicas que variam no tempo, com componentes nas direções transversal vertical, transversal horizontal e longitudinal. Isso decorre do simples caminhar produzindo forças devido à aceleração e à desaceleração da massa do corpo. A frequência típica de passo para caminhada normal, gira em torno de 2 passos por segundo, gerando uma força na direção transversal vertical com 2,0 Hz de frequência. A caminhada lenta está na faixa de 1,4 a 1,7 Hz e a caminhada rápida na faixa de 2,2 a 2,4 Hz. Isto significa que a faixa total da frequência de força na direção transversal vertical é 1,4 a 2,4 Hz, com uma média de 2,0 Hz. Como a componente na direção transversal horizontal da força é aplicada em metade da frequência de passo, a frequência da força nesta direção está na faixa de 0,7 a 1,2 Hz (Figura 15), segundo Nakamura [19].

Muitas passarelas têm frequência nas direções transversal vertical e transversal horizontal dentro dos limites mencionados acima (frequências nas direções transversal vertical de 1,4 a 2,4 Hz e transversal horizontal de 0,7 a 1,2 Hz). Portanto, estas têm um grande potencial de vir a sofrerem vibrações excessivas devido à ação de pedestres.

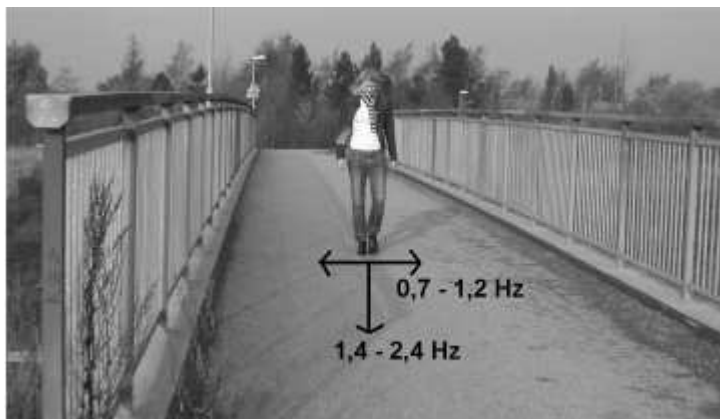


Figura 15 – Faixas de frequências nas direções transversal vertical e transversal horizontal em passarelas. Fonte: Nakamura [19].

Ressalta-se que, neste trabalho de pesquisa, a função de carregamento dinâmico, $F(t)$, representativa do caminhar do pedestre sobre a passarela, foi implementada tentando-se aproximar ao máximo possível, o modelo numérico com a passarela real. Foram aplicados no modelo os carregamentos nas direções transversal vertical e transversal horizontal, de forma a se representar a caminhada de pedestres, utilizando-se quatro modelos propostos (AISC [10]; Bachmann [17]; CEB [13] e Varela e Battista [20]) para se simular o carregamento transversal vertical e um modelo (Bachmann [17]) para o carregamento transversal horizontal.

2.2 Modelo proposto por Bachmann [17]

A função representativa do caminhar humano é representada por uma série de Fourier. O modelo de carregamento considera que todos os pedestres, ao caminhar, produzem exatamente a mesma força na passada e que esta força é periódica. Para uma pessoa, a força repetitiva pode ser representada por uma combinação de forças senoidais, cujas frequências são múltiplos ou harmônicos da frequência básica da força repetitiva do passo, f_p , associada às atividades humanas. Este carregamento é produzido pelos dois pés, como uma função da parcela estática associada com o peso do indivíduo. Estes harmônicos surgem devido à interação entre a carga crescente representada por um pé e pelo simultâneo descarregamento referente ao outro pé. A representação matemática da ação dinâmica transversal

vertical e transversal horizontal induzida pelo caminhar humano são dadas pelas Equação (14) e (15), respectivamente.

$$F(t) = P \left[1 + \sum \alpha_i \cos(2\pi i f_p t + \phi_i) \right] \quad (14)$$

$$F(t) = P \left[\sum \alpha_i \sin(2\pi i f_p t - \phi_i) \right] \quad (15)$$

Onde:

$F(t)$: função de carregamento dinâmico;

P : peso de uma pessoa;

α_i : coeficiente dinâmico para a força harmônica (fator de carga dinâmica);

i : múltiplo do harmônico (1, 2, 3, etc.);

f_p : frequência do passo humano;

ϕ_i : ângulo de fase para o harmônico i ;

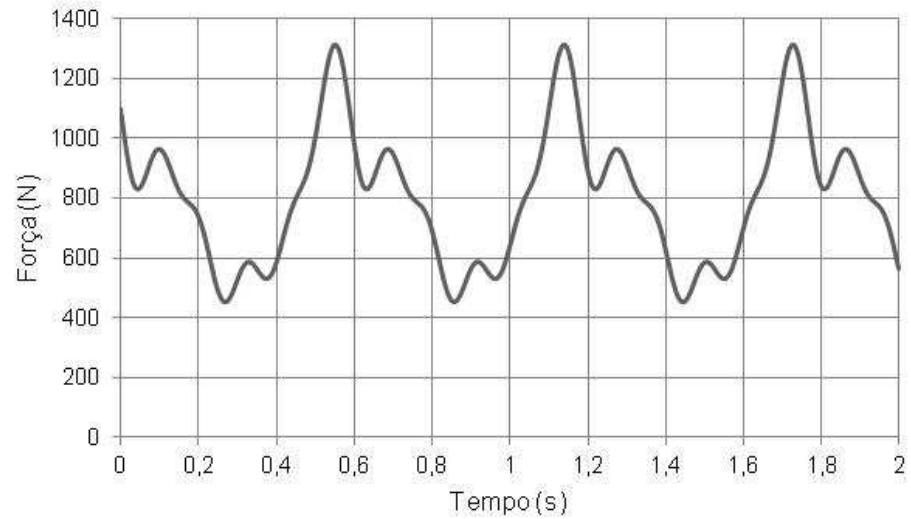
t : tempo.

A formulação proposta por Bachmann [17] considera cinco harmônicos na composição da ação dinâmica representativa da caminhada humana e os coeficientes dinâmicos associados a estes harmônicos estão expressos na Tabela 5.

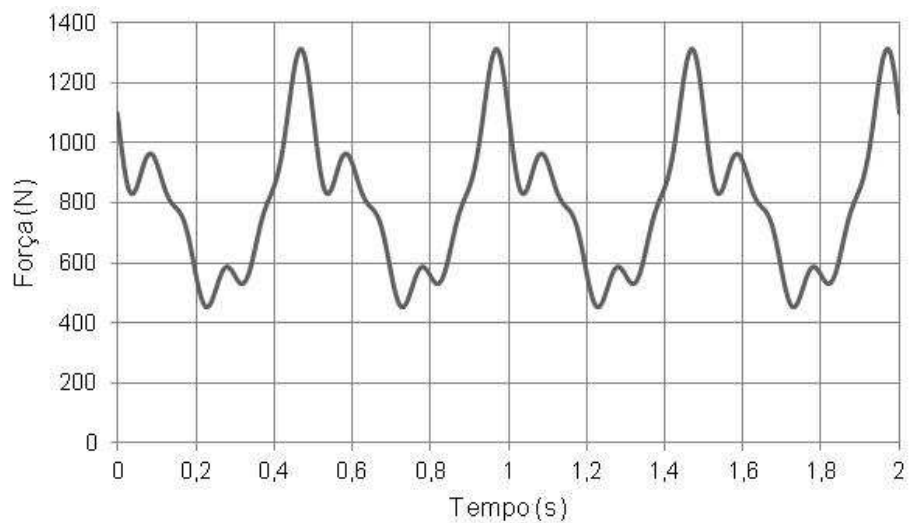
Tabela 5 – Coeficientes dinâmicos [17].

Harmônico i	Coeficiente Dinâmico (α_i)		Ângulo de Fase (ϕ_i)
	Transversal Vertical	Transversal Horizontal	
1	0,37	0,039	0
2	0,10	0,010	$\pi/2$
3	0,12	0,042	$\pi/2$
4	0,04	0,012	$\pi/2$
5	0,08	0,015	$\pi/2$

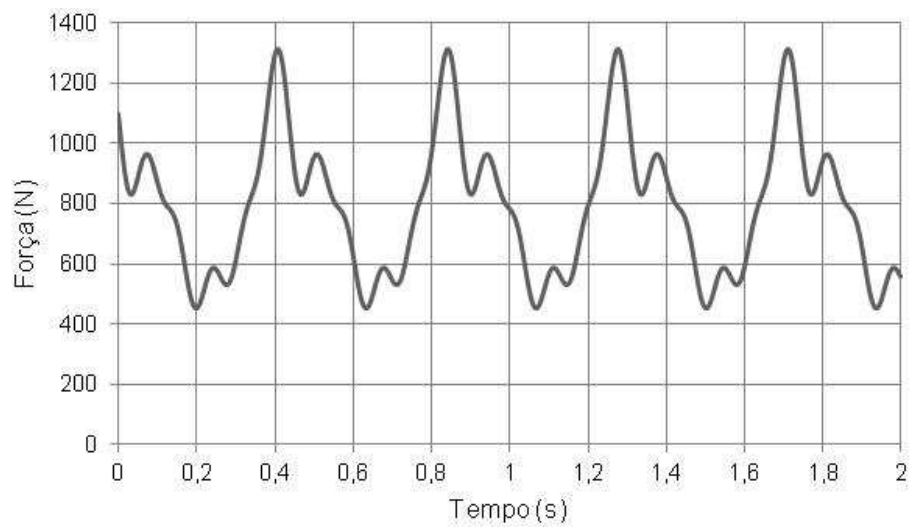
As Figuras 16 e 17, apresentam a função de carregamento dinâmico transversal vertical e transversal longitudinal, simulando um pedestre caminhando sobre a estrutura.



a) Lento com $f_p = 1,70$ Hz.

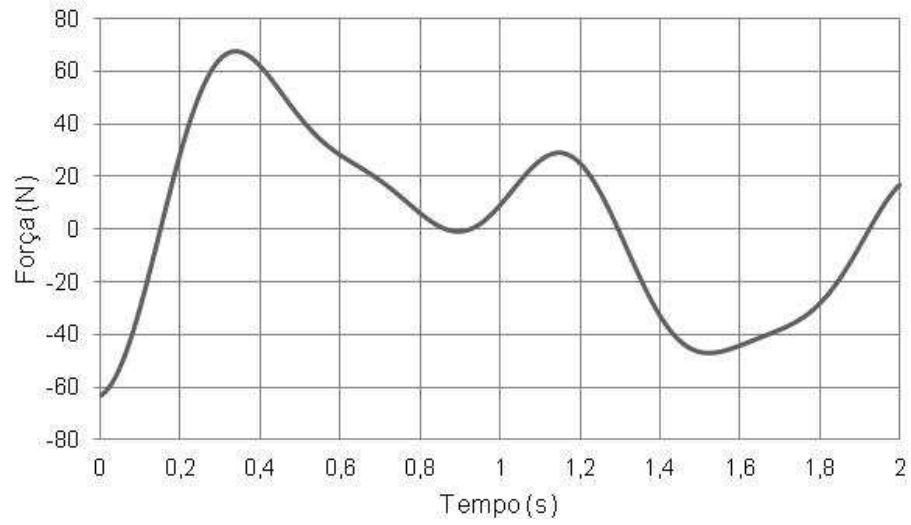


b) Normal com $f_p = 2,00$ Hz.

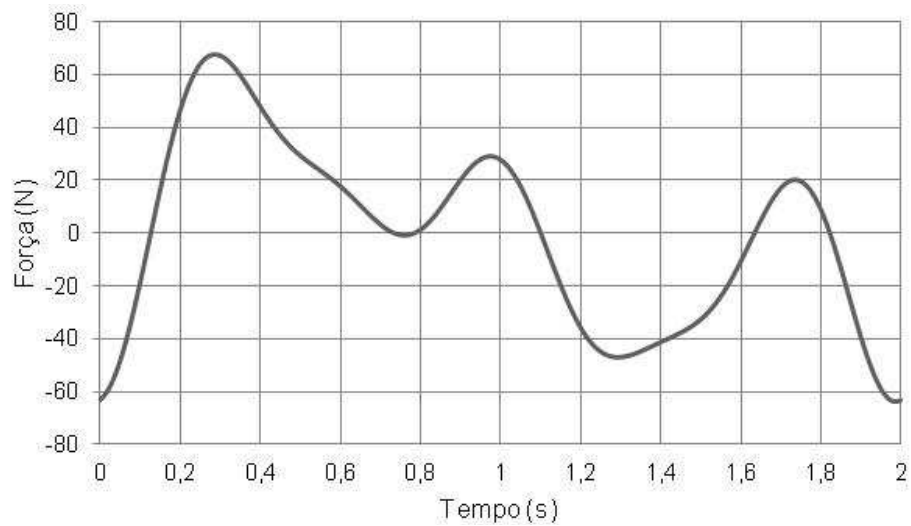


c) Rápido com $f_p = 2,30$ Hz.

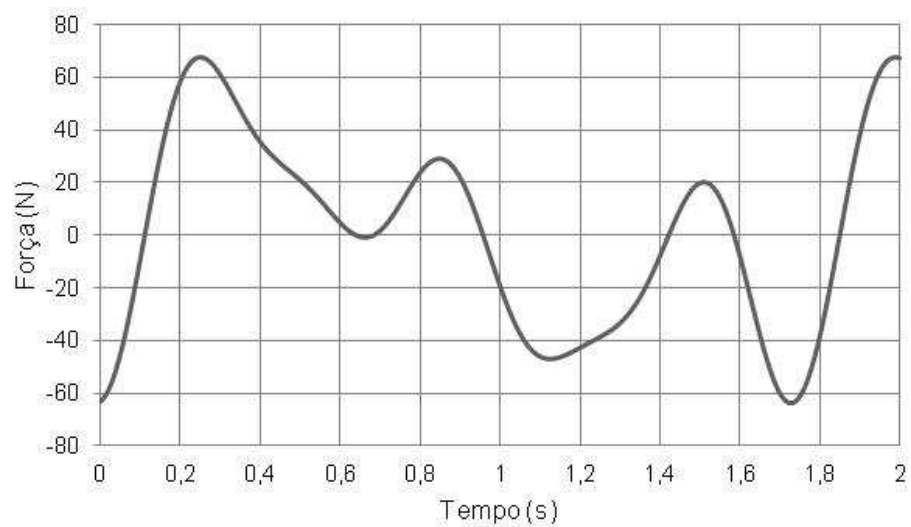
Figura 16 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando



a) Lento com $f_p = 1,70$ Hz.



b) Normal com $f_p = 2,00$ Hz.



c) Rápido com $f_p = 2,30$ Hz.

Figura 17 – Função de carregamento dinâmico transversal horizontal para uma pessoa caminhando

2.3 Modelo proposto por AISC [10]

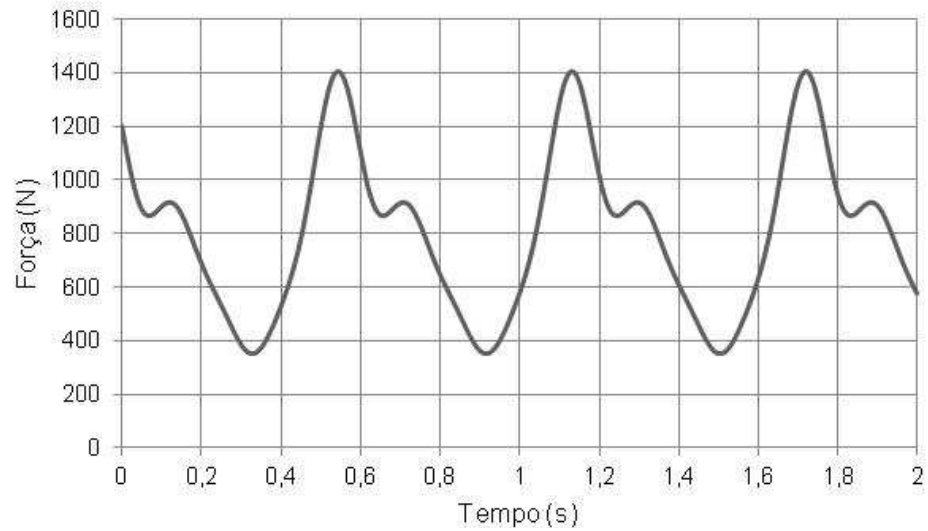
O modelo de função proposta pelo AISC [10] se baseia na mesma formulação do Bachmann [17], representando a caminhada humana em uma série de Fourier, conforme Equação (14).

A formulação proposta pelo AISC [10] considera quatro harmônicos na composição da ação dinâmica representativa da caminhada humana e os coeficientes dinâmicos transversal vertical associados a estes harmônicos estão expressos na Tabela 6.

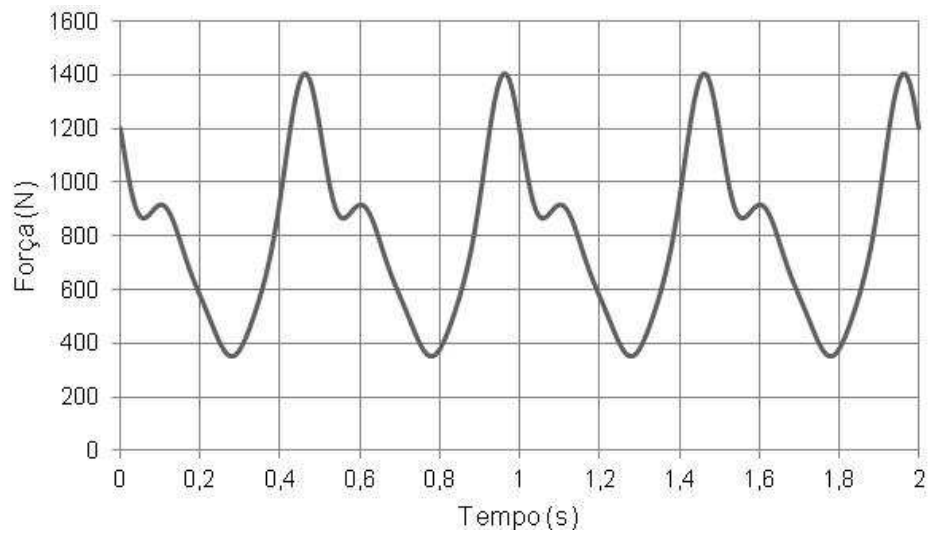
Tabela 6 – Coeficientes dinâmicos [10].

Harmônico i	Coefficiente Dinâmico (α_i)	Ângulo de Fase (ϕ_i)
1	0,50	0
2	0,20	$\pi/2$
3	0,10	π
4	0,05	$3\pi/2$

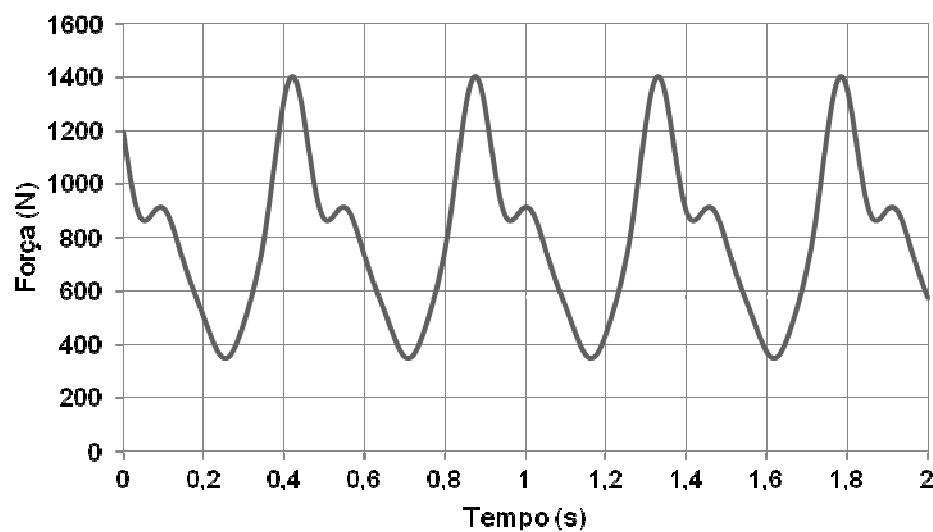
A Figura 18 apresenta a função de carregamento dinâmico vertical, a qual representa um pedestre caminhando sobre a estrutura.



a) Lento com $f_p = 1,70$ Hz.



b) Normal com $f_p = 2,00$ Hz.



c) Rápido com $f_p = 2,30$ Hz.

Figura 18 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando

2.4 Modelo proposto pelo CEB (Comité Euro-International du Béton) [13]

O CEB [13] propõe um modelo determinístico no domínio do tempo para representar os carregamentos provocados por ações humanas. O modelo proposto pelo CEB para a função de carregamento dinâmico vertical do movimento de caminhar é uma função periódica representada por uma série de Fourier, de acordo com a Equação (16).

$$F(t) = P_0 + \sum \Delta_i P_0 \operatorname{sen}(2i \pi f_p t - \phi_i) = P_0 + \Delta_1 P_0 \operatorname{sen}(2\pi f_p t) + \Delta_2 P_0 \operatorname{sen}(4\pi f_p t - \phi_2) \quad (16)$$

Onde:

$F(t)$: função de carregamento variando no tempo;

P : peso de uma pessoa (N);

Δ_i : coeficiente de Fourier para o harmônico;

$\Delta_i P_0$: amplitude da Força do harmônico;

f_p : frequência do passo humano;

ϕ_i : ângulo de fase para o harmônico i ;

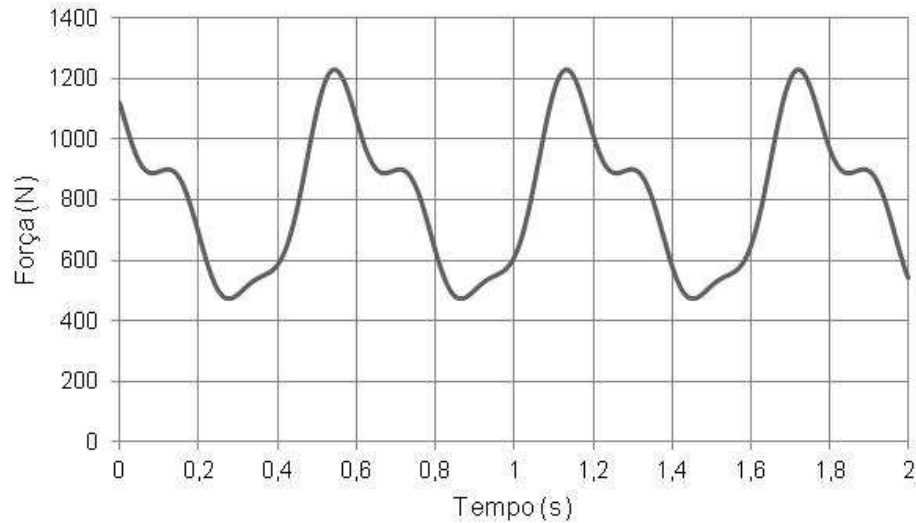
t : tempo.

A formulação proposta pelo CEB [13] considera apenas três harmônicos na composição da ação dinâmica representativa do caminhar e os coeficientes dinâmicos associados a estes harmônicos estão expressos na Tabela 7.

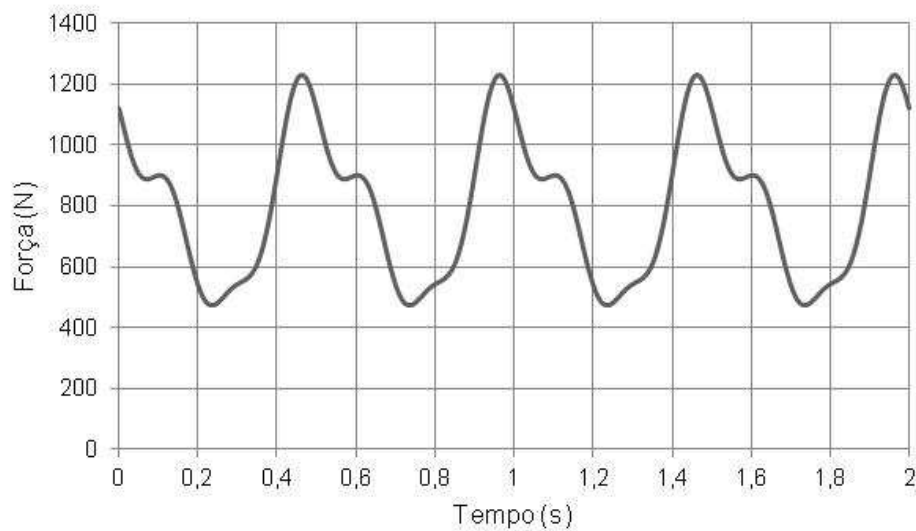
Tabela 7 – Coeficientes dinâmicos [13].

Harmônico i	Coeficiente Dinâmico (α_i)	Ângulo de Fase (ϕ_i)
1	0,40	0
2	0,10	$\pi/2$
3	0,10	$\pi/2$

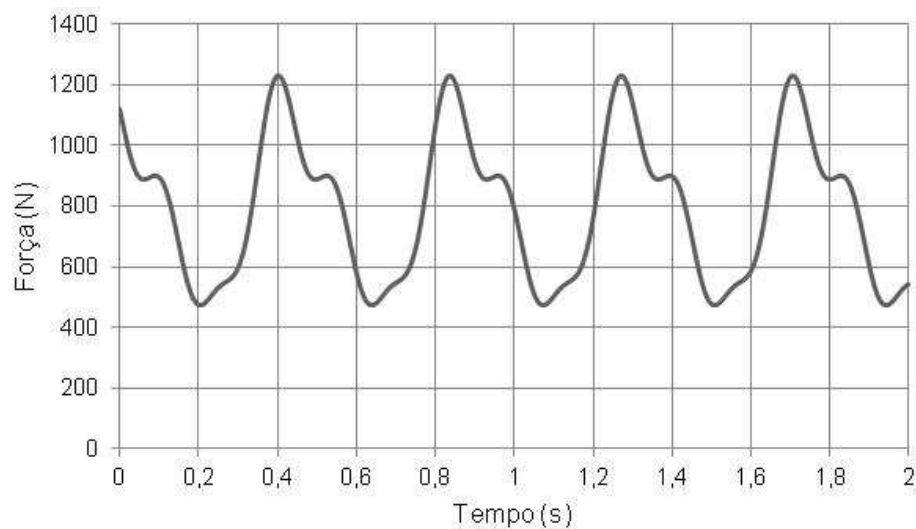
A Figura 19 apresenta uma função de carregamento dinâmico vertical, a qual representa um pedestre caminhando sobre a estrutura.



a) Lento com $f_p = 1,70$ Hz.



b) Normal com $f_p = 2,00$ Hz.



c) Rápido com $f_p = 2,30$ Hz.

Figura 19 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando

2.5 Modelo proposto por Varela e Battista [20]

Este modelo matemático baseia-se em uma análise mais realista para representar a excitação dinâmica proveniente do pedestre, de forma a incorporar o impacto transiente do calcanhar humano devido ao caminhar. O modelo adotado no presente estudo foi proposto a partir de uma aproximação matemática respaldada por estudos experimentais que permitiram registrar a reação total de um piso, gerada ao longo do tempo, durante uma caminhada sobre plataformas rígidas (Ohlsson [21]; Varela [20]), de acordo com a Figura 20.

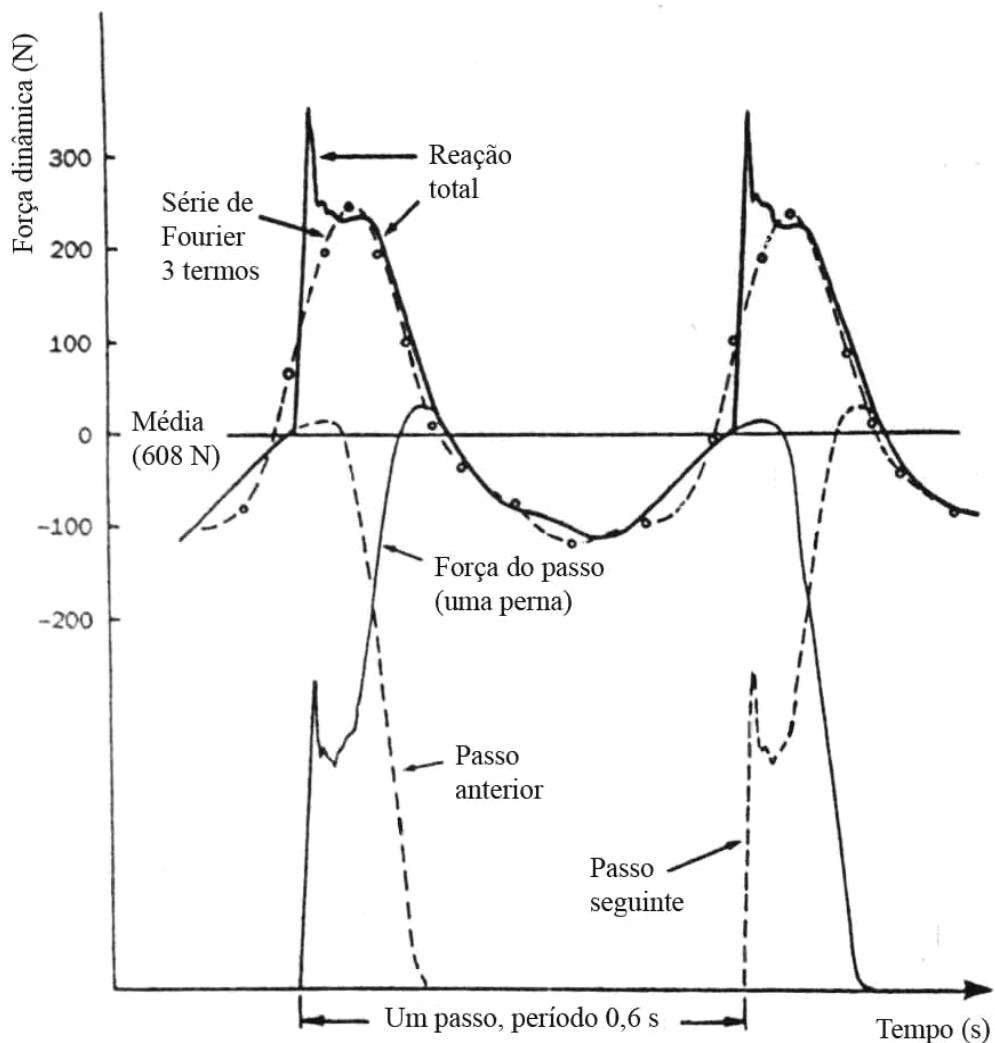


Figura 20 – Força de contato de um passo humano e reação do piso [21].

Assim sendo, a carga dinâmica associada ao caminhar humano, considerando-se a incorporação do efeito do impacto do calcanhar, é obtida a partir das Equações (17) a (20) (Varela [20]). A função matemática proposta, Equações (17) a (20), utilizada para representar a carga dinâmica produzida por uma pessoa caminhando sobre um piso, não é simulada simplesmente por uma série de Fourier, pois a equação também incorpora em sua formulação o pico transiente representativo do impacto do calcanhar sobre o piso.

$$F(t) = \begin{cases} \left(\frac{f_{mi} F_m - P}{0,04 T_p} \right) t + P & \text{se } 0 \leq t < 0,04 T_p \\ f_{mi} F_m \left[\frac{C_1 (t - 0,04 T_p)}{0,02 T_p} + 1 \right] & \text{se } 0,04 T_p \leq t < 0,06 T_p \\ F_m & \text{se } 0,06 T_p \leq t < 0,15 T_p \\ P + \sum_{i=1}^{nh} P \alpha \operatorname{sen} [2 \pi i f_p (t + 0,1 T_p) + \phi_i] & \text{se } 0,15 T_p \leq t < 0,90 T_p \\ 10(P - C_2) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right) + P & \text{se } 0,90 T_p \leq t < T_p \end{cases} \quad (17)$$

$$F_m = P \cdot \left(1 + \sum_{i=1}^{nh} \alpha_i \right) \quad (18)$$

$$C_1 = \left(\frac{1}{f_{mi}} - 1 \right) \quad (19)$$

$$C_2 = \begin{cases} P(1 - \alpha_2) & \text{se } nh = 3 \\ P(1 - \alpha_2 + \alpha_4) & \text{se } nh = 4 \end{cases} \quad (20)$$

Onde:

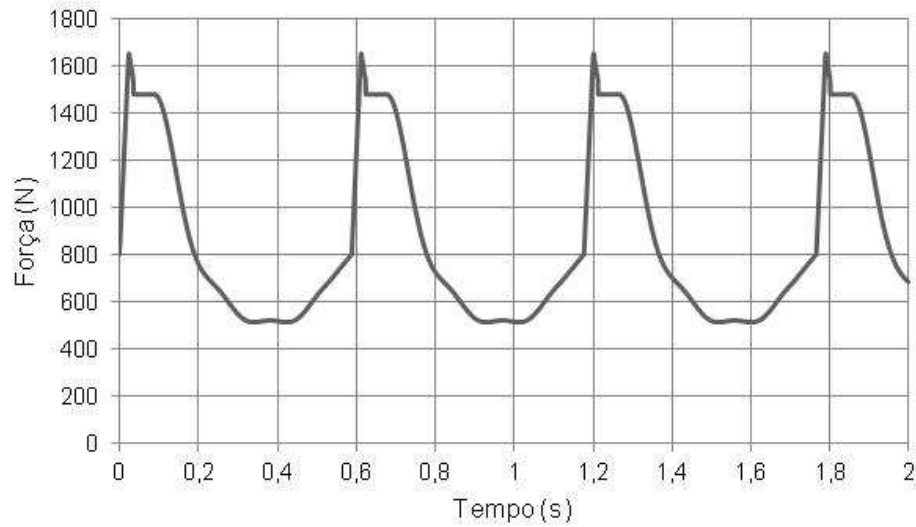
- F_m : valor máximo da série de Fourier, dado pela Equação (17);
 f_{mi} : fator de majoração do impacto do calcanhar, $f_{mi} = 1,12$ (Varela [20]);
 T_p : período do passo;
 C_1 : coeficiente dado pela Equação (19);
 C_2 : coeficiente dado pela Equação (20).

Na presente investigação, são utilizadas as Equações (17) a (20) para obtenção da excitação dinâmica, proveniente dos seres humanos caminhando sobre os pisos e adota-se, ainda, para o fator de amplificação do impacto do calcanhar humano o valor de 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [20]. Todavia, faz-se necessário enfatizar que este valor de 1,12 varia de pessoa para pessoa fato que motiva que o referido coeficiente mereça um estudo mais aprofundado. Neste modelo de carregamento, os coeficientes dinâmicos associados aos quatro primeiros harmônicos da caminhada são fornecidos pelo guia de projeto do AISC (Murray et al [10]), de acordo com a Tabela 8.

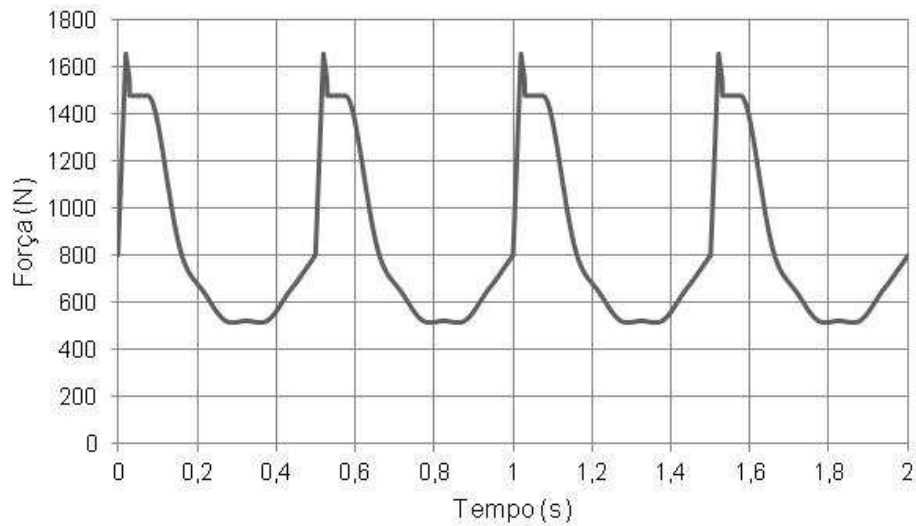
Tabela 8 – Coeficientes dinâmicos [10].

Harmônico i	Coeficiente Dinâmico (α_i)	Ângulo de Fase (ϕ_i)
1	0,50	0
2	0,20	$\pi/2$
3	0,10	π
4	0,05	$3\pi/2$

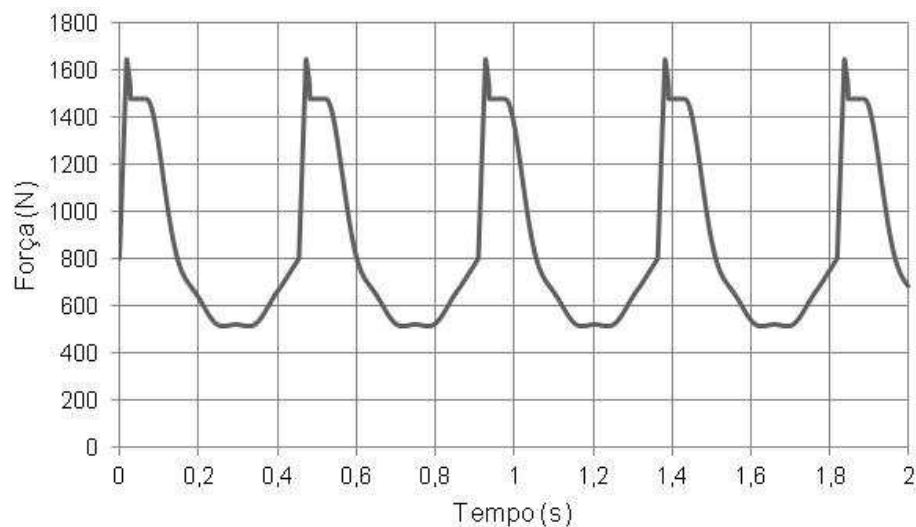
A Figura 21 apresenta uma função de carregamento dinâmico vertical, a qual representa um pedestre caminhando sobre a passarela.



a) Lento com $f_p = 1,70$ Hz.



b) Normal com $f_p = 2,00$ Hz.

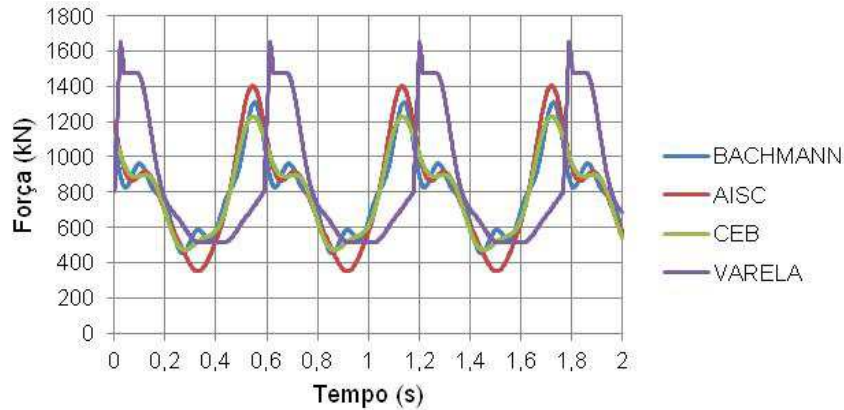


c) Rápido com $f_p = 2,30$ Hz.

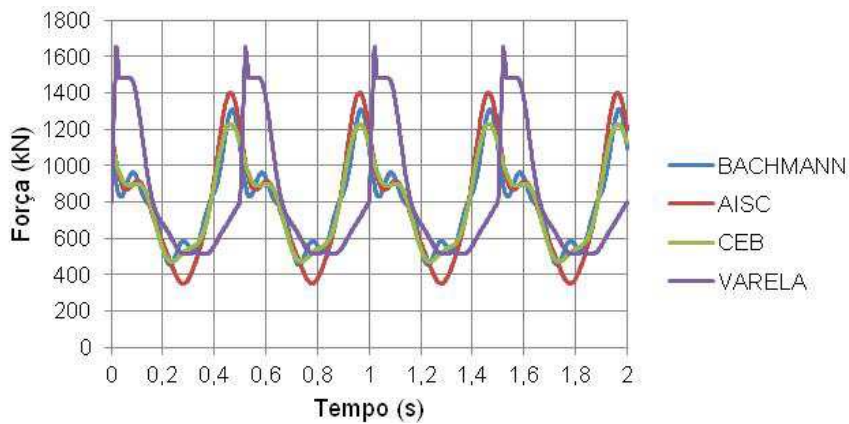
Figura 21 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando

2.6 Comparação das funções de carregamento

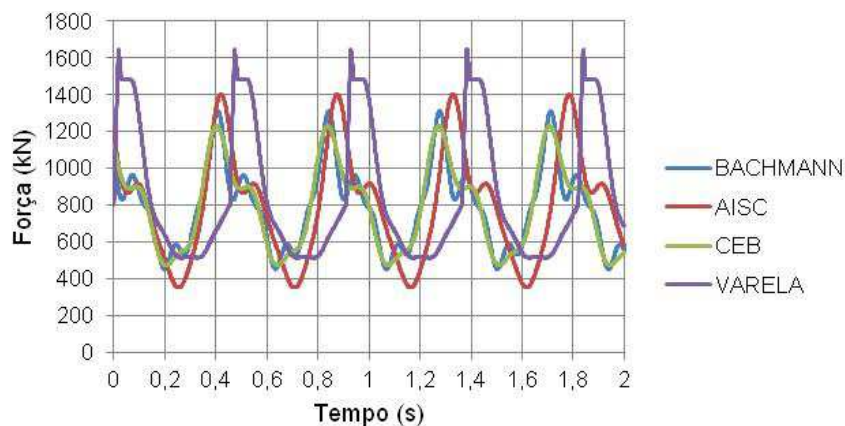
As quatro funções de carregamento estudadas neste capítulo (Bachmann [17]; AISC [10]; CEB [13] e Varela [20]) foram representadas em um único gráfico para melhor entendimento das forças harmônicas representativas e seus ângulos de fase de cada modelo, conforme a Figura 22.



a) Lento com $f_p = 1,70$ Hz.



b) Normal com $f_p = 2,00$ Hz.



c) Rápido com $f_p = 2,30$ Hz.

Figura 22 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para uma pessoa caminhando

3 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

3.1 Introdução

O presente capítulo apresenta as informações relativas ao projeto estrutural da passarela investigada, cujo comportamento dinâmico foi analisado neste trabalho. Serão apresentados os dados referentes à geometria da estrutura, características geométricas dos perfis e características físicas dos materiais utilizados. A estrutura em questão é uma passarela mista, existente, constituída por perfis em aço e lajes em concreto armado, suscetível a vibrações provenientes da caminhada humana.

3.2 Modelo estrutural da passarela

O modelo estrutural investigado corresponde a uma estrutura real, existente, associada a uma passarela mista (aço-concreto) com 2,5 m de largura e 82,5 m de extensão, sendo composta por três vãos (32,5 m, 17,5 m e 20,0 m, respectivamente) e dois balanços (7,5 m e 5,0 m, respectivamente). A passarela é composta por uma estrutura tubular de aço (treliças metálicas) e lajes de concreto, formando um sistema misto com interação completa. O modelo estrutural é submetido correntemente à travessia de pedestres e ciclistas. O sistema estrutural está localizado sobre as avenidas Osvaldo Aranha e Maracanã em São Cristóvão na cidade do Rio de Janeiro/RJ, Brasil.

A superestrutura da passarela possui todas as ligações soldadas, sendo contínua nos 82,5 m, apoiada em quatro pórticos. Estruturalmente, a passarela é constituída por duas treliças planas que se interligam através de contraventamentos verticais fixados no perfil superior e inferior, em cada um dos nós que se formam no encontro com as diagonais, como pode ser observado nas Figuras 23 a 28.



Figura 23 – Vista lateral oeste da passarela



Figura 24 – Vista lateral leste da passarela



Figura 25 – Vista interna da passarela



Figura 26 – Vista inferior da passarela



Figura 27 – Vista do pórtico da passarela



Figura 28 – Vista da base da passarela

A mesoestrutura da passarela está composta por quatro pórticos formados por colunas tubulares ligadas a meia altura por vigas em perfil quadrado de 254 mm x 254 mm. Os dispositivos de apoio, que estão fixados à viga travessa por solda recebem a superestrutura que se apoia pelo perfil longitudinal principal das treliças. Para garantir o funcionamento do apoio a interface entre estas é constituída por placa de neoprene.

As colunas, de altura efetiva variável em função da topografia local, estão engastadas ao bloco de fundação através de chapas de base de 35 mm de espessura e parafusos, chumbados no concreto, com porca e contra porca.

A fundação profunda é composta, por estacas executadas em duplo trilho tipo TR-37 soldados com o comprimento estimado, nesta dissertação, de 10 m. O bloco de coroamento das estacas é de concreto armado de 0,65 m x 0,65 m e 1,30 m de altura com armadura de fretagem com estribos em forma de hélice. Entre os blocos de cada pórtico foi executada uma viga de equilíbrio de 0,40 m x 0,70 m.

O piso da passarela é constituído por placas de concreto pré-moldado que vencem o vão entre os contraventamentos (transversinas) inferiores. O rejuntamento entre as placas foi executado com argamassa, que pelas suas características, permite a percolação de água eventualmente acumulada.

Complementa a passarela a cobertura executada por laminados de policarbonato estruturados em formato de arco para facilitar o escoamento de águas de chuva, o corrimão e guarda-corpo compostos por barras de seção tubular em aço.

Com referência às características físicas do concreto, este possui uma resistência característica à compressão igual a 20,0 MPa ($f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$), módulo de elasticidade longitudinal igual a 21,3 GPa ($E_c = 21,3 \text{ GPa}$), coeficiente de Poisson igual a 0,2 ($\nu = 0,2$) e densidade de 2500 kg/m³ ($\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$). No que diz respeito às características físicas do aço, este possui módulo de elasticidade longitudinal igual a 205,0 GPa ($E = 205,0 \text{ GPa}$), coeficiente de Poisson igual a 0,3 ($\nu = 0,3$) e densidade de 7850 kg/m³ ($\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$).

A Tabela 9 resume as propriedades geométricas dos elementos estruturais da passarela.

Tabela 9 – Propriedades das Seções da Passarela

Elemento Estrutural	Descrição
Colunas	<p>Altura variável dos pórticos até o nível do piso. P1= 4,62 m P2 = 5,38 m P3 = 6,02 m P4 = 5,92 m</p> <p>Perfis tubulares com diâmetro $D = 355,6$ mm e espessura de parede $t = 12,7$ mm</p>
Vigas Longitudinais Superiores	<p>Moduladas a cada 2,50 m por perfis tubulares com diâmetro $D = 273$ mm e espessura de parede $t = 7,8$ mm</p>
Vigas Longitudinais Inferiores	<p>Moduladas a cada 2,50 m por perfis tubulares com diâmetro $D = 273$ mm e espessura de parede $t = 7,8$ mm</p>
Contraventamentos Verticais	<p>Perfis tubulares com diâmetros $D = 168,3$ mm e espessura de parede $t = 5,2$ mm</p>
Montantes	<p>Perfis tubulares com diâmetros $D = 168,3$ mm e espessura de parede $t = 5,2$ mm</p>
Transversais (Superior e Inferior)	<p>Perfis tubulares com diâmetros $D = 168,3$ mm e espessura de parede $t = 5,2$ mm</p>
Vigas Travessas	<p>Perfis Quadrados com seção = 254×254 mm e espessura de parede $t = 25,4$ mm</p>

3.3 Neoprene

No projeto foram utilizado os aparelhos de apoio de neoprene com o intuito de liberar os deslocamentos relativos à translação no sentido longitudinal da passarela entre a estrutura treliçada e os pórticos.

Os aparelhos de neoprene utilizados na passarela possuem medidas de 25,6 cm por 30,6 cm, sendo compostos por chapas de aço de 25 cm por 30 cm, com rigidez de 3125 kN/m, conforme tabela A.1 no anexo A.

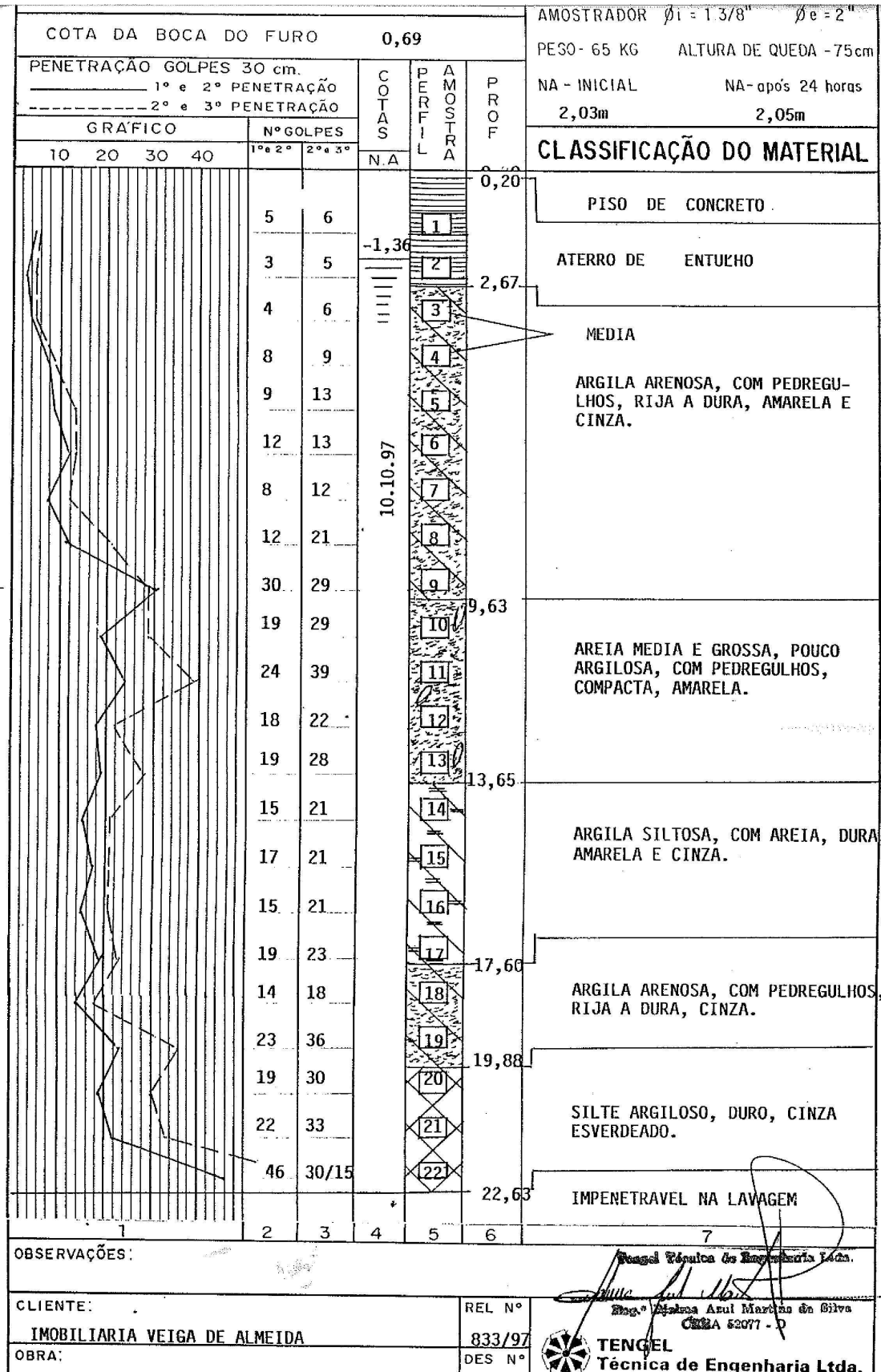
Percebeu-se, a partir de dados numéricos, que aumentando a placa de neoprene, conseqüentemente aumentando a rigidez, maiores eram as frequências da estrutura, ou seja, quanto maior a rigidez da placa, maiores as frequências naturais, como mostra a Tabela A.2 e Gráfico A.1.



Figura 29 – Vista da ligação com neoprene

3.4 Perfil geotécnico do subsolo

Devido a falta de informações do perfil geotécnico do solo no local da passarela, foram utilizados os parâmetros da redondeza para a descrição aproximada do solo. Os dados obtidos correspondem à área, do prédio da Universidade Veiga de Almeida, localizada na rua Ibituruna, número 108. As investigações foram executadas pela empresa de serviços geotécnicos Tengrel [22] no dia 22 de Outubro de 1997 e consistiram em três furos de sondagem a percussão. Os perfis geotécnicos se mostraram bastante diferentes, sendo então utilizado como base para a definição do perfil geotécnico representativo, o furo mais próximo a passarela. A Figura 30 apresenta o perfil, adotado na modelagem numérica.



OBSERVAÇÕES:

CLIENTE: IMOBILIARIA VEIGA DE ALMEIDA

OBRA:

REL N° 833/97
DES N°



TENGENG
Técnica de Engenharia Ltda.

Eng.ª Técnica de Engenharia Ltda.
Eng.ª Helena Anul Martins da Silva
C.R.E.A 52077 - D

Figura 30 – Perfil geotécnico do subsolo de projeto

3.5 Capacidade de carga da estaca

No projeto original da passarela estudada, as estacas de fundação são do tipo em trilha duplo TR-37. Entretanto não foi descrito a profundidade de cravação das mesmas.

Devido a falta de dados do projeto, foi calculado a capacidade de carga das estacas (duplo trilha TR-37) pelo método do Aoki Veloso [23], conforme Tabela 10, para a sondagem de referência do edifício da Veiga de Almeida. Com isso, é possível estabelecer os parâmetros a serem adotados no modelo de elementos finitos.

Tabela 10 – Capacidade de Carga pelo método do Aoki Veloso [23]

Prof (m)	SPT	Solo	K MPa	$\alpha\%$	F1	F2	Tipo de Trilho	Tipo de Ponta	U (m)	A (m ²)	Δl (m)	rl	rp	PL KN	PP KN	Ptotal KN	P _{adm} KN
0	0	Aterro	0,00	0,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	2,67	0,00	0,000	0	0	0	0
2,67	6	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	1,44	1,200	9	11	20	10
3,67	9	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	2,16	1,800	23	17	40	20
4,67	13	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	3,12	2,600	42	25	67	33
5,67	13	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	3,12	2,600	62	25	87	43
6,67	12	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	2,88	2,400	80	23	103	51
7,67	21	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	5,04	4,200	112	40	152	76
8,67	29	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	6,96	5,800	156	55	211	105
9,67	29	Areia argilosa	0,60	3,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	14,91	9,943	250	94	344	172
10,67	39	Areia argilosa	0,60	3,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	20,06	13,371	376	126	503	251
11,67	22	Areia argilosa	0,60	3,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	11,31	7,543	447	71	519	259
12,67	28	Areia argilosa	0,60	3,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	14,40	9,600	538	91	629	314
13,67	21	Argila siltosa	0,22	4,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	5,28	2,640	571	25	596	298
14,67	21	Argila siltosa	0,22	4,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	5,28	2,640	605	25	630	315
15,67	21	Argila siltosa	0,22	4,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	5,28	2,640	638	25	663	331
16,67	23	Argila siltosa	0,22	4,00	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	5,78	2,891	674	27	702	351
17,67	18	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	4,32	3,600	701	34	736	368
18,67	36	Argila arenoso	0,35	2,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	8,64	7,200	756	68	824	412
19,67	30	Silte argiloso	0,23	3,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	6,70	3,943	798	37	835	418
20,67	33	Silte argiloso	0,23	3,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	7,37	4,337	845	41	886	443
21,67	50	Silte argiloso	0,23	3,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	11,17	6,571	915	62	977	489
22,67	50	Silte argiloso	0,23	3,40	1,75	3,5	TR37 DUPLO	Não Embuchada	0,63	0,0095	1,00	11,17	6,571	985	62	1048	524

A partir dos resultados obtidos pelo modelo simplificado, encontrou-se que a reação de base é da ordem de 156,12 kN. Considerando-se um fator de aproximação de 10%, obtém-se que o comprimento da estaca de aço a ser adotada no modelo de elementos finitos deve ser da ordem de dez metros.

3.6 Simulação da interação solo-estrutura

A estrutura foi executada com fundações elásticas indiretas, que se comportam como colunas semi-enterradas. Este tipo de fundação é um tema de grande importância na Engenharia Civil, considerando sua aplicabilidade prática em diversos tipos de projetos, como por exemplo em edifícios industriais, pontes, estruturas offshore, estacas de fundações, etc.

A metodologia usual para a formulação do problema da interação solo-estrutura recorre ao conceito do coeficiente de reação originalmente proposto por Winkler [24]. No caso de estacas solicitadas lateralmente o procedimento de análise com base no modelo de Winkler [24] é análogo ao das fundações superficiais.

A Figura 31 mostra o modelo de fundações superficiais sobre apoio elástico e o modelo de estacas solicitadas lateralmente.

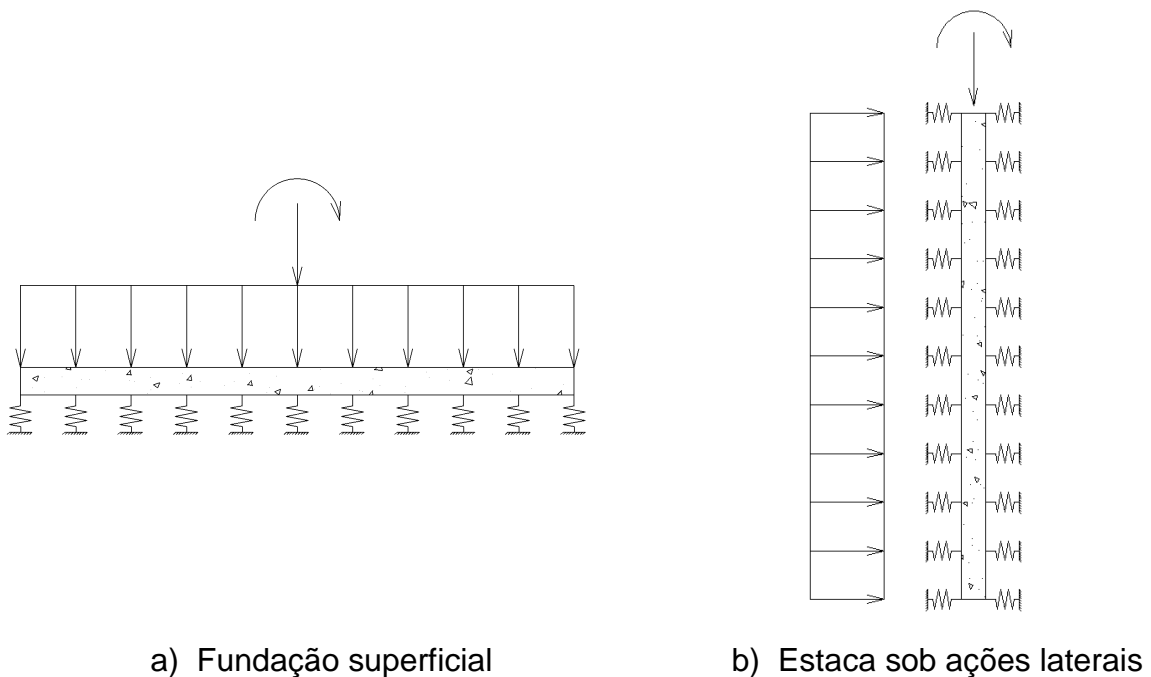


Figura 31 – Modelos de fundações

O comportamento do solo é simulado por um conjunto de molas lineares que são geralmente espaçadas e independentes entre si. A fundação aplica apenas uma única reação na direção normal à coluna e que é proporcional à deflexão da coluna. A rigidez das molas, designada por coeficiente de reação horizontal (k_h), é definida como sendo a pressão necessária para provocar um deslocamento unitário, e é determinada através da Equação 21:

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (21)$$

Onde: p é a pressão aplicada (N/m^2) e y é o deslocamento do solo (deflexão, medida em m). O valor de k_h é função da deformabilidade do terreno e das dimensões da área carregada.

Terzaghi [25] considera que, o valor de k_h , para estacas em solos coesivos (argilas), independe da profundidade da estaca, pode ser determinado pela Equação 22:

$$k_h = \left(\frac{0,3048}{1,5d} \right) \times (k_{s1}) \quad (22)$$

Onde: k_{s1} é um módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado e d a largura da coluna (m).

A Tabela 11 apresenta valores típicos de k_{s1} para argilas pré-adensadas. Estes valores foram obtidos por Terzaghi [25] para uma placa quadrada em solo argiloso pré-adensado.

Tabela 11 – Valores típicos de k_{s1} [25].

Consistência da argila	k_{s1} (kN/m^3)
Argila Rija	26486
Argila Muito Rija	52972
Argila Dura	105944

Para estacas em solos não coesivos (areia), admite-se que o coeficiente de reação horizontal (k_h) varia linearmente com a profundidade de acordo com a Equação 23:

$$k_h = n_h \times \frac{z}{d} \quad (23)$$

Onde: n_h é um parâmetro de rigidez para solos não coesivos, z é a profundidade e d a largura da estaca.

A Tabela 12 apresenta valores típicos de n_h obtidos por Terzaghi [25], em função da densidade relativa do solo arenoso, sob condição submersa e seca.

Tabela 12 – Valores típicos de n_h [25]

Densidade relativa	n_h (seca) (kN/m ³)	n_h (sub) (kN/m ³)
Areia Fofa	2500	1500
Areia Média	7000	4500
Areia Densa	18000	11000

A partir dos valores do módulo de reação da base elástica (k_h) e da largura da coluna (d), determina-se o parâmetro de rigidez da fundação, que é definido por Poulos e Davis [26], conforme a Equação 24:

$$k_0 = k_h \times d \quad (24)$$

Os coeficientes de reação horizontal nas estacas, k_h , foram definidos a partir do perfil geotécnico representativo (Figura 30), em função do tipo de solo, com base no modelo de Winkler [24]. Aplicando-se os coeficientes de reação horizontal, k_h , na Equação 24, obtém-se os parâmetros de rigidez da fundação k_0 , indicados na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores típicos de n_h

PROFUNDIDADE (m)	SOLO	k_{s1} ou η_h (kN/m ³)	k_h (kN/m)
	Tipo e Consistência		
0	Argila Rija	26486	117715,56
1	Argila Rija	26486	117715,56
2	Argila Muito Rija	52972	235431,11
3	Argila Muito Rija	52972	235431,11
4	Argila Dura	105944	470862,22
5	Argila Dura	105944	470862,22
6	Areia Fofa	1500	60000,00
7	Areia Fofa	2500	116666,67
8	Areia Média	4500	240000,00
9	Areia Média	7000	420000,00
10	Areia Densa	11000	733333,33

3.7 Modelagem do amortecimento

Denomina-se amortecimento o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. Todavia, a avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa que não pode ser determinada através da geometria da estrutura, das dimensões dos elementos estruturais e do amortecimento dos materiais, segundo Clough e Penzien [27].

Segundo Chopra [28], é impossível determinar a matriz de amortecimento de um sistema estrutural através das propriedades de amortecimento de cada elemento que compõe a estrutura da maneira como é determinada a matriz de rigidez, por exemplo. Isto ocorre porque ao contrário do módulo de elasticidade, que é utilizado na computação da rigidez, as propriedades de amortecimento dos materiais não são bem estabelecidas.

Ainda que estas propriedades fossem conhecidas, de acordo com Chopra [28], a matriz de amortecimento resultante não levaria em conta uma parte significativa da energia dissipada através do atrito nas ligações em estruturas metálicas, abertura e fechamento de micro fissuras no concreto, atrito entre a estrutura e outros elementos que estejam acoplados à mesma, tais como alvenaria, divisórias, equipamentos mecânicos, proteção contra incêndio, etc. Algumas destas fontes de dissipação de energia são extremamente difíceis de serem identificadas.

A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas das vezes demanda tempo e custo que na maioria dos casos é muito elevado. Por esta razão, o amortecimento é geralmente obtido em termos de taxas de contribuição, ou taxas de amortecimento modal, Clough e Penzien [27].

Com este intuito, é habitual utilizar-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera duas principais parcelas, uma relativa à taxa de contribuição da matriz de massa (α) e outra à taxa de contribuição da matriz de rigidez (β), conforme pode ser observado através da Equação 25. Define-se \mathbf{M} a matriz de massa e \mathbf{K} a matriz de rigidez do sistema, Craig Jr. [29], Clough e Penzien [27] e Chopra [28].

$$C = \alpha M + \beta K \quad (25)$$

A Equação 25 pode ser reescrita, em termos de taxa de amortecimento modal e frequência natural circular (rad/s), como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \omega_{0i}} + \frac{\beta \omega_{0i}}{2} \quad (26)$$

Onde:

ξ_i = Taxa de amortecimento do i-ésimo modo;

ω_{0i} = Frequência natural circular referente ao i-ésimo modo.

Isolando α e β da Equação 26, para duas frequências naturais mais importantes, obtêm-se as Equações 27 e 28.

$$\alpha = 2 \xi_1 \omega_{01} - \beta \omega_{01} \omega_{01} \quad (27)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2 \omega_{02} - \xi_1 \omega_{01})}{\omega_{02} \omega_{02} - \omega_{01} \omega_{01}} \quad (28)$$

A partir de duas frequências naturais mais importantes é possível descobrir os valores de α e β . Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência mais importante no carregamento.

Na literatura, encontram-se diversos valores e dados sobre o amortecimento estrutural. Muitas vezes, entretanto, estes valores aparecem com grande variabilidade, o que dificulta sua utilização em projetos estruturais nos quais se deseja atingir certo grau de sistematização. Além disso, face à grande variedade de formas de se considerar o amortecimento estrutural nos programas de análise numérica, as quais, caso sejam utilizadas de forma incorreta, fornecem resultados que não correspondem a uma situação real.

O AISC [10] apresenta valores recomendados de amortecimento viscoso para estruturas, conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Valores recomendados de taxas de amortecimento ξ [10]

Tipo de construção	Amortecimento ξ
Escritórios, residências e igrejas	0,02 – 0,05
Shopping centers	0,02
Passarelas internas	0,01
Passarelas externas	0,01

Com base nestes dados e nos resultados obtido por Zúñiga [7], foi utilizado um coeficiente de amortecimento de 1,0% ($\xi = 1,0\%$ ou 0,01) em todos os modos. Esta taxa leva em conta a existência de poucos elementos que contribuem com o amortecimento da estrutura. A Tabela 15 apresenta os parâmetros α e β utilizados nas análises de vibração forçada, para a modelagem do amortecimento da estrutura da passarela mista desenvolvida nesse estudo.

Tabela 15 – Parâmetros α e β usados na análise de vibração forçada

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	ω_{01} (rad/s)	ω_{02} (rad/s)	α	β
5,3937	11,5280	33,8896	72,4326	0,000188108	0,461749706

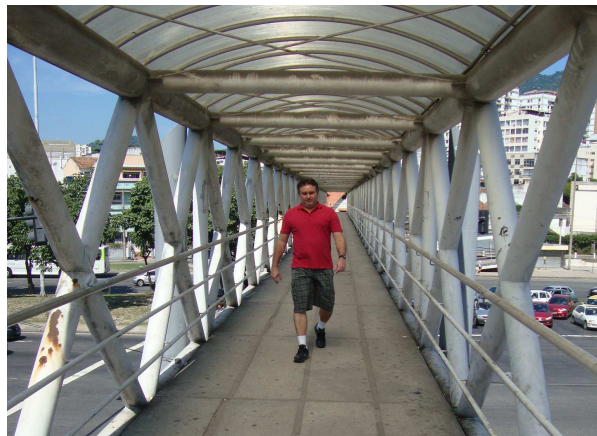
3.8 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas as características referentes ao sistema físico utilizado no desenvolvimento do presente estudo, bem como características referentes ao perfil geotécnico utilizadas para desenvolver a modelagem da interação solo-estrutura e características referentes ao amortecimento estrutural.

No capítulo cinco, serão apresentados os modelos numérico-computacionais adotados no presente estudo e suas respectivas características, baseadas nas características apresentadas no presente capítulo. Os modelos numérico-computacionais objetivam a total integração entre os modelos matemáticos apresentados, visando formar um perfeito sistema solo-estrutura.

4 MONITORAÇÃO EXPERIMENTAL DINÂMICA [7]

A análise experimental da passarela, por Zúñiga [7], foi feita mediante monitoração dinâmica, “in loco”, por meio da instalação de acelerômetros na estrutura. Foram realizados testes de vibração livre e forçada, com o objetivo de obter as frequências naturais do modelo, as funções de tempo associadas às acelerações em determinadas seções da passarela, e, ainda, o coeficiente de amortecimento estrutural. Para os ensaios associados à vibração forçada da estrutura, estes foram realizados com pessoas de porte médio, simulando o caminhar humano em velocidade do passo lenta, normal e rápida, com uma, duas e três pessoas, respectivamente, ao longo do vão da passarela, de acordo com a Figura 32.



a) Uma pessoa.



b) Duas pessoas.



c) Três pessoas.

Figura 32 – Monitoração experimental dinâmica da passarela [7].

4.1 Equipamentos Utilizados

Os resultados experimentais da passarela foram obtidos com a utilização de acelerômetros (Transdutor de Aceleração Capacitivo Uniaxial) e com o ADS2000 (Sistema de aquisição de dados).

Os acelerômetros utilizados foram os da marca Silicon Designs, Inc, modelo: 2210-010 com frequência de resposta (Nominal 3dB) 0 – 1000 Hz, sensibilidade: 12,5 kHz/g e input Range: $\pm 10g$, conforme a Figuras 33 e 34.

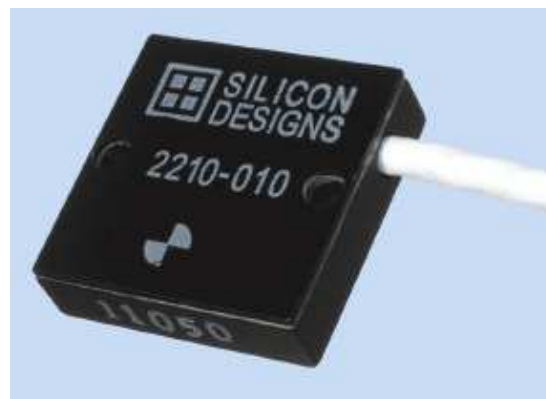


Figura 33 – Transdutor de Aceleração Capacitivo Uniaxial [7].

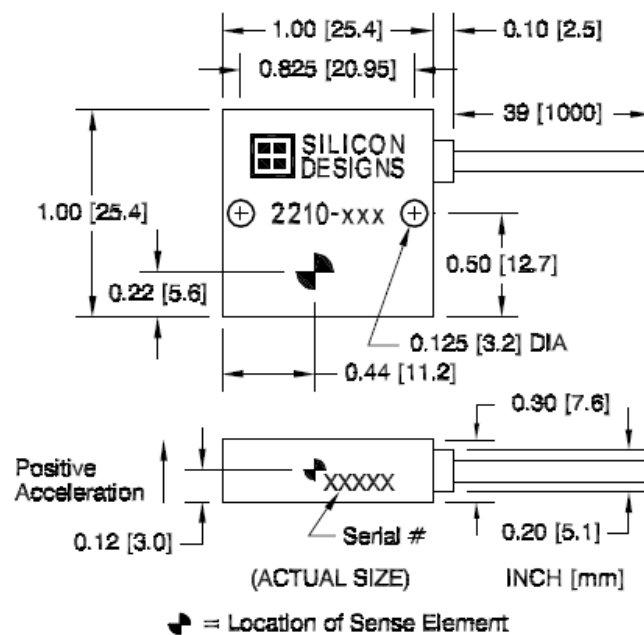


Figura 34 – Características Geométricas do Transdutor de Aceleração 2210 [7].

As respostas dos eventos foram medidas e gravadas no sistema ADS 2000 (Sistema de Aquisição de Dados), conforme Figura 35, fabricado pela LYNX Tecnologia Eletrônica LTDA. Este sistema de aquisição de dados é baseado em condicionadores de sinais, que transformam o sinal da variação elétrica em valor de engenharia (deformação específica, aceleração, força, etc.), controlados por um computador, conforme Figura 36.



Figura 35 – Sistema ADS 2000, da LYNX LTDA [7].



Figura 36 – Sistema ADS 2000 acoplado ao computador [7].

4.2 Posicionamento dos Acelerômetros

No ensaio, foram utilizados seis acelerômetros, dispostos a $1/3$, $1/2$ e $2/3$ do maior vão da passarela em análise, conforme a Figura 37.

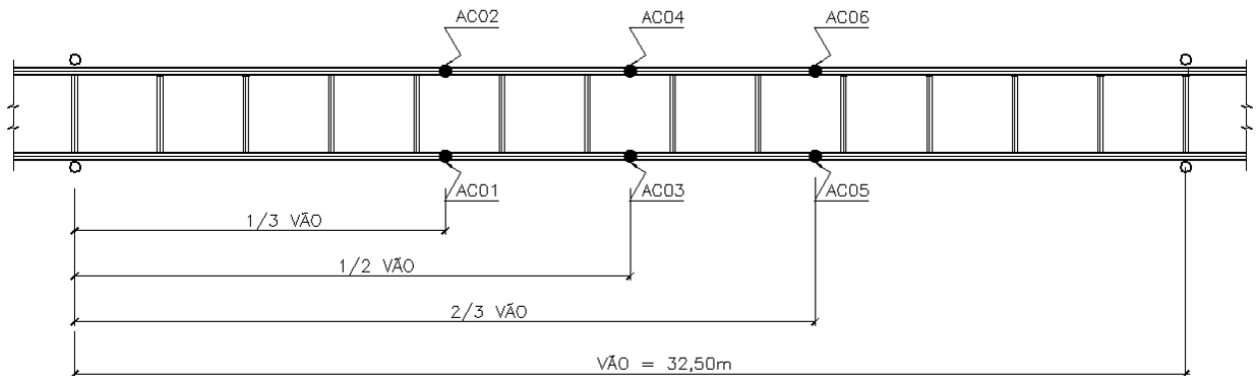


Figura 37 – Localização dos Acelerômetros.

Os acelerômetros do tipo capacitivo, blindados, de dimensões 25 mm x 25 mm x 8 mm foram fixados em cápsulas de PVC com a finalidade de garantir proteção adicional e ainda facilitar a mudança do sentido de medição. Isto foi possível através da união aparafusada com a base de aço inox, fixada à estrutura, de forma a se registrar valores nas direções vertical (y), transversal (x) e longitudinal (z), conforme mostrado nas Figuras 38 e 39.



Figura 38 – Posicionamento dos Sensores em Ambos os Lados da Passarela [7].

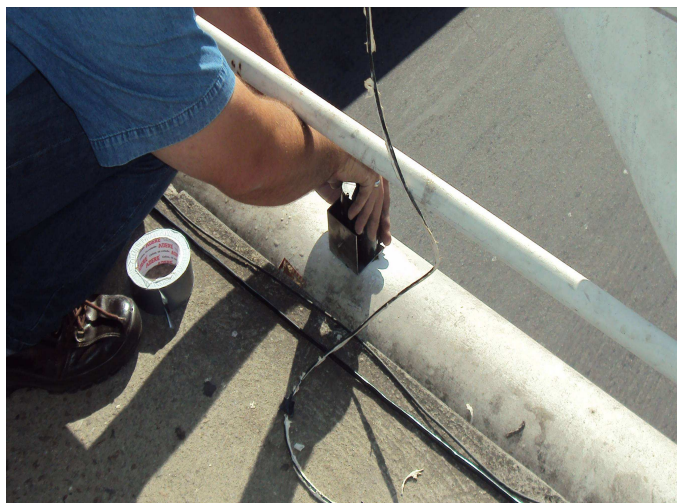


Figura 39 – Fixação do Acelerômetro [7].

4.3 Resultados Obtidos

O resumos das frequências naturais de vibração da passarela de pedestres, obtidas via monitoração experimental dinâmica (Zúñiga [7]), encontram-se apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores das frequências naturais obtidas experimentalmente [7].

Modo de Vibração	Frequências Naturais (Hz)	Características do Modo de Vibração
1 ^o	1,56	Modo de vibração longitudinal
2 ^o	2,34	Modo de vibração com flexão transversal
3 ^o	5,08	Modo de vibração com flexão vertical

5 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

5.1 Considerações iniciais

No capítulo três foram apresentadas todas as propriedades referentes à estrutura da passarela. No presente capítulo, as propriedades apresentadas são utilizadas para tornar possível o desenvolvimento de quatro modelos numérico-computacionais tridimensionais que representem da forma mais real possível, o comportamento do sistema estrutural estudado.

No modelo numérico desenvolvido são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS [6]. Neste modelo, as vigas, colunas e transversinas são simuladas por elementos finitos tridimensionais BEAM44 e PIPE16, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção. A laje de concreto é simulada por meio de elementos finitos de casca SHELL63. A ligação entre os aparelhos de apoio de neoprene e a estrutura metálica foi simulada com base no emprego de elementos finitos de mola não-linear COMBIN39.

Considera-se, ainda, que o concreto trabalha no regime linear-elástico e que em ambos os elementos finitos as seções permanecem planas no estado deformado. São utilizadas, também, conexões rígidas do tipo “off-set”, de forma a se garantir a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de casca e os nós dos elementos de viga tridimensionais.

Os elementos de viga tridimensionais utilizados possuem capacidade de absorver esforços axiais, transversais, bem como torção e flexão. Este tipo de elemento possui seis graus de liberdade em cada nó: translação em relação aos eixos x, y e z e rotação em torno dos eixos x, y e z.

5.2 Modelos computacionais

Foram desenvolvidos quatro modelos computacionais representando de forma mais real possível, o comportamento do sistema estrutural. Estes modelos foram utilizados na análise modal (vibração livre), onde foi avaliado o comportamento dinâmico dos mesmos. Os quatros modelos são diferenciados apenas pela modelagem, ou não, do telhado e das condições de contorno relativas à

simulação da interação solo-estrutura, conforme Tabela 17.

Tabela 17 – Descrição dos modelos numéricos-computacionais.

Modelo	Telhado	Interação solo-estrutura
I	Não	Não
II	Sim	Não
III	Não	Sim
IV	Sim	Sim

Os modelos computacionais tridimensionais, desenvolvidos para a análise dinâmica do piso da passarela, foram gerados utilizando-se técnicas usuais de refinamento de malha presente nas simulações do método dos elementos finitos implementadas pelo programa computacional de análise estrutural ANSYS [6].

Os subitens 5.2.1, 5.2.2, 5.2.3 e 5.2.4 apresentam as características de cada um dos quatro modelos desenvolvidos.

5.2.1 Modelo I

Neste primeiro modelo, a base do pórtico da passarela foi considerada engastada, desprezando-se o perfil geotécnico de projeto e a respectiva rigidez da estaca, entretanto sem a modelagem do telhado da passarela.

As Figuras 40 e 41 mostram o modelo estrutural da passarela, onde pode-se perceber a ausência das estacas no modelo numérico, em função da condição de contorno adotada, e do telhado.

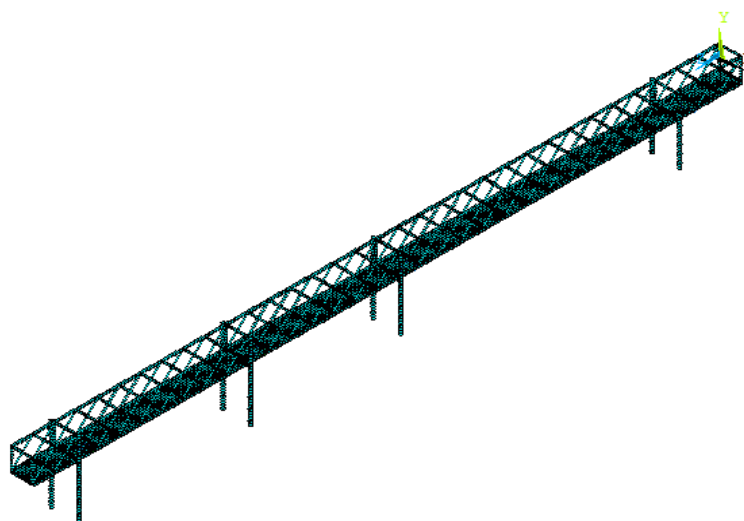


Figura 40 – Modelo I – Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela

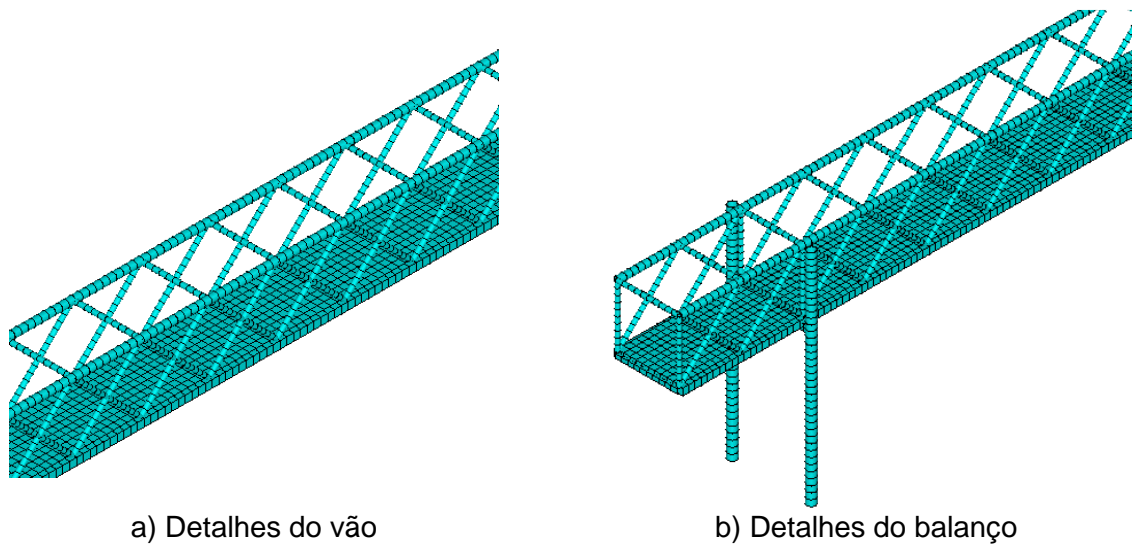


Figura 41 – Modelo I - Detalhes

A Tabela 18 descreve as características gerais do Modelo I em elementos finitos elaborado para a realização do presente estudo.

Tabela 18 – Dados gerais sobre o Modelo I.

Dados		Quantidade	
Número de graus de liberdade		41750	
Número de nós		6973	
Número de elementos	Beam44	7878	1056
	Pipe16		3514
	Shell63		3300
	Combin39		8

5.2.2 Modelo II

Neste segundo modelo, a base do pórtico da passarela foi considerada engastada, desprezando-se o perfil geotécnico de projeto e a respectiva rigidez da estaca. Entretanto o telhado da passarela foi inserido na modelagem.

As Figuras 42 e 43 mostram o modelo estrutural da passarela, onde pode-se perceber a ausência das estacas no modelo numérico em função da condição de contorno adotada e a presença do telhado.

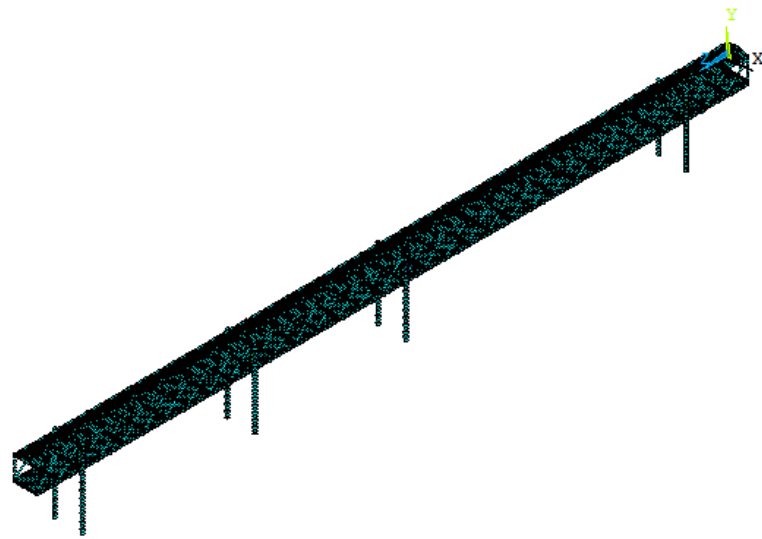
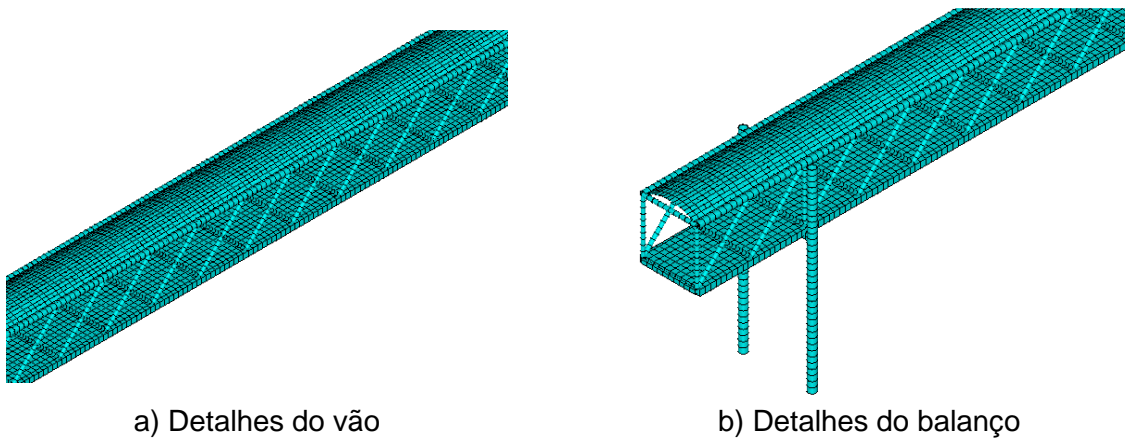


Figura 42 – Modelo II - Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela



a) Detalhes do vão

b) Detalhes do balanço

Figura 43 – Modelo II - Detalhes

A Tabela 19 descreve as características gerais do Modelo II em elementos finitos elaborado para a realização do presente estudo.

Tabela 19 – Dados gerais sobre o Modelo II.

Dados		Quantidade	
Número de graus de liberdade		71540	
Número de nós		11938	
Número de elementos	Beam44	15280	1056
	Pipe16		5642
	Shell63		8580
	Combin39		8

5.2.3 Modelo III

Neste terceiro modelo, foram consideradas as estacas com suas propriedades reais, ou seja, as propriedades utilizadas no modelo físico da passarela. Tendo em vista esta consideração, foi utilizado o modelo de Winkler [24], descrito no capítulo três, para a simulação da interação solo-estrutura.

Este método consiste na determinação de coeficientes de reação horizontais que permitem simular a rigidez do solo com base na deflexão lateral da estaca devido a uma determinada carga transversal aplicada. Com base no perfil geotécnico obtido e nas características geométricas das estacas em trilho utilizadas, foram calculados os coeficientes de reação horizontais utilizados no presente modelo. As Figuras 44 e 45 mostram o modelo estrutural da plataforma, onde são apresentadas as estacas reais. Entretanto, o telhado da passarela não foi introduzido na modelagem.

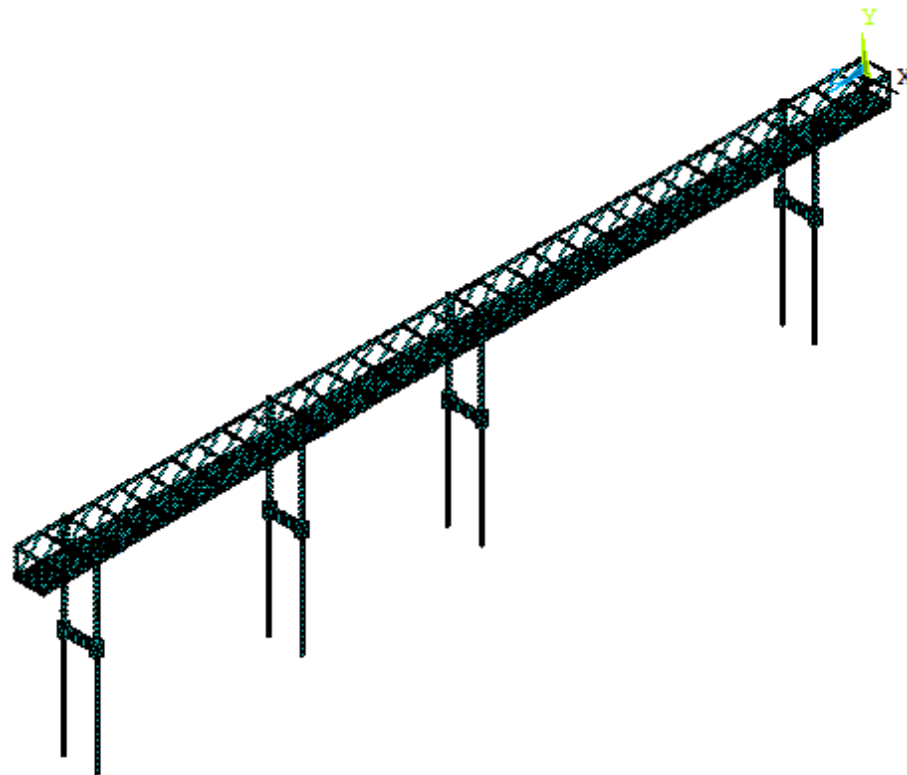


Figura 44 – Modelo III - Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela

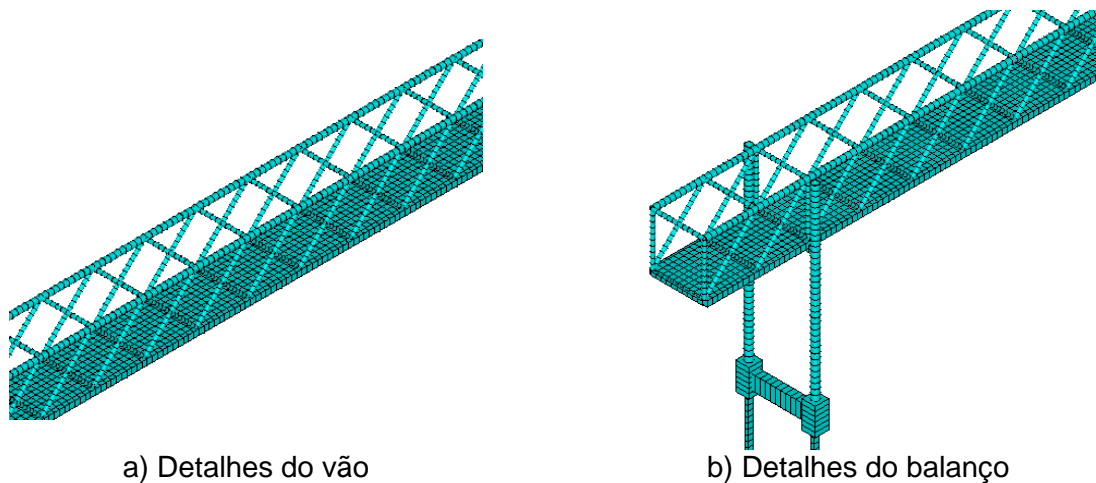


Figura 45 – Modelo III – Detalhes

No modelo apresentado nas Figuras 44 e 45, os elementos que constituem as estacas foram discretizados com um comprimento igual a 1 m (um metro). A cada trecho de 1 m foram colocadas molas translacionais no sentido dos eixos transversais da seção da estaca com um valor de rigidez correspondente ao valor obtido para o coeficiente de reação horizontal calculado através do emprego do modelo de Winkler [24]. A Tabela 13 apresenta os valores dos coeficientes de rigidez das molas representativas do solo.

A Tabela 20 descreve as características gerais do Modelo III em elementos finitos elaborado para a realização do presente estudo.

Tabela 20 – Dados gerais sobre o Modelo III.

Dados		Quantidade	
Número de graus de liberdade		44246	
Número de nós		7389	
Número de elementos	Beam44	8298	1476
	Pipe16		3514
	Shell63		3300
	Combin39		8

5.2.4 Modelo IV

Neste quarto modelo, a simulação foi semelhante a do Modelo III, com a introdução da modelagem do telhado. As Figuras 46 e 47 mostram o modelo estrutural da passarela.

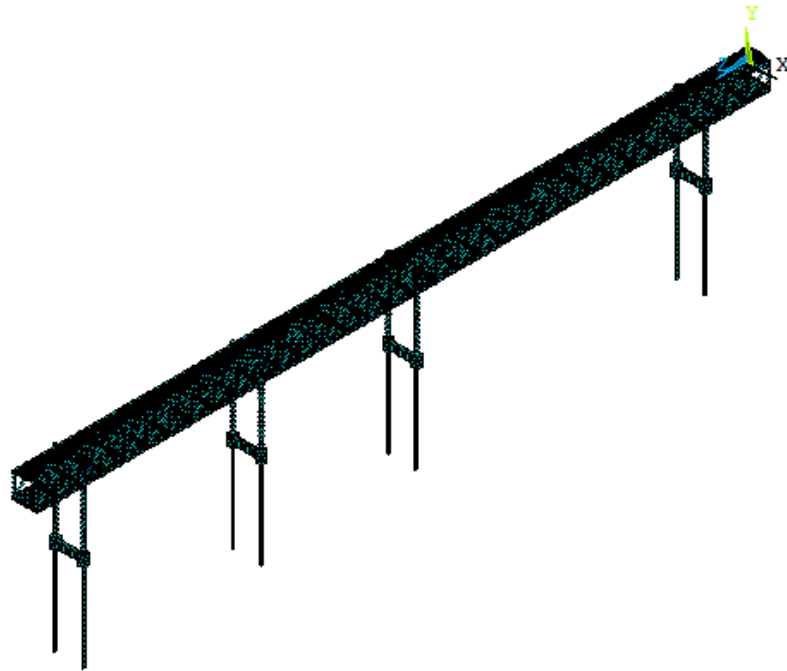
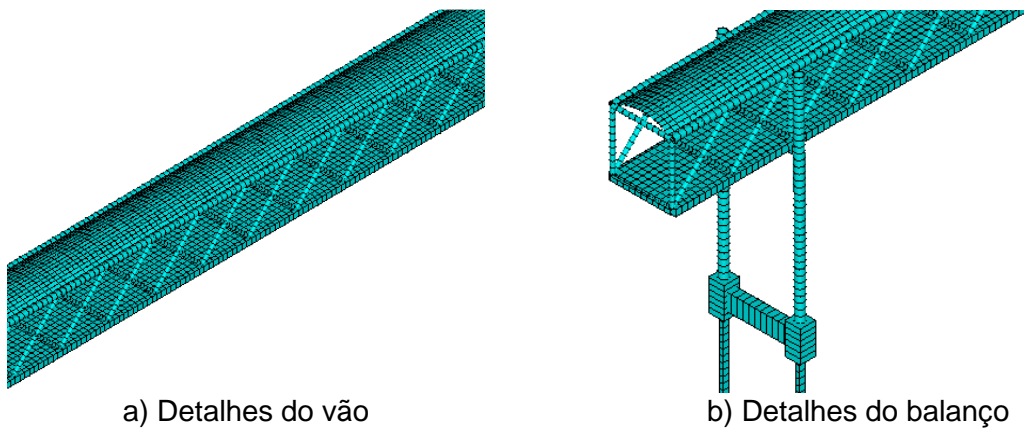


Figura 46 – Modelo IV - Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela



a) Detalhes do vão

b) Detalhes do balanço

Figura 47 – Modelo IV – Detalhes

A Tabela 21 descreve as características gerais do Modelo IV em elementos finitos elaborado para a realização do presente estudo.

Tabela 21 – Dados gerais sobre o Modelo IV.

Dados		Quantidade	
Número de graus de liberdade		74036	
Número de nós		12354	
Número de elementos	Beam44	15706	1476
	Pipe16		5642
	Shell63		8580
	Combin39		8

5.3 Desempenho computacional

Com o objetivo de relatar as experiências adquiridas acerca do desempenho computacional obtido durante o presente trabalho, são apresentados os tempos médios de processamento necessários para a obtenção dos resultados numéricos do modelo da plataforma.

As análises computacionais foram realizadas em um notebook com processador Intel® Core i7 e 8 Gb (gigabytes) de memória RAM. O programa computacional utilizado foi o ANSYS [6], rodando sobre sistema operacional Windows 7.

A Tabela 22 tem como objetivo apresentar o tempo gasto nas análises dos modelos, indicando o tipo de análise realizada e o respectivo tempo decorrido até a obtenção dos dados desejados.

Tabela 22 – Esforço computacional médio

Modelo computacional	Análise modal	Análise dinâmica
Modelo I	18 s	-
Modelo II	79 s	48 h
Modelo III	23 s	-
Modelo IV	81 s	-

5.4 Considerações finais

No presente capítulo foi apresentada uma descrição completa dos modelos numérico-computacionais desenvolvidos para este estudo, indicando as características geométricas e físicas de tais modelos, de forma a caracterizar com clareza a estratégia adotada no desenvolvimento de tais modelos.

No capítulo seguinte, serão efetuadas análises de vibração livre dos modelos numérico-computacionais apresentados no presente capítulo de forma a obter-se o comportamento dinâmico dos modelos através da análise das frequências naturais (autovalores) e modos de vibração (autovetores).

6 ANÁLISE DE AUTOVALORES E AUTOVETORES

6.1 Introdução

Neste capítulo são obtidos os autovalores (frequências naturais) e os autovetores (modos de vibração), referentes aos modelos estruturais investigados no presente trabalho. Os modelos, descritos no capítulo anterior, se diferem da modelagem da cobertura e da interação solo-estrutura. O problema de autovalor, associado a uma análise de vibração livre, é resolvido a partir do programa computacional ANSYS [6]. O objetivo consiste em identificar as frequências naturais do modelo computacional e seus respectivos modos de vibração.

Após a análise de autovalores e autovetores de todos os modelos (I, II, III e IV), será descrito qual modelo se mostrou mais calibrado com os resultados experimentais obtidos.

6.2 Análise das frequências naturais (Autovalores)

Através das análises de vibração livre dos Modelos I (modelo sem cobertura e sem interação solo-estrutura), Modelo II (modelo com cobertura e sem interação solo-estrutura), Modelo III (modelo sem cobertura e com interação solo-estrutura) e Modelo IV (modelo com cobertura e com interação solo-estrutura) realizadas pelo programa computacional ANSYS [6], foram obtidos os valores das frequências naturais (autovalores) e os respectivos modos de vibração (autovetores).

As Tabelas 23 a 26 apresentam os valores das dez primeiras frequências naturais da estrutura, para os Modelos I, II, III e IV, respectivamente. Adicionalmente, são apresentadas as dez primeiras frequências naturais onde se pode observar uma predominância dos efeitos laterais e de torção da estrutura da passarela.

As frequências naturais são de extrema importância para este estudo, uma vez que se objetiva analisar a questão do conforto humano e da resposta da estrutura quando aplicamos o carregamento dinâmico devido à caminhada de pedestres.

Tabela 23 – Frequências naturais do Modelo I

Frequências Naturais (Hz)		Modos de Vibração	
f ₀₁	1,62	Modo 1	Longitudinal com predominância dos pilares
f ₀₂	2,13	Modo 2	Lateral com predominância no maior vão
f ₀₃	2,36	Modo 3	Lateral com predominância no menor balanço
f ₀₄	3,19	Modo 4	Lateral com predominância no maior balanço
f ₀₅	4,32	Modo 5	Lateral com torção com predominância no maior vão
f ₀₆	5,41	Modo 6	Flexão vertical do tabuleiro com predominância do maior vão
f ₀₇	6,48	Modo 7	Lateral com torção com predominância no maior vão
f ₀₈	8,27	Modo 8	Lateral com torção com predominância no maior vão
f ₀₉	9,15	Modo 9	Lateral com torção com predominância no maior vão
f ₁₀	10,97	Modo 10	Lateral com torção com predominância no vão intermediário

Tabela 24 – Frequências naturais do Modelo II

Frequências Naturais (Hz)		Modos de Vibração	
f ₀₁	1,61	Modo 1	Longitudinal com predominância dos pilares
f ₀₂	2,12	Modo 2	Lateral com predominância no maior vão
f ₀₃	2,35	Modo 3	Lateral com predominância no menor balanço
f ₀₄	3,18	Modo 4	Lateral com predominância no maior balanço
f ₀₅	4,51	Modo 5	Lateral com torção com predominância no maior vão
f ₀₆	5,39	Modo 6	Flexão vertical do tabuleiro com predominância do maior vão
f ₀₇	7,23	Modo 7	Lateral com torção com predominância no maior vão
f ₀₈	8,59	Modo 8	Torção com predominância no maior vão
f ₀₉	10,27	Modo 9	Lateral com torção com predominância no menor balanço
f ₁₀	10,94	Modo 10	Torção com predominância no menor vão

Tabela 25 – Frequências naturais do Modelo III

Frequências Naturais (Hz)		Modos de Vibração	
f ₀₁	0,71	Modo 1	Longitudinal com predominância dos pilares
f ₀₂	1,09	Modo 2	Transversal com predominância dos pilares
f ₀₃	1,22	Modo 3	Lateral com Torção com predominância do tabuleiro
f ₀₄	1,95	Modo 4	Flexão lateral com predominância do tabuleiro
f ₀₅	3,83	Modo 5	Transversal com torção no maior vão
f ₀₆	4,17	Modo 6	Flexão vertical com predominância do maior vão
f ₀₇	5,78	Modo 7	Flexão vertical com predominância no vão intermediário
f ₀₈	6,07	Modo 8	Flexão vertical com predominância no maior balanço
f ₀₉	6,21	Modo 9	Torção com predominância no maior vão
f ₁₀	6,95	Modo 10	Flexão vertical com predominância no menor balanço

Tabela 26 – Frequências naturais do Modelo IV

Frequências Naturais (Hz)		Modos de Vibração	
f ₀₁	0,70	Modo 1	Longitudinal com predominância dos pilares
f ₀₂	1,08	Modo 2	Transversal com predominância dos pilares
f ₀₃	1,24	Modo 3	Lateral com Torção com predominância do tabuleiro
f ₀₄	1,99	Modo 4	Flexão lateral com predominância do tabuleiro
f ₀₅	4,07	Modo 5	Lateral com torção com predominância do maior vão
f ₀₆	4,16	Modo 6	Flexão vertical com predominância do maior vão
f ₀₇	5,75	Modo 7	Flexão vertical com predominância do vão intermediário
f ₀₈	6,05	Modo 8	Flexão vertical com predominância do maior balanço
f ₀₉	6,92	Modo 9	Flexão vertical com predominância do menor balanço
f ₁₀	6,95	Modo 10	Transversal com predominância de torção do tabuleiro no maior vão

Analisando os resultados apresentados nas Tabelas 23 a 26, e comparando as dez primeiras frequências naturais da passarela, percebe-se que os Modelos I e II apresentam frequências superiores aos demais. Este resultado era esperado, tendo em vista que a base dos pórticos foi considerada engastada, conduzindo a um aumento da rigidez da estrutura e, conseqüentemente, das frequências naturais da mesma, uma vez que tais grandezas são diretamente proporcionais.

Os Modelos III e IV, por sua vez, apresentam frequências inferiores às dos Modelos I e II devido à consideração da interação solo-estrutura. Cabe ressaltar que os Modelos III e IV simulam a rigidez do solo ao longo de todo o comprimento das estacas a partir da introdução de molas translacionais com coeficientes de proporcionalidade definidos em função dos coeficientes de reação que dependem do tipo do solo apresentado e, no caso dos solos não-coesivos (areias), dependem ainda da profundidade na qual a camada simulada se localiza.

No presente estudo foi possível perceber que, para este caso, a modelagem da cobertura não influenciou, de forma significativa, as frequências verticais e laterais dos modelos. Entretanto, ao se analisar os modos de vibração à torção, nota-se que esta criou rigidez suficiente para que a raiz quadrática da razão rigidez sobre a massa, conduzissem a valores significativos de variação das frequências à torção ou flexo-torção do modelo em questão.

A Tabela 23 mostra os valores das dez primeiras frequências naturais do modelo I. As principais frequências naturais deste modelo foram a primeira com valor de 1,62 Hz associado ao primeiro modo de vibração longitudinal, a segunda com valor de 2,13 Hz associado ao primeiro modo de vibração transversal horizontal e a sexta com valor de 5,41 Hz associado ao primeiro modo de vibração vertical.

A Tabela 24 mostra os valores das dez primeiras frequências naturais do modelo II. As principais frequências naturais deste modelo foram a primeira com valor de 1,61 Hz associado ao primeiro modo de vibração longitudinal, a segunda com valor de 2,12 Hz associado ao primeiro modo de vibração transversal horizontal e a sexta com valor de 5,39 Hz associado ao primeiro modo de vibração vertical.

A Tabela 25 mostra os valores das dez primeiras frequências naturais do modelo III. As principais frequências naturais deste modelo foram a primeira com valor de 0,71 Hz associado ao primeiro modo de vibração longitudinal, a segunda com valor de 1,09 Hz associado ao primeiro modo de vibração transversal horizontal e a sexta com valor de 4,17 Hz associado ao primeiro modo de vibração vertical.

A Tabela 26 mostra os valores das dez primeiras frequências naturais do modelo IV. As principais frequências naturais deste modelo foram a primeira com valor de 0,70 Hz associado ao primeiro modo de vibração longitudinal, a segunda com valor de 1,08 Hz associado ao primeiro modo de vibração transversal horizontal e a sexta com valor de 4,16 Hz associado ao primeiro modo de vibração vertical.

Comparando os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos I, II, III e IV com as recomendações de projeto pela norma Eurocode 5 [16], observou-se que, com relação a vibração vertical, a passarela seria dispensada da análise das acelerações nos modelos I e II, pois as primeiras frequências naturais verticais estão acima de 5,0 Hz, entretanto para os modelos III e IV, a verificação é necessária. A nível de vibração transversal horizontal a norma [16] recomenda que seja feita a análise das acelerações devido os valores das primeiras frequências transversais horizontais estarem abaixo de 2,5 Hz. A nível de vibração longitudinal a norma não faz recomendações.

6.3 Análise dos modos de vibração (Autovetores)

Nas Figuras 48 a 57 são apresentadas as dez primeiras formas modais referentes ao Modelo I (modelo sem cobertura e sem interação solo-estrutura), correspondentes às dez primeiras frequências naturais da estrutura.

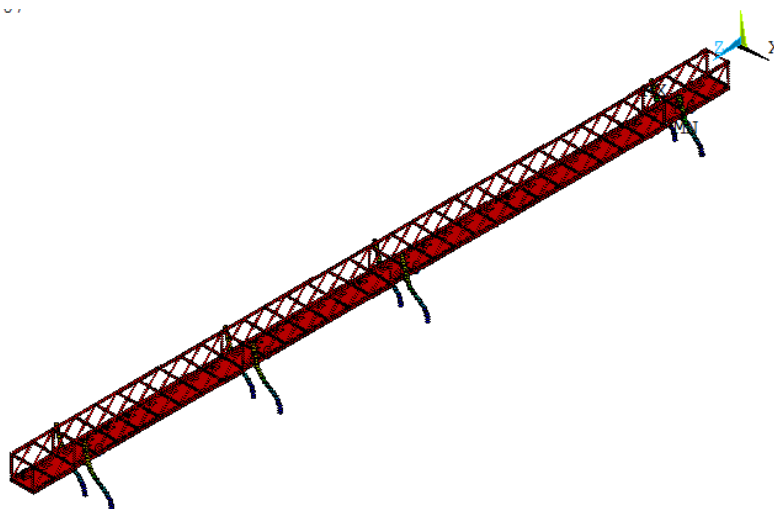


Figura 48 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 1ª frequência natural f_{01} : 1,62 Hz.

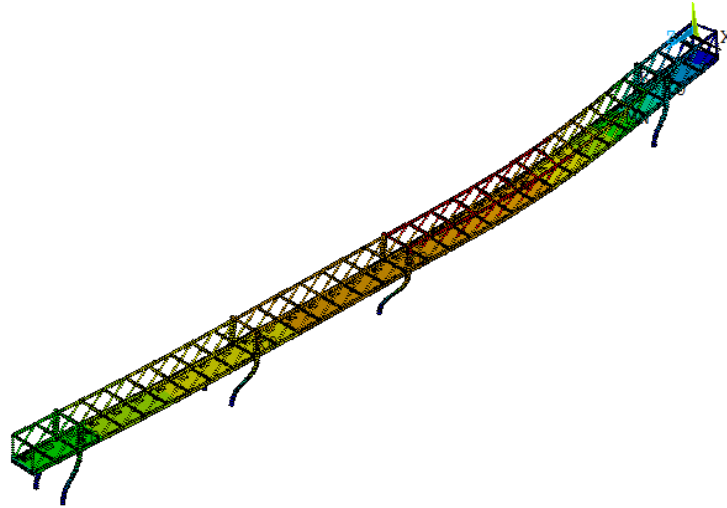


Figura 49 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 2ª frequência natural f_{02} : 2,13 Hz.

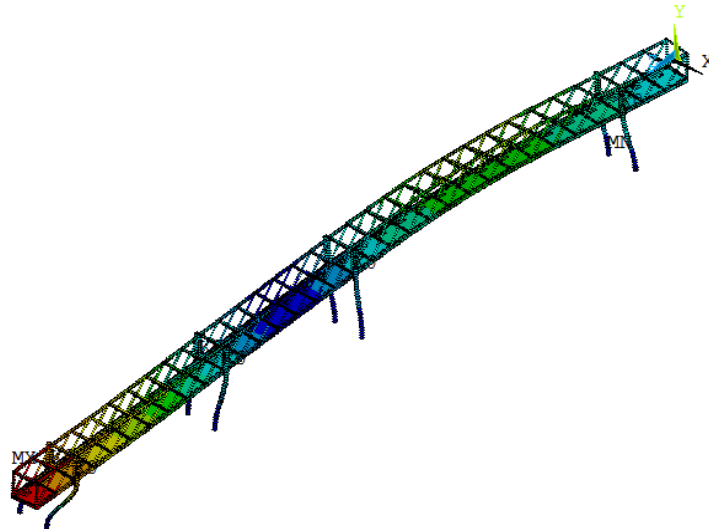


Figura 50 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 3ª frequência natural f_{03} : 2,36 Hz.

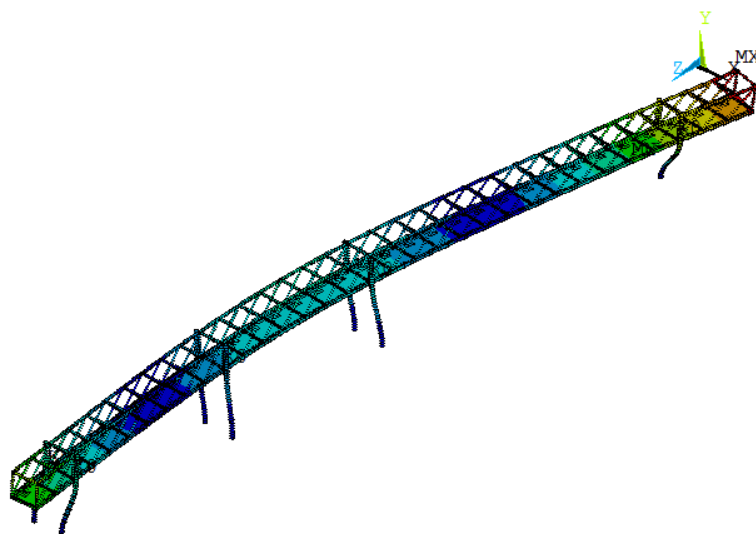


Figura 51 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 4ª frequência natural f_{04} : 3,19 Hz.

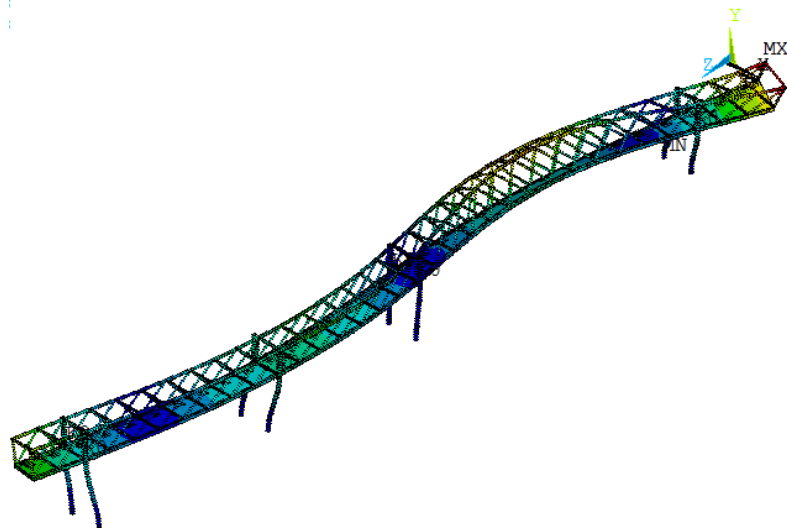


Figura 52 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 5ª frequência natural f_{05} : 4,32 Hz.

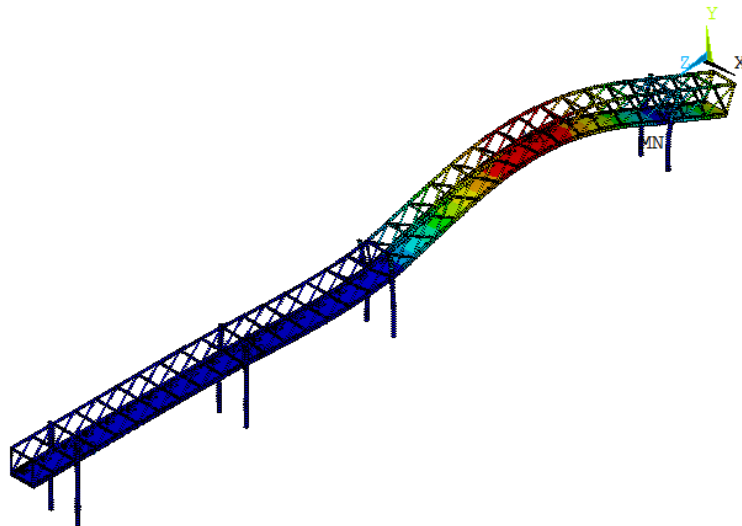


Figura 53 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 6ª frequência natural f_{06} : 5,41 Hz.

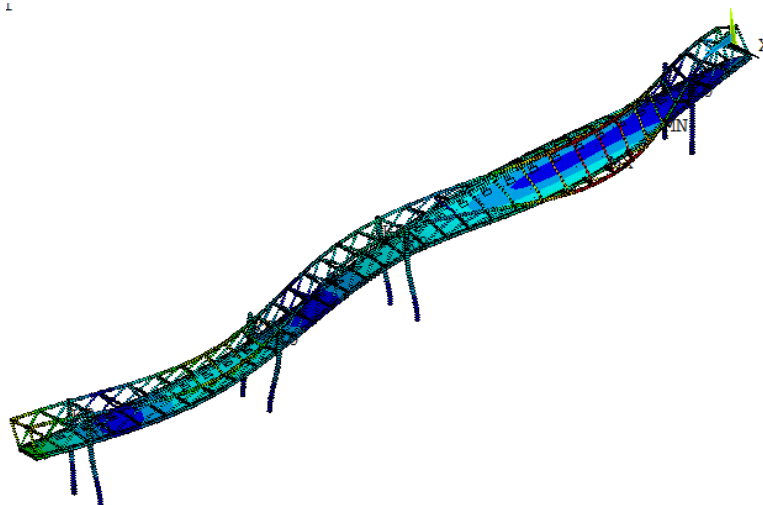


Figura 54 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 7ª frequência natural f_{07} : 6,48 Hz.

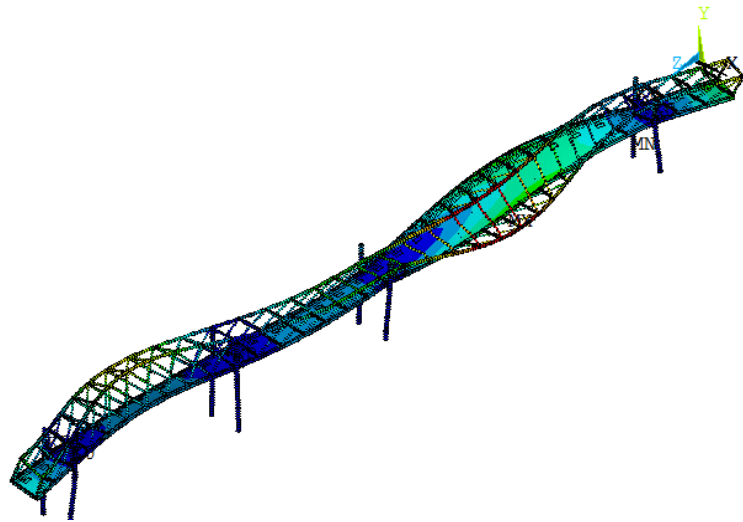


Figura 55 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 8ª frequência natural f_{08} : 8,27 Hz.

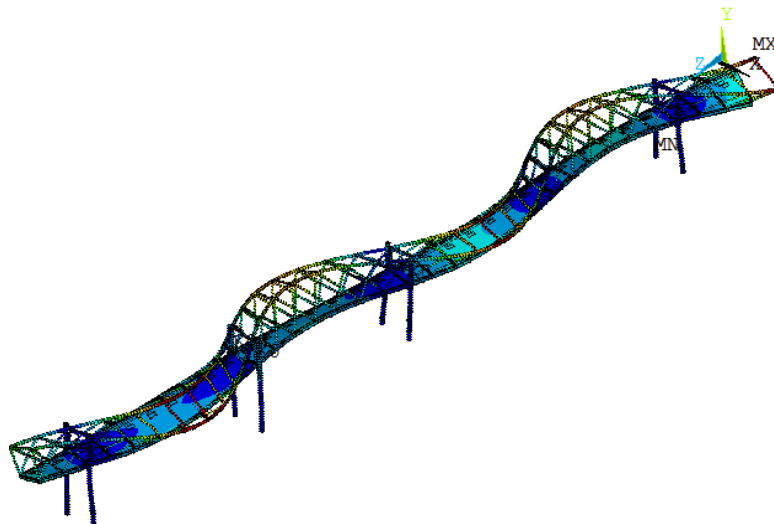


Figura 56 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 9ª frequência natural f_{09} : 9,15 Hz.

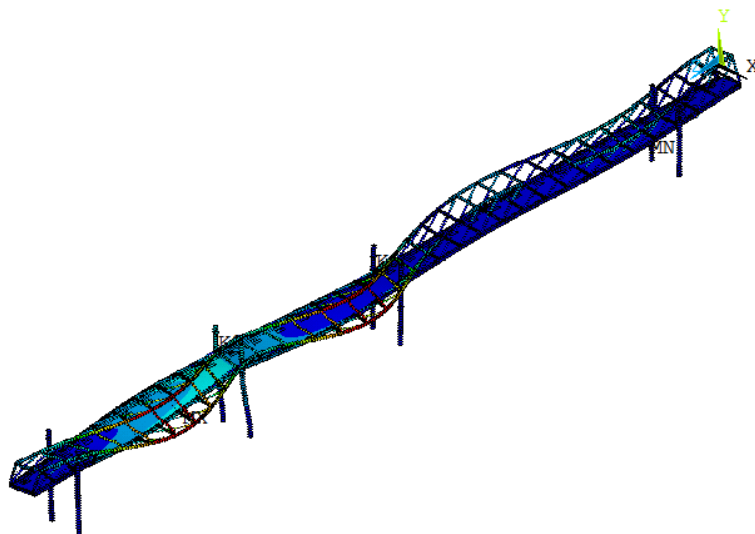


Figura 57 – Modos de vibração do Modelo I relativo à 10ª frequência natural f_{10} : 10,97 Hz.

Observa-se a partir das Figuras 48 a 57 que entre os dez primeiros modos de vibração da estrutura, pelo Modelo I, ocorre uma predominância dos modos laterais e de torção. O primeiro modo apresenta predominância de deslocamento longitudinal na direção do eixo z, devido a ligação das estruturas ser feita com neoprene e liberando parcialmente o deslocamento da estrutura nesta direção. No segundo modo, percebe-se predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo x. O terceiro modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade no menor balanço, na direção do eixo x. O quarto modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x. O quinto, sétimo, oitavo e nono modo de vibração apresentam predominância de deslocamentos laterais com torção da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x e em torno de z. O sexto modo de vibração apresenta predominância do primeiro modo de vibração vertical da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo y. O décimo modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral com torção da passarela com intensidade no vão intermediário, na direção do eixo x e em torno de z.

As Figuras 58 a 67 apresentam os dez primeiros modos de vibração relativos às dez primeiras frequências naturais do Modelo II (modelo com cobertura e sem interação solo-estrutura).

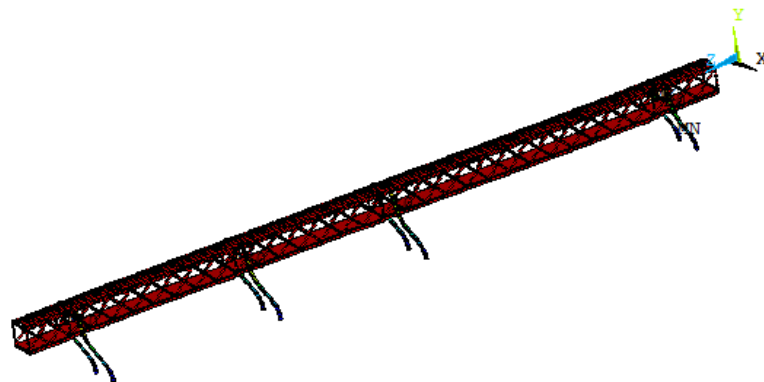


Figura 58 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 1ª frequência natural f_{01} : 1,61 Hz.

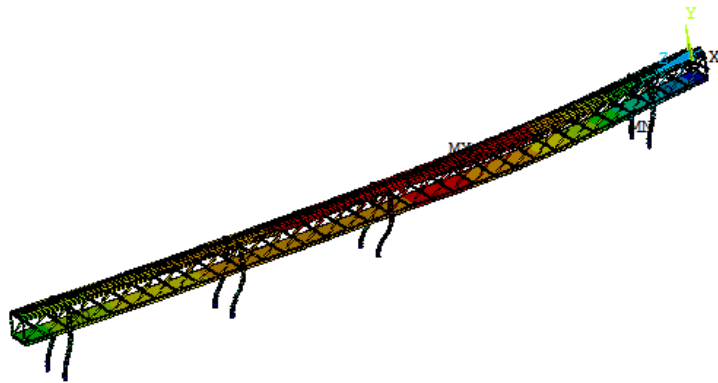


Figura 59 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 2ª frequência natural f_{02} : 2,12 Hz.

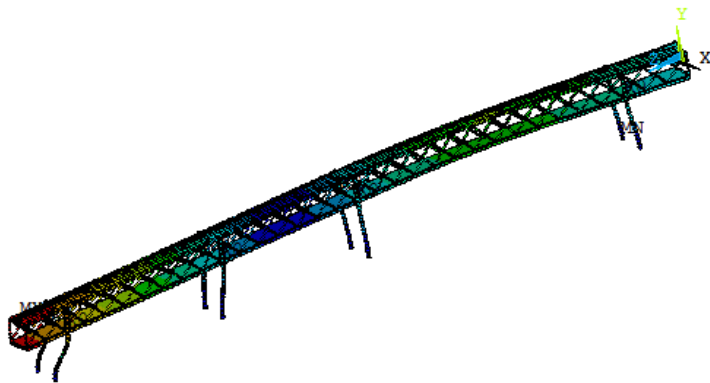


Figura 60 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 3ª frequência natural f_{03} : 2,35 Hz.

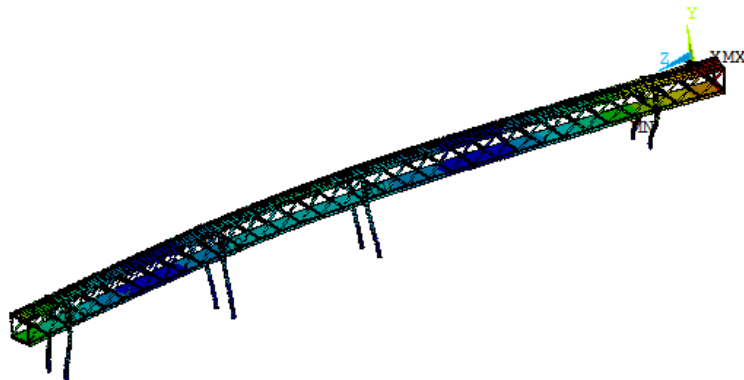


Figura 61 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 4ª frequência natural f_{04} : 3,18 Hz.

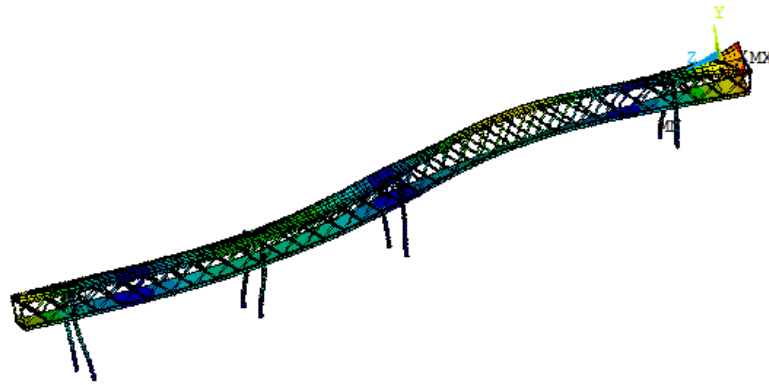


Figura 62 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 5ª frequência natural f_{05} : 4,51 Hz.

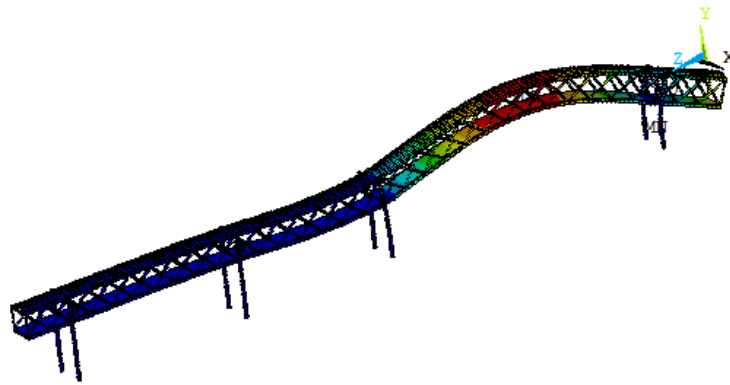


Figura 63 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 6ª frequência natural f_{06} : 5,39 Hz.

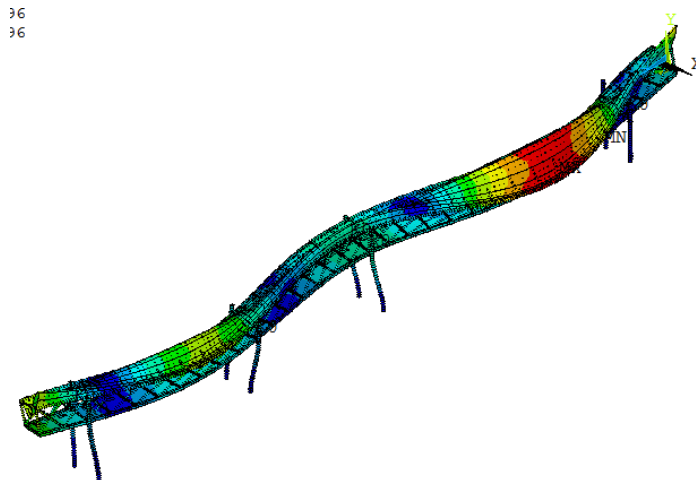


Figura 64 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 7ª frequência natural f_{07} : 7,23 Hz.

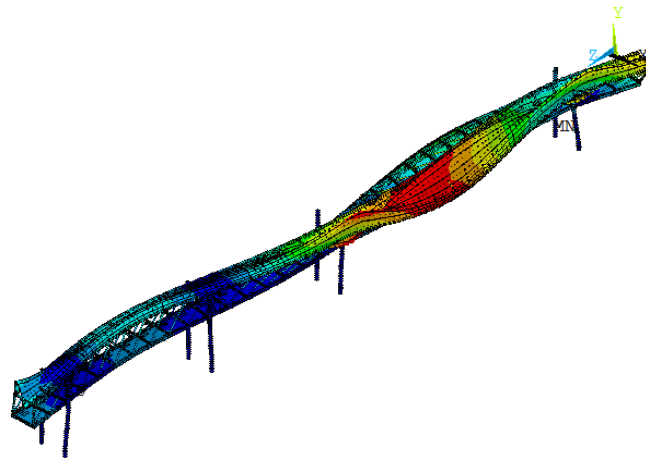


Figura 65 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 8ª frequência natural f_{08} : 8,59 Hz.

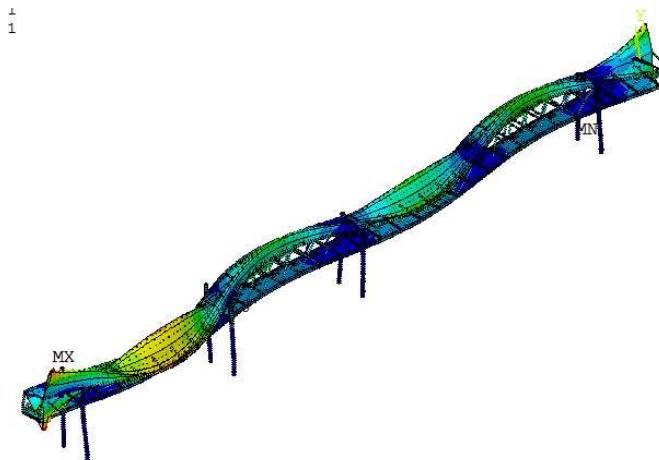


Figura 66 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 9ª frequência natural f_{09} : 10,27 Hz.

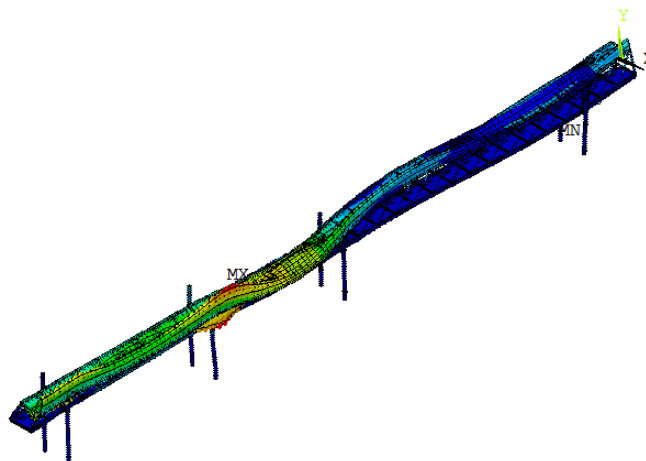


Figura 67 – Modos de vibração do Modelo II relativo à 10ª frequência natural f_{10} : 10,94 Hz.

Observa-se a partir das Figuras 58 a 67 que entre os dez primeiros modos de vibração da estrutura, pelo Modelo II, há uma predominância dos modos laterais e de torção. O primeiro modo apresenta predominância de deslocamento longitudinal na direção do eixo z, devido a ligação das estruturas ser feita com neoprene e

liberado o deslocamento da estrutura nesta direção. No segundo modo, percebe-se predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo x. O terceiro modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade no menor balanço, na direção do eixo x. O quarto modo de vibração apresenta predominância de deslocamentos lateral da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x. O quinto modo de vibração apresentam predominância de deslocamentos laterais com torção da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x e em torno de z. O sexto modo de vibração apresenta predominância do primeiro modo de vibração vertical da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo y. O sétimo modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral com torção da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo x e em torno de z. O oitavo modo de vibração apresenta predominância de torção da passarela com intensidade no maior vão, na direção em torno de z. O nono modo de vibração apresenta predominância de torção da passarela com intensidade no menor balanço, na direção em torno de z. O décimo modo de vibração apresenta predominância de torção da passarela com intensidade no menor vão, na direção em torno de z.

Observa-se que não houve mudanças significativas nos modos de vibração entre os modelos I e II.

As Figuras 68 a 77 apresentam os dez primeiros modos de vibração relativos às dez primeiras frequências naturais do Modelo III (modelo sem cobertura e com interação solo-estrutura).

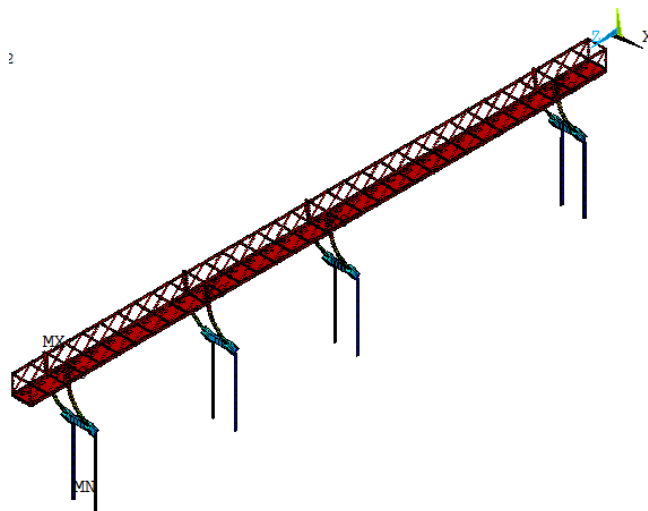


Figura 68 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 1ª frequência natural f_{01} : 0,71 Hz.

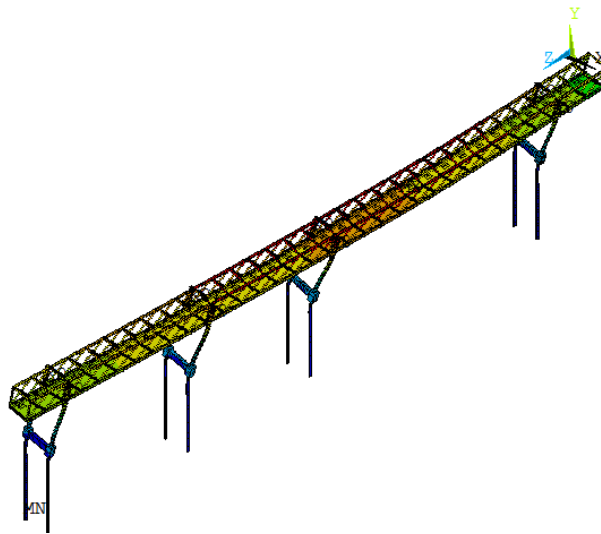


Figura 69 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 2ª frequência natural f_{02} : 1,09 Hz.

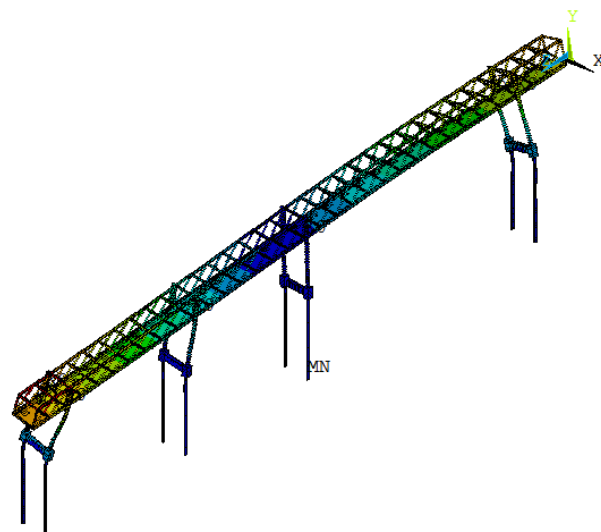


Figura 70 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 3ª frequência natural f_{03} : 1,22 Hz.

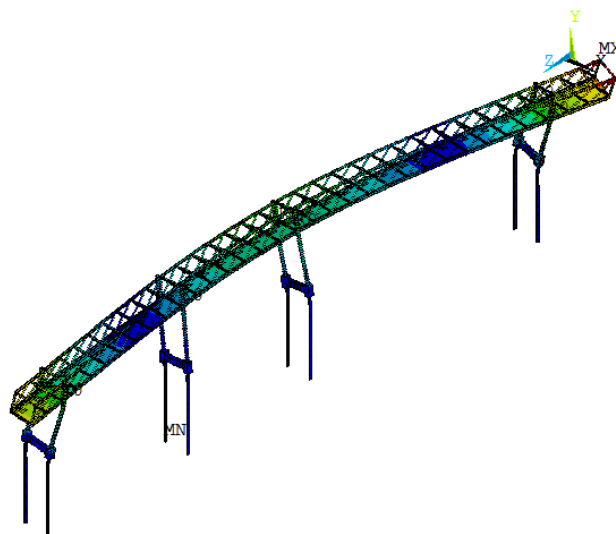


Figura 71 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 4ª frequência natural f_{04} : 1,95 Hz.

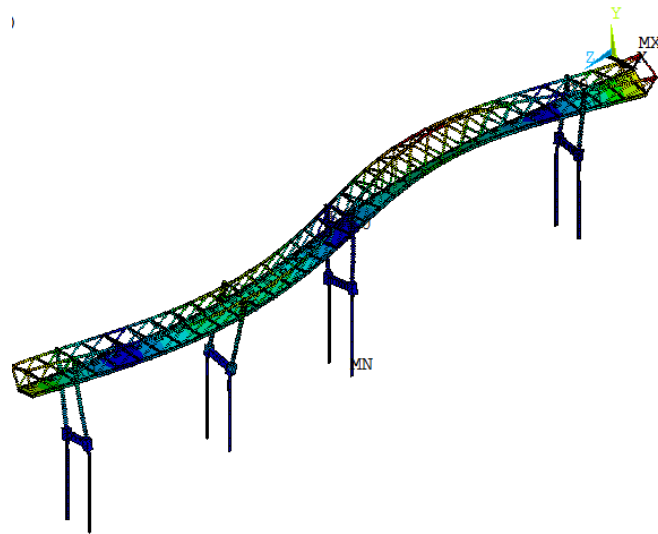


Figura 72 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 5ª frequência natural f_{05} : 3,83 Hz.

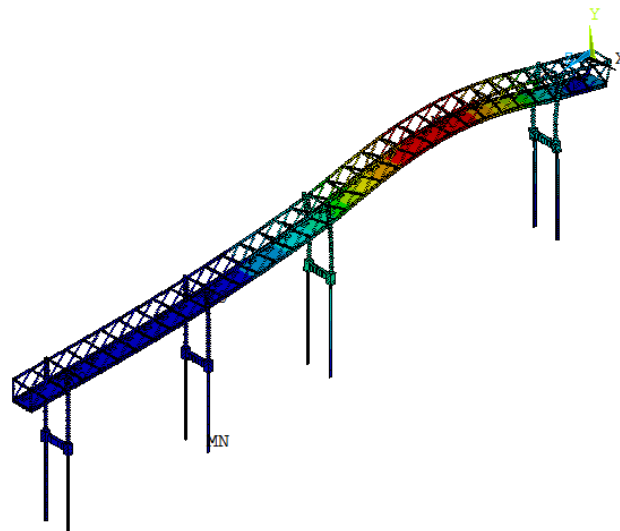


Figura 73 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 6ª frequência natural f_{06} : 4,17 Hz.

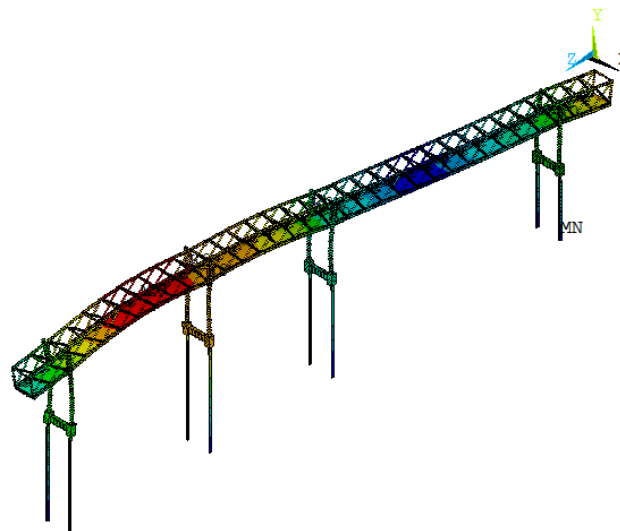


Figura 74 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 7ª frequência natural f_{07} : 5,78 Hz.

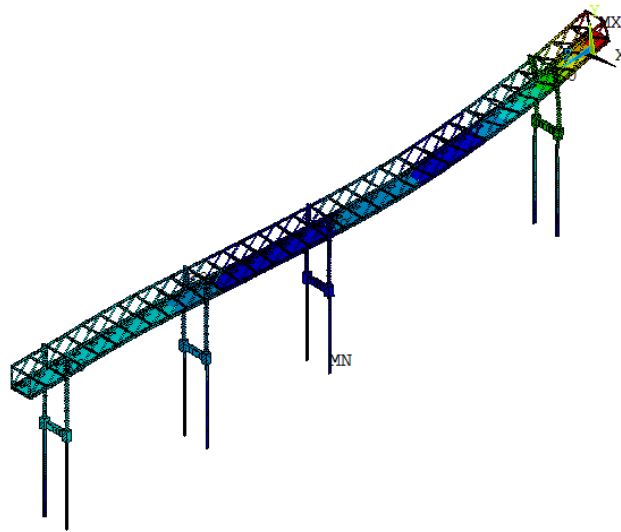


Figura 75 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 8ª frequência natural f_{08} : 6,07 Hz.

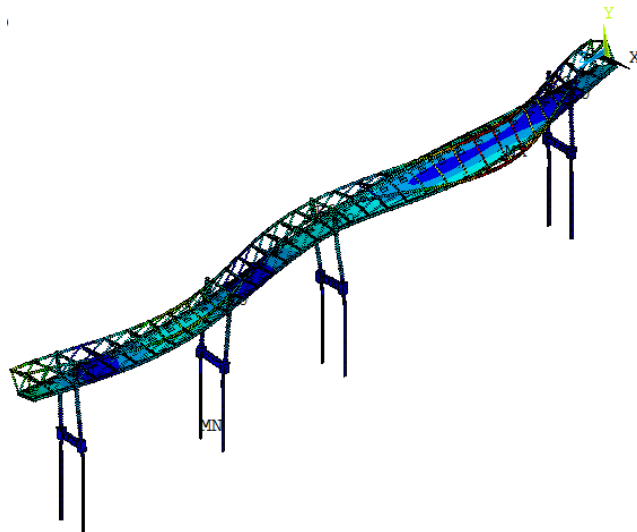


Figura 76 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 9ª frequência natural f_{09} : 6,21 Hz.



Figura 77 – Modos de vibração do Modelo III relativo à 10ª frequência natural f_{10} : 6,95 Hz.

Observa-se a partir das Figuras 68 a 77 que entre os dez primeiros modos de vibração da estrutura, pelo Modelo III, há uma predominância dos modos a flexão vertical, diferentemente do que acontecia nos Modelos I e II, que apresentavam modos de vibração lateral e à torção. O primeiro modo apresenta predominância de deslocamento longitudinal na direção do eixo z, devido a ligação das estruturas ser feita com neoprene e liberado o deslocamento da estrutura nesta direção. No segundo modo, percebe-se predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo x. O terceiro modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral com torção da passarela com intensidade no menor balanço, na direção do eixo x. O quarto modo de vibração apresenta predominância de flexão lateral da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x. O quinto modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral com torção da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x e em torno de z. O sexto modo de vibração apresenta predominância do primeiro modo de vibração vertical da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo y. O sétimo modo de vibração apresenta predominância do modo de vibração vertical da passarela com intensidade no vão intermediário, na direção do eixo y. O oitavo modo de vibração apresenta predominância do modo de vibração vertical da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo y. O nono modo de vibração apresenta predominância de torção da passarela com intensidade no maior vão, na direção em torno de z. O décimo modo de vibração apresenta predominância do modo de vibração vertical da passarela com intensidade no menor balanço, na direção do eixo y.

Observa-se que comparando os modos de vibração do modelo III com os modelos I e II, percebe-se que a modelagem da interação solo-estrutura influenciou nos modos de vibração, de forma a ser ter mais modos de vibração vertical entre os dez primeiros modos da estrutura.

As Figuras 78 a 87 apresentam os dez primeiros modos de vibração relativos às dez primeiras frequências naturais do Modelo IV (modelo com cobertura e com interação solo-estrutura).

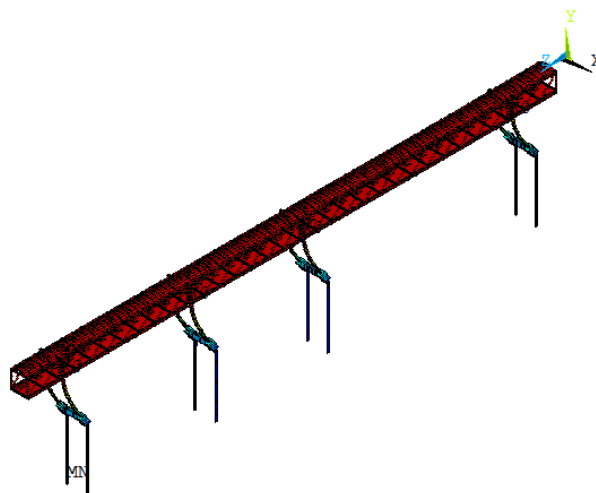


Figura 78 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 1ª frequência natural f_{01} : 0,70 Hz.

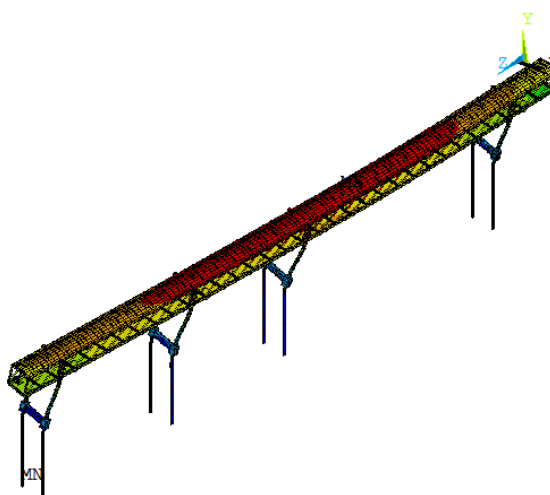


Figura 79 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 2ª frequência natural f_{02} : 1,08 Hz.

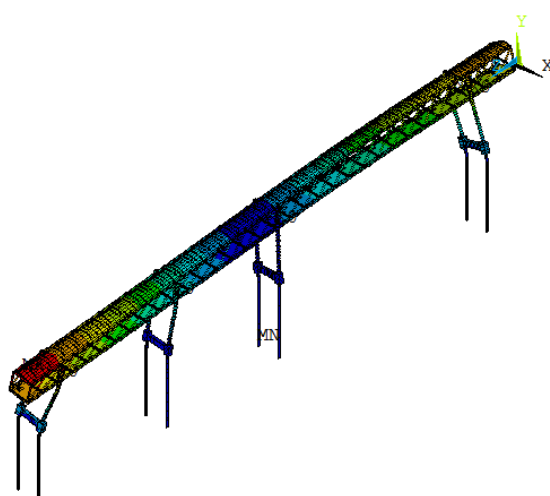


Figura 80 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 3ª frequência natural f_{03} : 1,24 Hz.

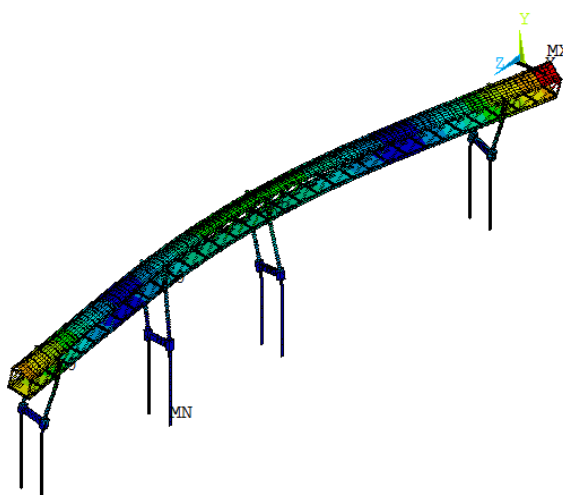


Figura 81 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 4ª frequência natural f_{04} : 1,99 Hz.

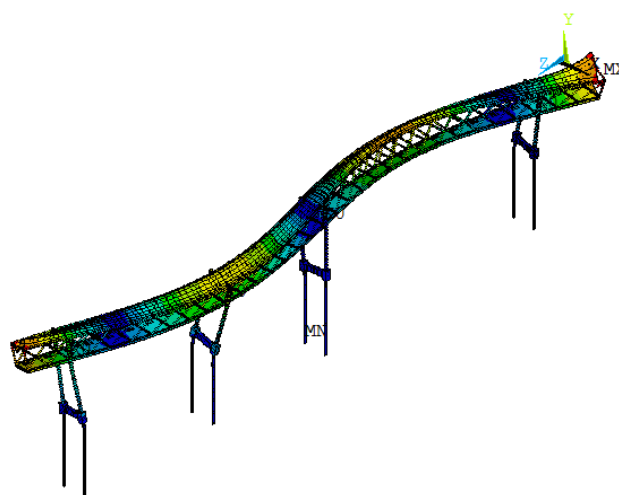


Figura 82 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 5ª frequência natural f_{05} : 4,07 Hz.

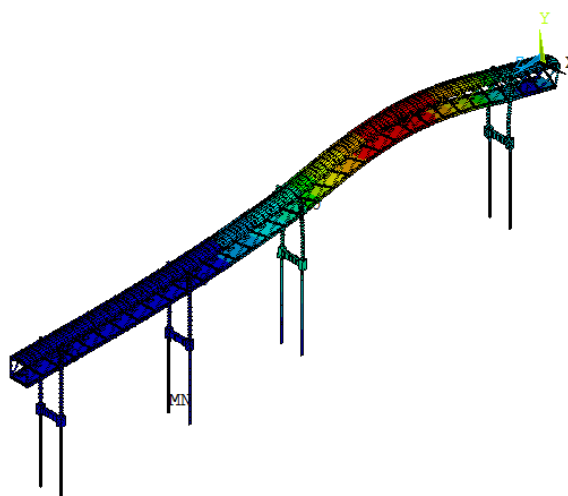


Figura 83 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 6ª frequência natural f_{06} : 4,16 Hz.

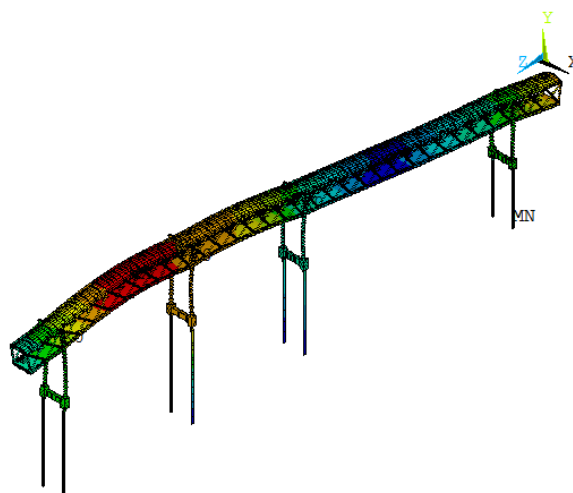


Figura 84 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 7ª frequência natural f_{07} : 5,75 Hz.

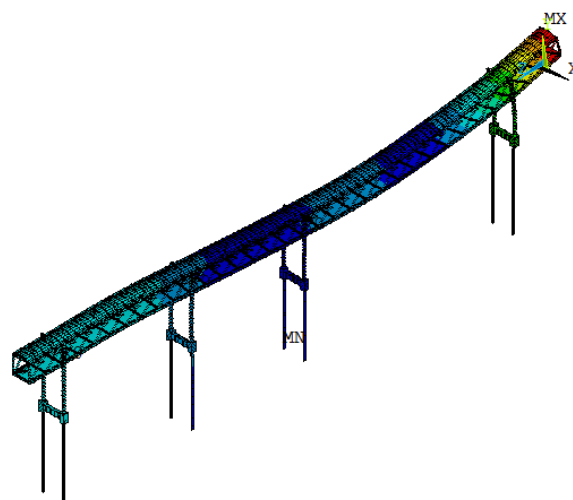


Figura 85 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 8ª frequência natural f_{08} : 6,05 Hz.

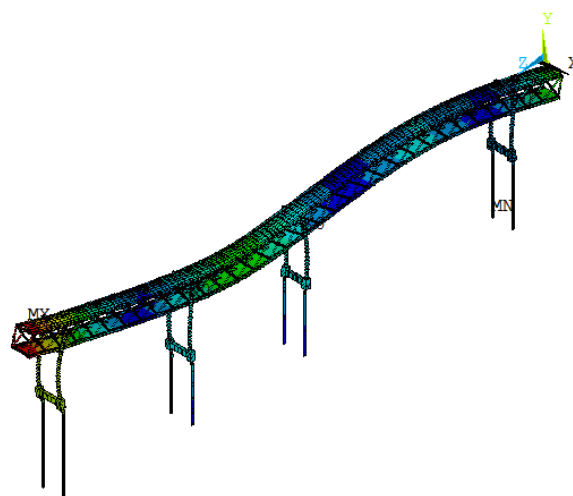


Figura 86 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 9ª frequência natural f_{09} : 6,92 Hz.

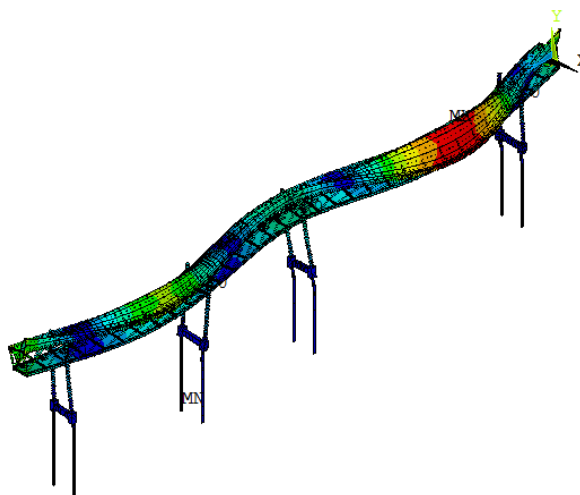


Figura 87 – Modos de vibração do Modelo IV relativo à 10ª frequência natural f_{10} : 6,95 Hz.

A partir das Figuras 78 a 87, observa-se que entre os dez primeiros modos de vibração da estrutura, pelo Modelo IV, há uma predominância dos modos a flexão vertical, diferentemente do que acontecia nos Modelos I e II, que apresentavam modos de vibração lateral e à torção, e semelhante ao Modelo III. O primeiro modo apresenta predominância de deslocamento longitudinal na direção do eixo z, devido a ligação das estruturas ser feita com neoprene, liberando parcialmente o deslocamento da estrutura nesta direção. No segundo modo, percebe-se predominância de deslocamento lateral da passarela com intensidade nos pilares, na direção do eixo x. O terceiro modo de vibração apresenta predominância de deslocamento lateral com torção da passarela com intensidade no menor balanço, na direção do eixo x. O quarto e o quinto modo de vibração apresentam predominância de flexão lateral da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo x. O sexto modo de vibração apresenta predominância do primeiro modo de vibração vertical da passarela com intensidade no maior vão, na direção do eixo y. O sétimo modo de vibração apresenta predominância do modo de vibração vertical da passarela com intensidade no vão intermediário, na direção do eixo y. O oitavo modo de vibração apresenta predominância do modo de vibração vertical da passarela com intensidade no maior balanço, na direção do eixo y. O nono modo de vibração apresenta predominância do modo de vibração vertical da passarela com intensidade no menor balanço, na direção do eixo y. O décimo modo de vibração apresenta predominância de torção da passarela com intensidade no maior vão, na direção em torno de z.

Observa-se que não houve mudanças significativas nos modos de vibração entre os modelos III e VI.

6.4 Considerações finais

No presente capítulo foram, apresentados os resultados das análises de vibração livre dos quatro modelos computacionais desenvolvidos e apresentados no capítulo cinco. Estes resultados permitiram a avaliação da resposta dinâmica de cada modelo de forma a conhecer o seu comportamento quando da aplicação dos carregamentos dinâmicos.

A Tabela 27 compara as frequências naturais previstas para os quatro modelos com resultados experimentais. Pode-se observar que a consideração do efeito da interação solo-estrutura conduzem a frequências naturais inferiores às obtidas experimentalmente. Cabe ressaltar a ausência de resultados de investigações geotécnica no local da passarela, e a grande variabilidade do perfil geológico-geotécnico observado em três sondagens próximas à área em estudo. As incertezas relacionadas ao perfil do subsolo e, conseqüentemente, aos valores de rigidez, podem conduzir a erros significativos.

Tabela 27 – Frequências naturais dos modelos numéricos e experimental

Modelos	Frequências Naturais da Passarela (Hz)					
	f_{01}	f_{02}	f_{03}^*	f_{04}^*	f_{05}^*	f_{06}
Experimental	1,56	2,34	-	-	-	5,08
Numérico (Modelo I)	1,62	2,13	2,36	3,19	4,32	5,41
Numérico (Modelo II)	1,61	2,12	2,35	3,18	4,51	5,39
Numérico (Modelo III)	0,71	1,09	1,22	1,95	3,83	4,17
Numérico (Modelo IV)	0,70	1,08	1,24	1,99	4,07	4,16

* Ressalta-se que as frequências f_{03} , f_{04} e f_{05} são oriundas do modelo numérico e não foram captadas pelo ensaio experimental.

No capítulo seguinte, serão apresentados os resultados obtidos através das análises harmônicas efetuadas no Modelo II (modelo com cobertura e sem interação solo-estrutura) para os casos de carregamento definidos no capítulo dois, de forma a avaliar-se o conforto humano e as comparações com os limites relativos das normas de projeto. O presente modelo foi escolhido devido à falta de informações sobre a interação solo-estrutura, descrita no capítulo três, e por este estar mais calibrado em relação aos dados experimentais obtidos na passarela, conforme a Tabela 28 das seis primeiras frequências do modelo numérico.

Tabela 28 – Frequências naturais do modelo numérico e experimental

Modelos	Frequências Naturais da Passarela (Hz)					
	f_{01}	f_{02}	f_{03}^*	f_{04}^*	f_{05}^*	f_{06}
Numérico (Modelo II)	1,61	2,12	2,35	3,18	4,51	5,39
Experimental	1,56	2,34	-	-	-	5,08
Erro (%)	3,2	9,4	-	-	-	6,1

* Ressalta-se que as frequências f_{03} , f_{04} e f_{05} são oriundas do modelo numérico e não foram captadas pelo ensaio experimental.

Comparando-se os valores das frequências naturais da passarela pode-se perceber que o modelo estrutural em estudo encontra-se bem representado numericamente pelo modelo computacional desenvolvido, via método dos elementos finitos (ANSYS [6]). As características dinâmicas do sistema, no que diz respeito às frequências naturais (massa e rigidez) estão bem representadas, pois o erro existente entre os valores numéricos e experimentais são muito pequenos.

7 ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

7.1 Aspectos gerais

Este capítulo apresenta os resultados obtidos a partir das análises dinâmicas do Modelo II (com cobertura e sem interação solo-estrutura). As análises procuraram avaliar o comportamento dinâmico da passarela, no que tange ao desconforto humano oriundo de ações dinâmicas provenientes do caminhar humano. Ressalta-se que as acelerações verticais máximas da passarela são calculadas e comparadas com os limites propostos por normas e recomendações de projeto (ISO 2631-2 [11]). Tal comparação é feita objetivando verificar a ocorrência de níveis de vibrações indesejáveis e desconforto humano na estrutura.

Para tanto, são realizadas análises de vibração forçada através da utilização do programa computacional Ansys [6]. Os resultados das análises de vibração forçada são obtidos em termos de deslocamentos e acelerações máximas, provenientes da aplicação dos casos de carregamento dinâmico apresentados nos itens subsequentes.

7.2 Calibração do modelo numérico com base no ensaio experimental de vibração forçada

Os resultados das acelerações pico obtidas via modelo de elementos finitos foram confrontados com os resultados experimentais (Zúñiga [7]), dos acelerômetros três e quatro (item 4.2), e resumidos conforme as Tabelas 29 e 30.

Tabela 29 – Comparação das acelerações de pico para caminhada lenta

ACELERAÇÃO (m/s ²)										
Lenta	AC	EXPERI-MENTAL	AISC		BACHMANN		CEB		VARELA	
			Mod.	erro (%)	Mod.	erro (%)	Mod.	erro (%)	Mod.	erro (%)
1P	03	0,2459	0,2297	6,6%	0,2157	12,3%	0,2080	15,4%	0,2171	11,7%
	04	0,2469	0,2300	6,8%	0,2159	12,5%	0,2082	15,6%	0,2176	11,9%
2P	03	0,3384	0,2989	11,7%	0,2842	16,0%	0,2751	18,7%	0,2726	19,5%
	04	0,3370	0,2992	11,2%	0,2845	15,6%	0,2754	18,3%	0,2725	19,1%
3P	03	0,3766	0,3754	0,3%	0,3595	4,5%	0,3486	7,4%	0,3508	6,8%
	04	0,3941	0,3757	4,7%	0,3598	8,7%	0,3489	11,5%	0,3499	11,2%

Tabela 30 – Comparação das acelerações de pico para caminhada normal

ACELERAÇÃO (m/s ²)										
Normal	AC	EXPERI-MENTAL	AISC		BACHMANN		CEB		VARELA	
			Mod.	erro (%)	Mod.	erro (%)	Mod.	erro (%)	Mod.	erro (%)
1P	03	0,1692	0,1847	9,1%	0,1701	0,5%	0,1731	2,3%	0,1589	6,1%
	04	0,1662	0,1842	10,8%	0,1696	2,0%	0,1726	3,8%	0,1584	4,7%
2P	03	0,1761	0,2079	18,0%	0,1924	9,3%	0,1946	10,5%	0,2164	22,9%
	04	0,1769	0,2094	18,4%	0,1939	9,6%	0,1962	10,9%	0,2068	16,9%
3P	03	0,3065	0,2701	11,9%	0,2504	18,3%	0,2531	17,4%	0,3233	5,5%
	04	0,3541	0,2728	23,0%	0,2530	28,5%	0,2557	27,8%	0,3090	12,7%

Analisando os resultados percebe-se que para a caminhada lenta o modelo de carregamento no qual se mostrou mais calibrado foi o modelo do AISC [10], com calibrações de até 0,3%. Para a caminhada normal os modelos de carregamentos para uma e duas pessoas mais calibrado foi o modelo do Bachmann [17], com calibrações de até 0,5%, e na caminhada de três pessoas o do modelo de carregamento mais calibrado foi o Varela [20], com calibrações de até 5,5%. Ressalta-se então que o modelo encontra-se calibrado, com valores de erros aceitáveis, iniciando-se o estudo paramétrico da estrutura, conforme os itens seguintes.

7.3 Descrição dos casos de carregamento dinâmico

Pretende-se verificar a adequabilidade da passarela quando submetida ao caminhar humano, no que tange ao desconforto relacionado a vibrações. Deste modo, os modelos de carregamento descritos anteriormente foram aplicados como excitação dinâmica sobre a passarela em estudo, de forma a determinar as acelerações de pico.

Os valores das acelerações máximas são comparados com os valores limites propostos na literatura técnica (ISO 2631-2 [11]; Murray et al [10]). Ressalta-se que foi considerado um coeficiente de amortecimento estrutural para o modelo igual a 1% ($\xi=0,01$), em consonância o valor do amortecimento estrutural medido experimentalmente de aproximadamente 1% (Zúñiga [7]). Considera-se que o peso de uma pessoa é igual a 800N (Figueiredo [18]; Lima [30]; Zúñiga [7]).

Nesta investigação foi analisado os casos de carregamentos associado à travessia de pedestres passíveis de ocorrer durante a utilização da estrutura. Os itens 7.2.1 a 7.2.3 detalham os três casos de carregamento, indicando onde e como cada carregamento foi aplicado.

7.3.1 Caso I: Uma pessoa caminhando sobre a Passarela

Em uma primeira análise, considera-se que uma pessoa caminhe no centro da passarela em ritmo lento, normal e rápido, atravessando a passarela por completo, conforme o esquema mostrado na Figura 88.

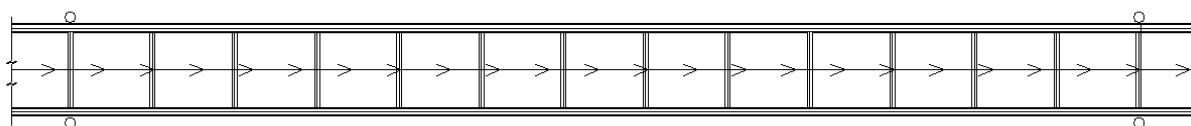


Figura 88 – Modelo de carregamento para uma pessoa caminhando.

7.3.2 Caso II: Duas pessoas caminhando sobre a Passarela

O segundo caso analisado, considera-se que duas pessoas caminhem lado a lado de forma equidistante das laterais da passarela em ritmo lento, normal e rápido, atravessando a passarela por completo, conforme o esquema mostrado na Figura 89.

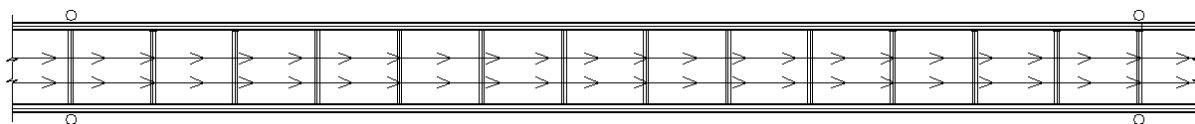


Figura 89 – Modelo de carregamento para duas pessoas caminhando.

7.3.3 Caso III: Três pessoas caminhando sobre a Passarela

O terceiro e último caso de carregamento analisado simula uma situação em que três pessoas caminhem lado a lado de forma equidistante das laterais da passarela em ritmo lento, normal e rápido, atravessando a passarela por completo, conforme o esquema mostrado na Figura 90.

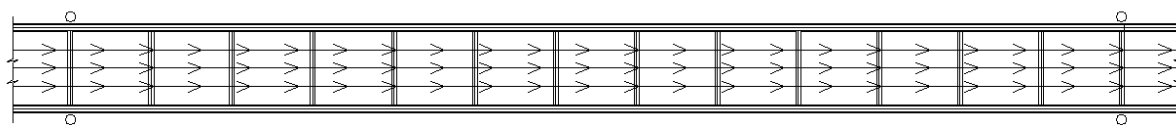


Figura 90 – Modelo de carregamento para três pessoas caminhando.

7.4 Análise de vibração forçada

Neste item da dissertação, é apresentada a resposta dinâmica da estrutura investigada, em termos dos espectros dos deslocamentos translacionais verticais associados ao caminhar de pessoas, representando a resposta do sistema. Objetivava-se possibilitar análises relativas às condições para a questão do conforto humano.

Os resultados obtidos nas análises são comparados com valores limites sob o ponto de vista da estrutura e do conforto humano fornecidos por recomendações técnicas internacionais, como as apresentadas no Capítulo 1. Desta forma, é possível verificar se algum dos pontos em questão foi violado e caso esta situação tenha acontecido, o quanto a resposta da estrutura precisa ser melhorada para que todas as condições possam obter um melhor funcionamento, alcançando valores aceitáveis de vibração.

A metodologia para aplicação do carregamento dinâmico foi a mesma apresentada no capítulo 2. Os pontos de aplicação dos carregamentos dinâmicos e os nós selecionados para a verificação do conforto humano estão apresentados na Figura 91 de acordo com cada caso de carregamento analisado.

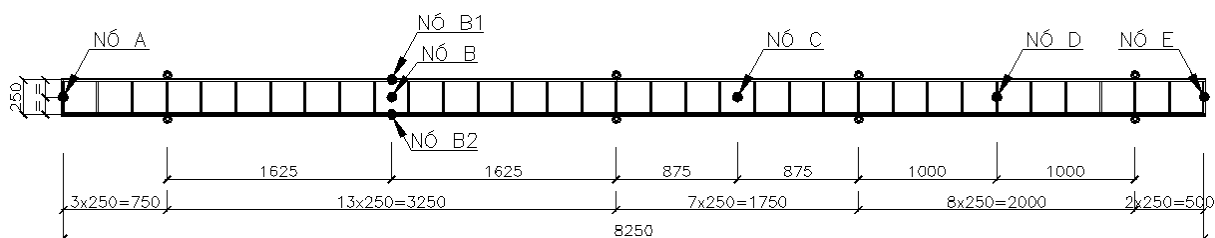


Figura 91 – Nós selecionados para a verificação do conforto humano.

7.4.1 Estudo do comportamento geral da passarela

Para o presente estudo foram analisados os modelos de carregamentos do Bachmann [17], AISC [10], CEB [13] e Varela [20], estes para uma, duas e três pessoas caminhando em ritmo lento, normal e rápido, totalizando 36 modelos numéricos com características e comportamentos dinâmicos muito similares. Os deslocamentos e as acelerações máximas ocorreram no meio de cada vão ou na ponta dos balanços.

Devido a esta semelhança de comportamento, na sequência do texto, será apresentada apenas as figuras que ilustram a resposta dinâmica da passarela para caminhada normal (Figuras 92 a 112), no que diz respeito ao modelo de carregamento dinâmicos investigado por Bachmann [17], em função da resposta no tempo dos deslocamentos translacionais verticais e acelerações. As demais figuras correspondentes aos modelos de carregamento do AISC [10], CEB [13] e Varela [20] estão apresentados no Anexo B.

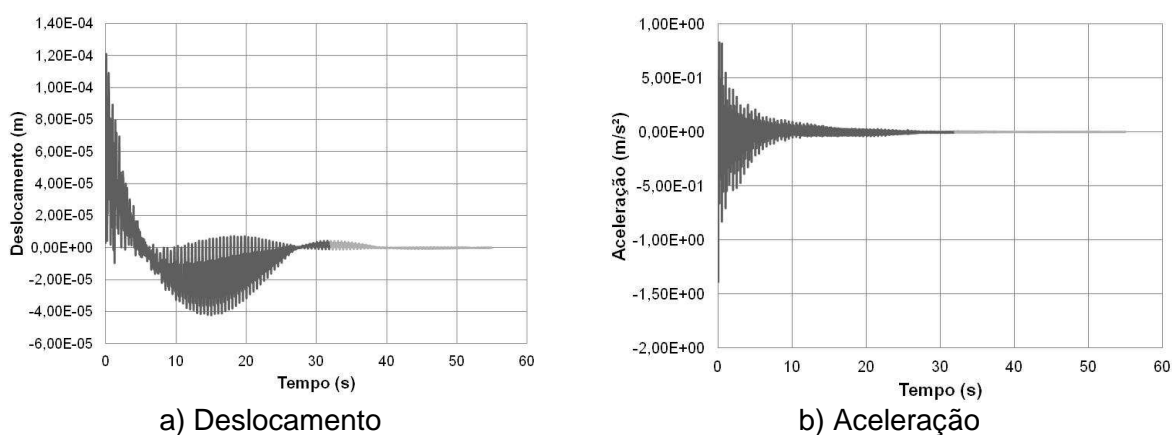


Figura 92 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

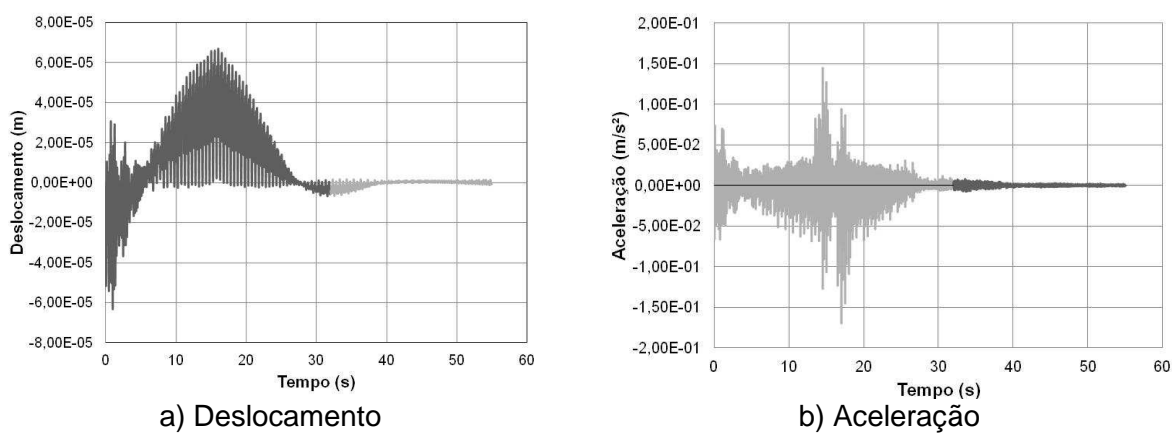


Figura 93 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

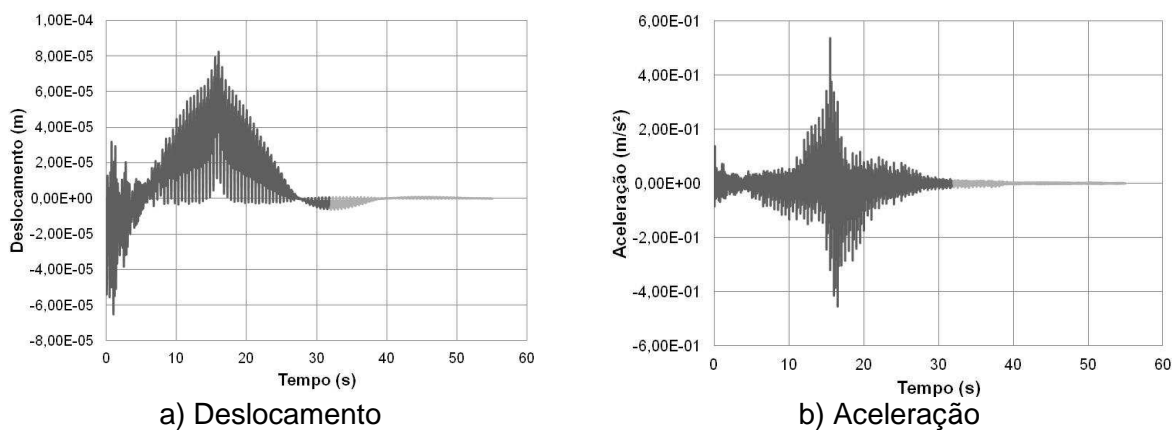
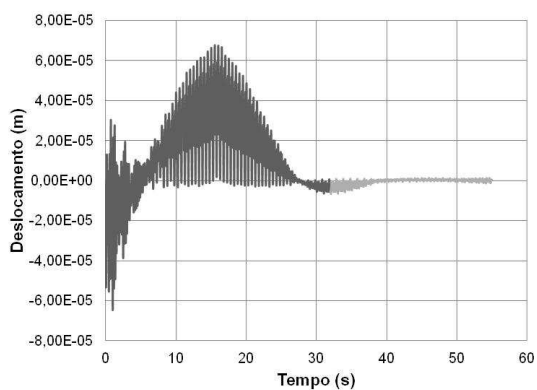
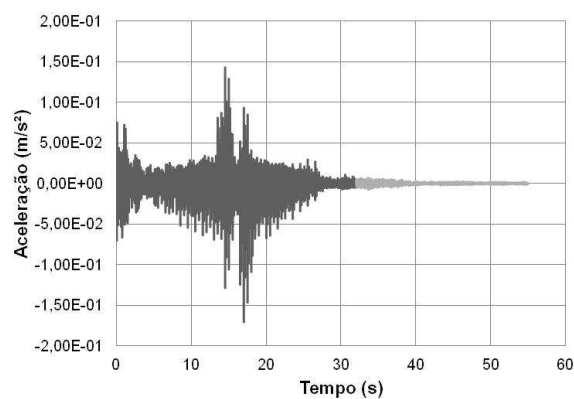


Figura 94 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

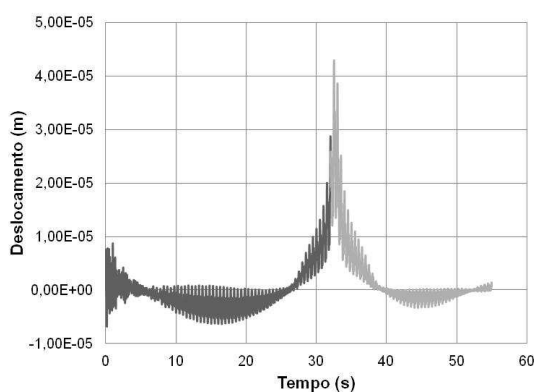


a) Deslocamento

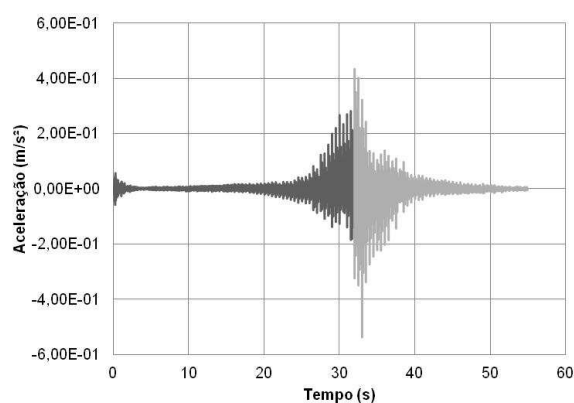


b) Aceleração

Figura 95 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

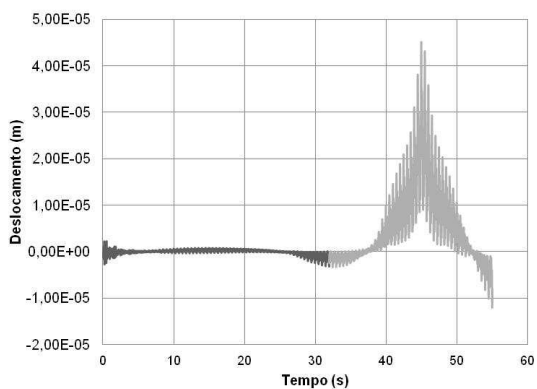


a) Deslocamento

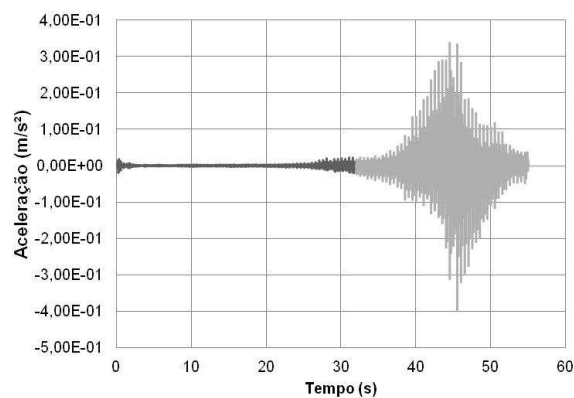


b) Aceleração

Figura 96 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

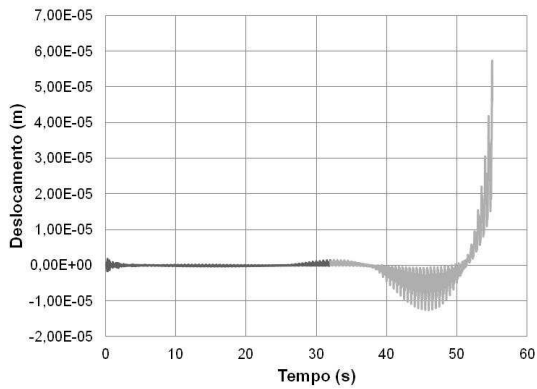


a) Deslocamento

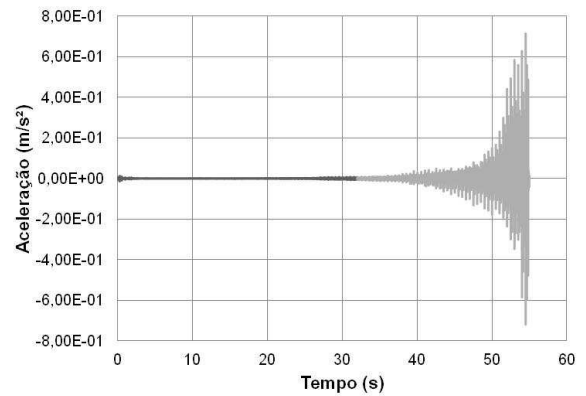


b) Aceleração

Figura 97 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

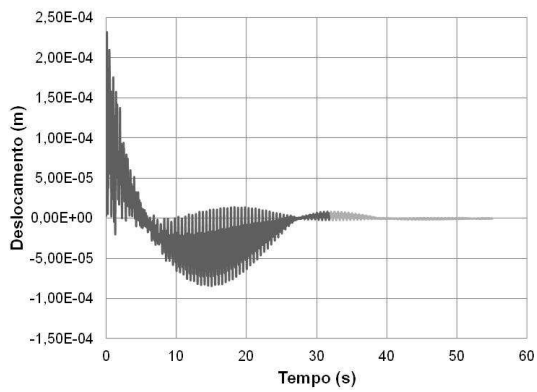


a) Deslocamento

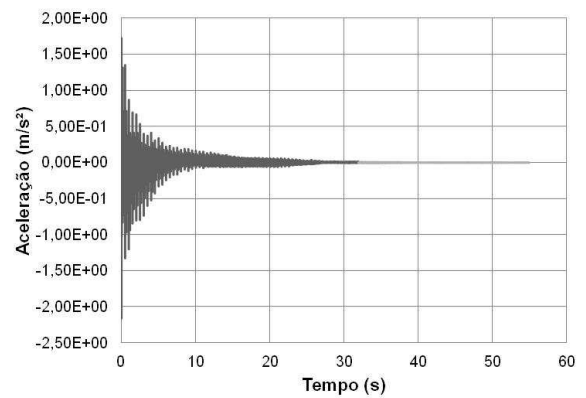


b) Aceleração

Figura 98 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (BACHMANN)

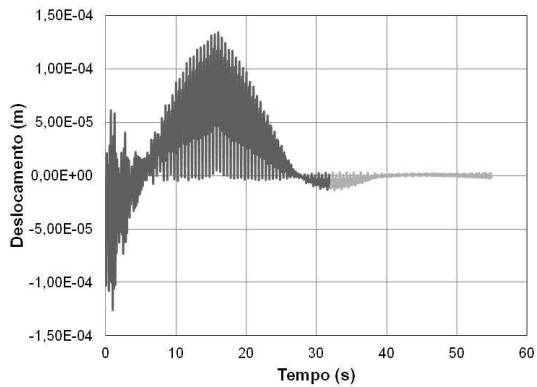


a) Deslocamento

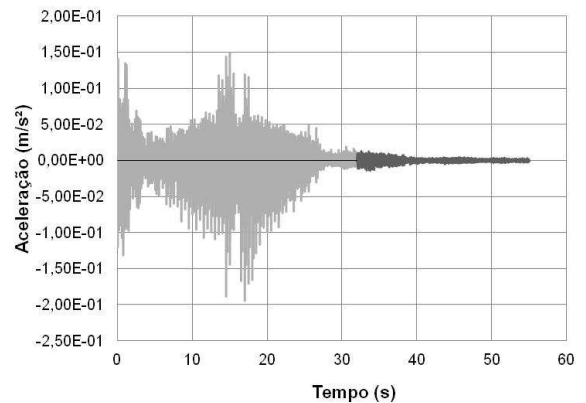


b) Aceleração

Figura 99 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

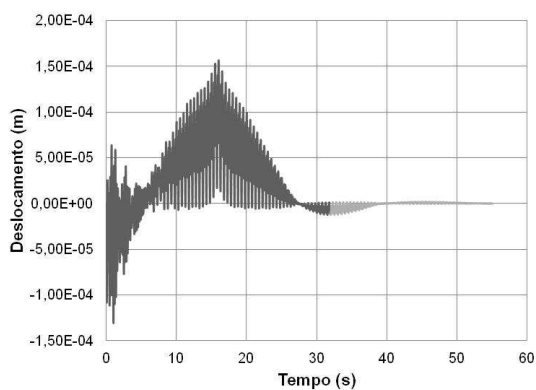


a) Deslocamento

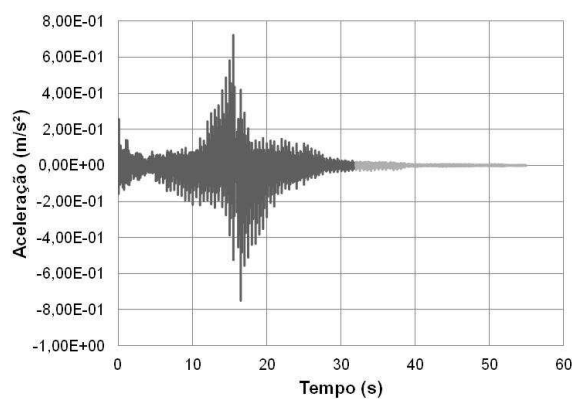


b) Aceleração

Figura 100 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

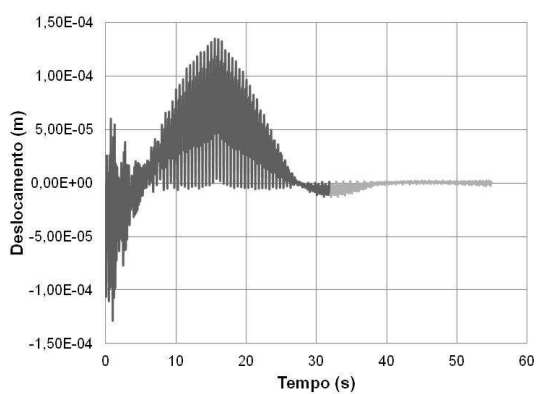


a) Deslocamento

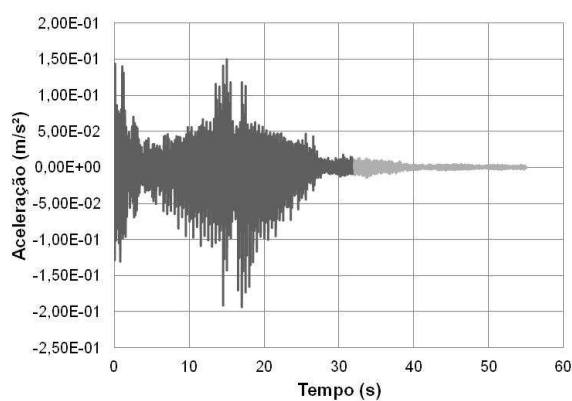


b) Aceleração

Figura 101 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

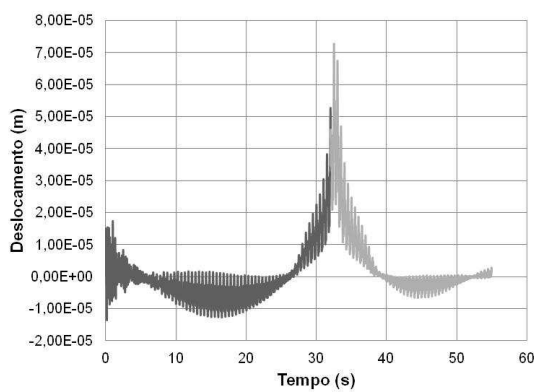


a) Deslocamento

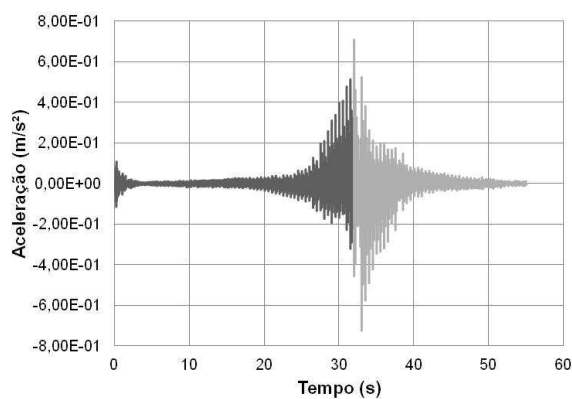


b) Aceleração

Figura 102 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

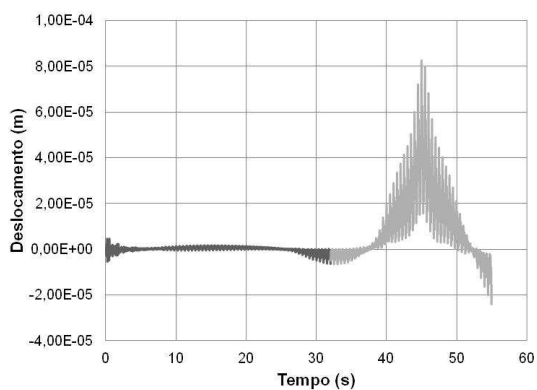


a) Deslocamento

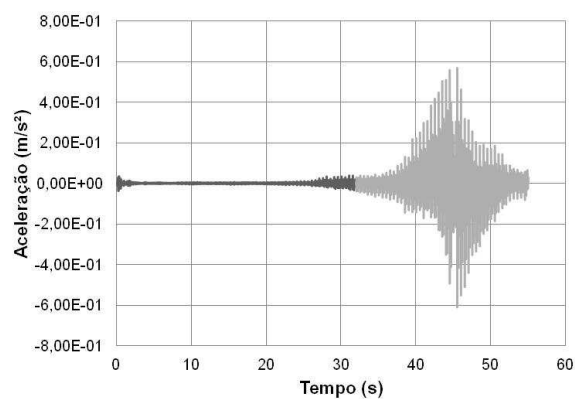


b) Aceleração

Figura 103 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

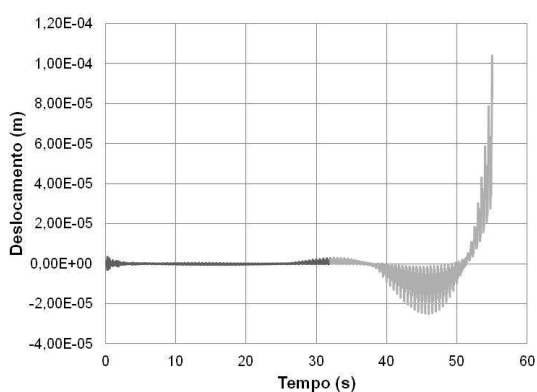


a) Deslocamento

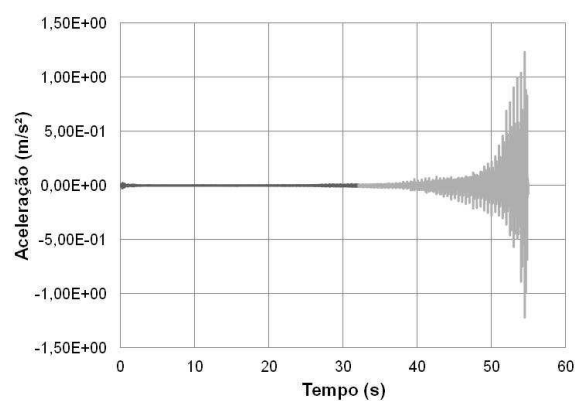


b) Aceleração

Figura 104 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

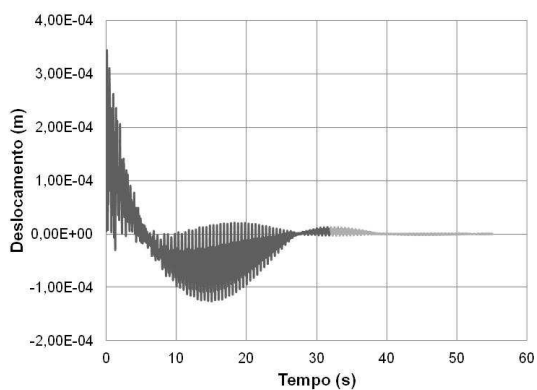


a) Deslocamento

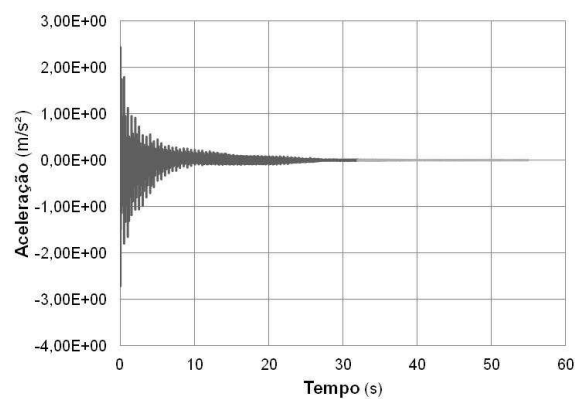


b) Aceleração

Figura 105 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

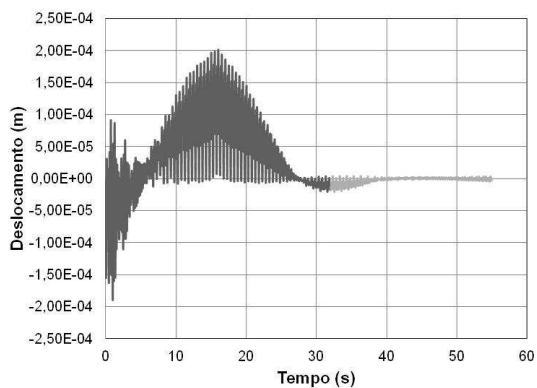


a) Deslocamento

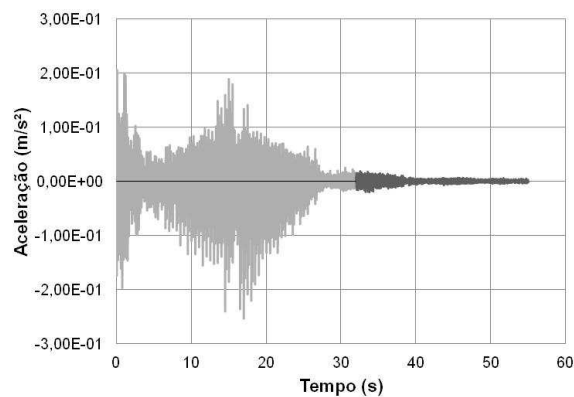


b) Aceleração

Figura 106 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

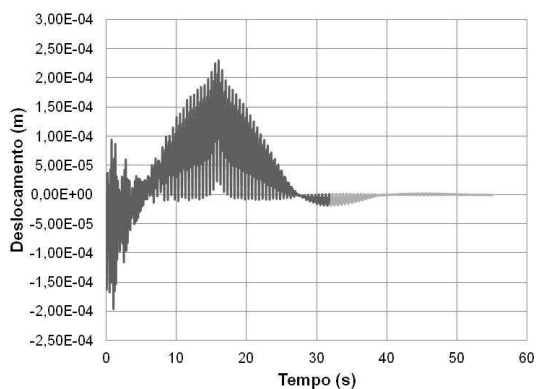


a) Deslocamento

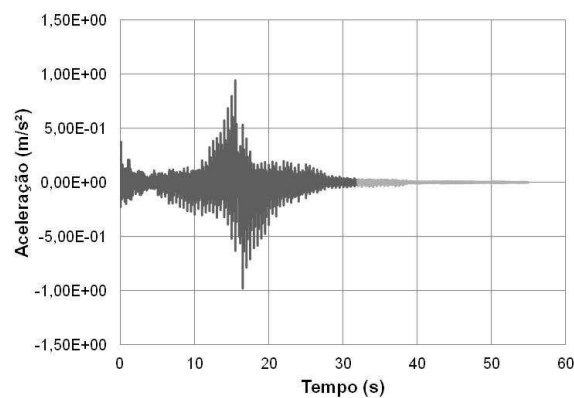


b) Aceleração

Figura 107 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

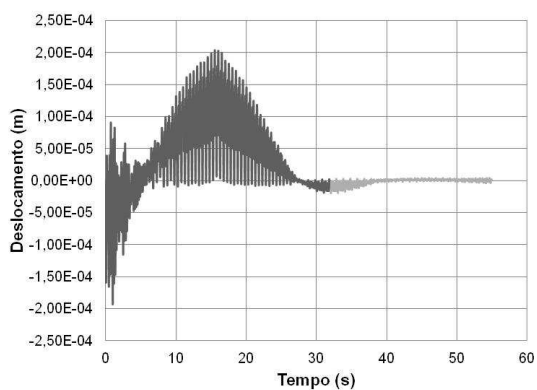


a) Deslocamento

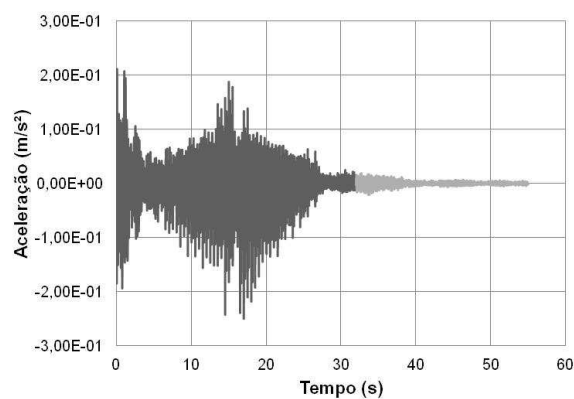


b) Aceleração

Figura 108 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

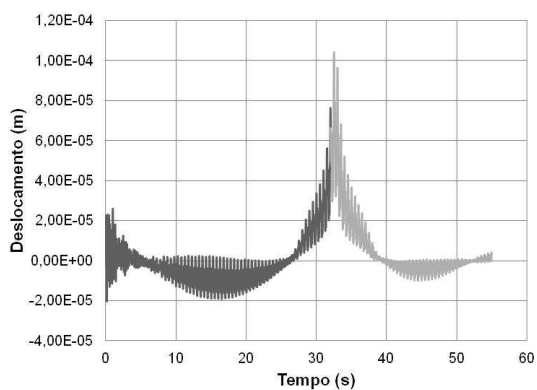


a) Deslocamento

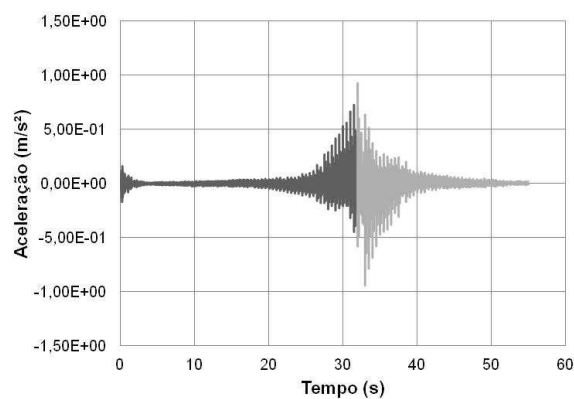


b) Aceleração

Figura 109 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

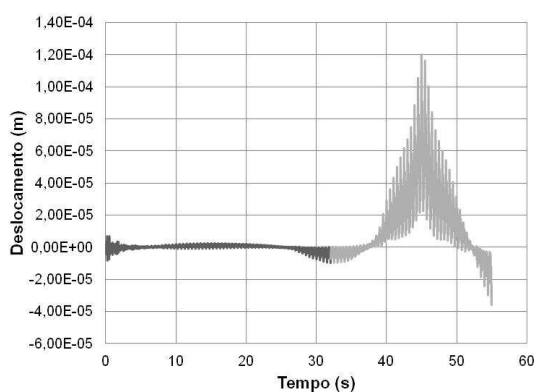


a) Deslocamento

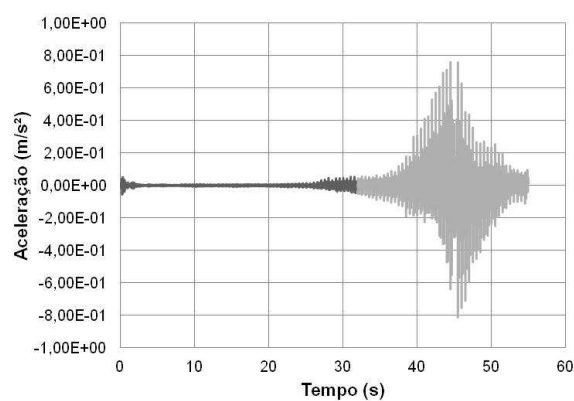


b) Aceleração

Figura 110 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

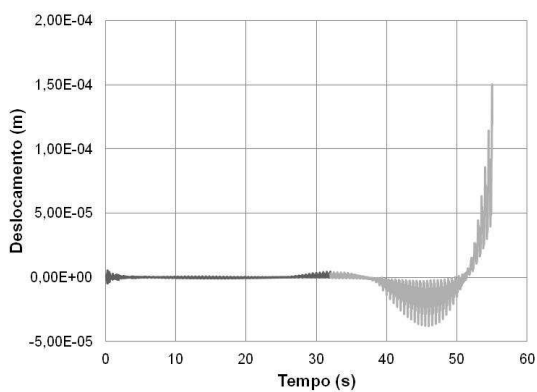


a) Deslocamento

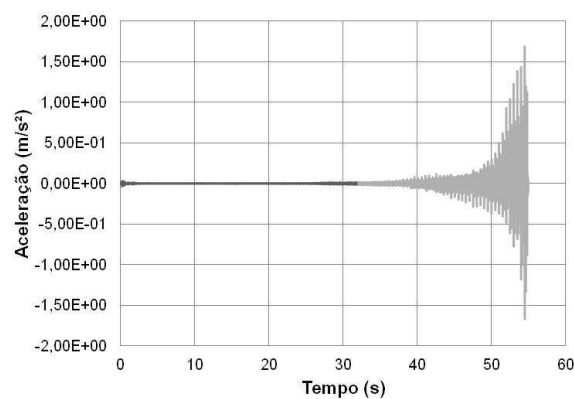


b) Aceleração

Figura 111 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 112 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (BACHMANN)

Nas Figuras 92 a 112, observou-se, para caminhada em ritmo normal, que no nó A o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a zero. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó A foram de $1,75 \times 10^{-4}$ m, $3,37 \times 10^{-4}$ m e $4,98 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela [20]. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó A foram de $1,50 \text{ m/s}^2$, $2,32 \text{ m/s}^2$ e $2,93 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por AISC [10].

No nó B1 o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a 15,83 s. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó B1 foram de $8,83 \times 10^{-5}$ m, $1,76 \times 10^{-4}$ m e $2,64 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela [20]. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó B1 foram de $0,18 \text{ m/s}^2$, $0,21 \text{ m/s}^2$ e $0,31 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por AISC [10] (uma pessoa) e pelo Varela [20] (duas e três pessoas).

No nó B o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a 15,83 s. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó B foram de $1,03 \times 10^{-4}$ m, $1,94 \times 10^{-4}$ m e $2,86 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela [20]. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó B foram de $0,58 \text{ m/s}^2$, $0,81 \text{ m/s}^2$ e $1,06 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por AISC [10].

No nó B2 o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a 15,83 s. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó B2 foram de $9,00 \times 10^{-5}$ m, $1,80 \times 10^{-4}$ m e $2,69 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó B2 foram de $0,18 \text{ m/s}^2$, $0,22 \text{ m/s}^2$ e $0,32 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por AISC [10] (uma pessoa) e pelo Varela [20] (duas e três pessoas).

No nó C o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a 32,50 s. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó C foram de $5,65 \times 10^{-5}$ m, $9,32 \times 10^{-5}$ m e $1,35 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela [20]. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó C foram de $0,58 \text{ m/s}^2$, $0,80 \text{ m/s}^2$ e $1,00 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por

AISC [10].

No nó D o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a 45,0 s. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó D foram de $5,58 \times 10^{-5}$ m, $1,01 \times 10^{-4}$ m e $1,48 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela [20]. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó D foram de $0,43 \text{ m/s}^2$, $0,67 \text{ m/s}^2$ e $0,89 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por AISC [10].

No nó E o deslocamento e a aceleração máxima ocorreram no tempo (t) igual a 55,0 s. Os valores máximos de deslocamento apresentados no nó E foram de $7,34 \times 10^{-5}$ m, $1,37 \times 10^{-4}$ m e $2,00 \times 10^{-4}$ m, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por Varela [20]. Os valores máximos de aceleração apresentados no nó E foram de $0,79 \text{ m/s}^2$, $1,36 \text{ m/s}^2$ e $1,86 \text{ m/s}^2$, para uma, duas e três pessoas caminhando pelo modelo de carregamento proposto por AISC [10] (uma pessoa) e pelo Varela [20] (duas e três pessoas).

Nos itens subsequentes, são apresentados os valores das acelerações dos modelos submetidos a cada um dos casos de carregamento descritos nos itens anteriores, obtidos através da análise harmônica do modelo numérico computacional. Vale ressaltar que, em todos os casos, os valores numéricos das acelerações apresentados nas tabelas adiante são de pico e relativos à direção do eixo vertical do modelo para uma, duas e três pessoas caminhando, em ritmo lento, normal e rápido, ao longo da passarela, para os quatros modelos de carregamentos (AISC [10]; Bachmann [17]; CEB [13]; Varela [20]).

7.4.2 Análise das acelerações de pico da estrutura

As Tabelas 31 a 39 apresentam os resultados das acelerações verticais de pico para a passarela, resultados estes obtidos via método elementos finitos, e estes são comparados com os valores limites propostos na literatura técnica (ISO 2631-2 [11]; Murray et al. [10]), para apenas uma pessoa caminhando. Ressalta-se, ainda, que no presente estudo foi considerado um coeficiente de amortecimento estrutural para o modelo igual a 1% ($\xi=0,01$). Considera-se, também, que o peso de uma pessoa é igual a 800N. Na presente investigação foi analisado o caso de carregamento correspondente à travessia de pedestres (uma, duas e três pessoas)

cruzando a estrutura de lado a lado.

No primeiro caso analisado, o modelo numérico-computacional foi submetido ao carregamento dinâmico proveniente da travessia de uma, duas e três pessoas atravessando a passarela, em ritmo lento. Desta forma, o carregamento dinâmico proveniente da caminhada do pedestre foi aplicado sobre o modelo, obedecendo à função de carregamento apresentada nas Equações 14 a 20 do Capítulo 2.

Tabela 31 – Acelerações de pico para caminhada lenta (m/s^2) - uma pessoa

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	1,49	0,23	0,65	0,23	0,52	0,45	0,80	0,49
BACHMANN	1,37	0,22	0,61	0,22	0,50	0,39	0,76	
CEB	1,38	0,21	0,60	0,21	0,46	0,41	0,70	
VARELA	1,15	0,22	0,57	0,22	0,67	0,54	0,94	

Tabela 32 – Acelerações de pico para caminhada lenta (m/s^2) - duas pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	2,31	0,30	0,91	0,30	0,76	0,70	1,32	0,49
BACHMANN	2,13	0,28	0,85	0,28	0,68	0,66	1,23	
CEB	2,13	0,28	0,83	0,28	0,67	0,63	1,17	
VARELA	1,88	0,27	0,87	0,27	0,83	0,85	1,67	

Tabela 33 – Acelerações de pico para caminhada lenta (m/s^2) - três pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	2,92	0,38	1,19	0,38	1,04	0,95	1,79	0,49
BACHMANN	2,69	0,36	1,12	0,36	0,93	0,91	1,68	
CEB	2,69	0,35	1,09	0,35	0,92	0,84	1,59	
VARELA	2,51	0,35	1,20	0,35	1,15	1,16	2,31	

No segundo caso analisado, o modelo numérico-computacional foi submetido ao carregamento dinâmico proveniente da travessia de uma, duas e três pessoas atravessando a passarela, em ritmo normal.

Tabela 34 – Acelerações de pico para caminhada normal - uma pessoa

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	1,50	0,18	0,58	0,18	0,58	0,43	0,79	0,49
BACHMANN	1,38	0,17	0,53	0,17	0,53	0,39	0,72	
CEB	1,38	0,17	0,55	0,17	0,55	0,40	0,74	
VARELA	1,00	0,16	0,44	0,16	0,38	0,33	0,78	

Tabela 35 – Acelerações de pico para caminhada normal - duas pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	2,32	0,21	0,81	0,21	0,80	0,67	1,35	0,49
BACHMANN	2,14	0,19	0,74	0,19	0,72	0,61	1,23	
CEB	2,14	0,20	0,76	0,19	0,75	0,63	1,27	
VARELA	1,87	0,21	0,57	0,22	0,58	0,55	1,36	

Tabela 36 – Acelerações de pico para caminhada normal - três pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	2,93	0,27	1,06	0,27	1,04	0,89	1,84	0,49
BACHMANN	2,71	0,25	0,97	0,25	0,94	0,81	1,68	
CEB	2,70	0,26	1,00	0,25	0,97	0,84	1,73	
VARELA	2,61	0,31	0,76	0,32	0,75	0,73	1,86	

No terceiro caso analisado, o modelo numérico-computacional foi submetido ao carregamento dinâmico proveniente da travessia de uma, duas e três pessoas atravessando a passarela, em ritmo rápido.

Tabela 37 – Acelerações de pico para caminhada rápida - uma pessoa

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	1,50	0,18	0,48	0,18	0,51	0,43	0,93	0,49
BACHMANN	1,39	0,18	0,46	0,18	0,50	0,44	1,03	
CEB	1,39	0,18	0,48	0,18	0,48	0,36	1,00	
VARELA	1,41	0,18	0,62	0,18	0,75	0,54	1,58	

Tabela 38 – Acelerações de pico para caminhada rápida - duas pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	2,33	0,19	0,78	0,19	0,82	0,66	1,53	0,49
BACHMANN	2,16	0,21	0,75	0,21	0,78	0,73	1,54	
CEB	2,15	0,21	0,79	0,21	0,75	0,60	1,57	
VARELA	2,10	0,24	0,80	0,24	1,06	0,86	2,45	

Tabela 39 – Acelerações de pico para caminhada rápida - três pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [10] $a_{lim} = 5\%g$
AISC	2,94	0,26	1,01	0,26	1,07	0,88	2,05	0,49
BACHMANN	2,73	0,25	0,99	0,25	1,02	1,02	2,07	
CEB	2,71	0,25	1,04	0,25	0,99	0,84	2,12	
VARELA	2,99	0,33	1,04	0,33	1,39	1,19	3,29	

No que diz respeito a uma análise quantitativa dos resultados obtidos ao longo desta dissertação, via métodos dos elementos finitos (análise numérica), foi verificado que o modelo de carregamento representativo da ação dinâmica do pedestre sobre a passarela que gerou os maiores valores para as aceleração máxima de pico foi o modelo proposto pelo AISC [10], para uma caminhada lenta e normal.

Considerando-se a caminhada lenta do pedestre, as acelerações de pico do modelo estrutural apresentaram valores da ordem de $1,49 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 1,49 \text{ m/s}^2$), para uma pessoa, $2,31 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 2,31 \text{ m/s}^2$), para duas pessoas e $2,92 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 2,92 \text{ m/s}^2$), para três pessoas. No que diz respeito à caminhada normal estes valores foram os seguintes: $1,50 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 1,50 \text{ m/s}^2$), para uma pessoa, $2,32 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 2,32 \text{ m/s}^2$), para duas pessoas e $2,93 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 2,93 \text{ m/s}^2$), para três pessoas.

No que diz respeito a caminhada rápida o modelo de carregamento que produziu os valores máximos de aceleração de pico foi o proposto por Varela [20], com valores máximos da ordem de $1,58 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 1,58 \text{ m/s}^2$), para uma pessoa, $2,45 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 2,45 \text{ m/s}^2$), para duas pessoas e $3,29 \text{ m/s}^2$ ($a_p = 3,29 \text{ m/s}^2$), para três pessoas.

Na definição da excitação dinâmica associada ao caminhar de pedestres,

verifica-se que a definição dos harmônicos apresenta grande relevância para a resposta dinâmica do modelo, especialmente quando as frequências destes harmônicos se encontram próximas de frequências naturais da estrutura. No que diz respeito aos valores das acelerações de pico da passarela, obtidas com base no emprego das análises de carregamentos implementados, não foram observadas diferenças significativas relevantes.

Os resultados aqui apresentados demonstram que os modelos propostos por Bachmann [17] com cinco harmônicos e pelo CEB [13] com três harmônicos não apresentaram diferenças significativas com referência aos valores das acelerações de pico, neste caso só os três primeiros harmônicos importam. Por outro lado, os modelos de carregamento proposto por Varela [20] e pelo AISC [10], composto por quatro harmônicos, nos quais as frequências de excitação dinâmica humana estão mais próximas das frequências naturais da passarela em estudo, apontam para as diferenças nos valores de pico das acelerações. Percebe-se que para a caminhada lenta os valores de pico nos vãos da passarela são maiores do que os obtidos pela caminhada normal e lenta, respectivamente, ressaltando que quanto mais próximos as frequências de excitação humana estão das frequências naturais da passarela, maiores são os valores de aceleração de pico, pois o terceiro harmônico para caminhada lenta (5,10 Hz) é o que mais se aproxima da frequência da passarela (5,39 Hz obtido via modelo numérico).

Foi observado que o fator que influenciou os valores inferiores para o carregamento do Varela [20], foi a diferença do ângulo de fase em relação aos outros autores, conforme podemos observar no item 2.6, pois quando os picos de carregamento dos outros autores estão em seus valores máximos, coincidindo com as seções em estudos, o valor do Varela [20] se encontra abaixo dos 800 N (peso de uma pessoa), permanecendo com durações maiores do que os dos outros autores. A formulação de Varela e Battista [20] apresenta uma defasagem de 0,1 T em relação às demais formulações apresentadas para que a função inicie com o valor do peso da pessoa (P), sem amplificação, o que poderia causar perturbações numéricas na solução do problema dinâmico. Os ângulos de fase utilizados na formulação de Varela e Battista [20], causaram problemas numéricos nos resultados encontrados para respostas da estrutura quando se utilizam quatro harmônicos na função do caminhar, assim sendo, os autores relatam que estão estudando uma mudança nestes parâmetros e uma adequação na formulação para contornar o

problema.

De acordo com os resultados numéricos apresentados na Tabela 31 a 39, verifica-se que, diante dos casos de carregamento considerados neste estudo, conforme ilustrado nas Figuras 92 a 112, a passarela investigada viola os critérios de conforto humano ($a_p > a_{lim}$) (ISO 2631-2 [11]; Murray et al [10]) quando uma ou mais pessoas caminham sobre a laje de concreto da passarela, exceção feita a alguns casos particulares em que simula-se o caminhar de uma pessoa a partir dos modelos de carregamento (caminhada lenta, normal e rápida), quando medidos no centro da laje de concreto (nó A, B, C, D e E) e em todos os casos quando medidos sobre os perfis tubulares longitudinais da passarela (nó B1 e B2).

Os resultados aqui analisados reforçam a absoluta importância da consideração da ação dinâmica humana sobre passarelas de pedestres em aço e mistas (aço-concreto); e, bem como, apontam para a relevância de estudos mais detalhados acerca da modelagem desta ação dinâmica proveniente dos pedestres.

7.4.3 Avaliação das Acelerações rms

Além das acelerações de pico, foi utilizada outra forma de se avaliar os resultados obtidos neste estudo, que é através dos valores rms (root mean square), raiz quadrada do erro quadrático médio, das acelerações verticais. O AISC [10] faz os cálculos das acelerações pelo método simplificado, não devendo ser aplicado, pois o mesmo considera o valor da aceleração de pico, sendo assim o limite para a aceleração neste caso é dado por 60 vezes a curva base da International Standard Organization ISO 2631/2 [11], conforme recomendação da ISO/DIS 10137 [31], segundo Bachmann [17].

As Tabelas 40 a 48 mostram os valores das acelerações rms obtidas de acordo com a aplicação dos modelos de carregamento e comparados com as recomendações de projeto ISO 2631/2 [11].

Com referência aos valores das acelerações rms encontrados ao longo das análises, Tabelas 40 a 48, pode-se concluir que os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento, são sempre menores, mesmo quando simulado a caminhada de três pessoas com valores de $0,199 \text{ m/s}^2$ (2,03% g), que o valor limite de $0,308 \text{ m/s}^2$ (3,14% g) proposto pela norma [11].

Tabela 40 – Acelerações verticais rms para caminhada lenta (m/s²) - uma pessoa

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0269	0,0135	0,0191	0,0135	0,0140	0,0123	0,0162	0,308
BACHMANN	0,0263	0,0151	0,0201	0,0151	0,0137	0,0121	0,0160	
CEB	0,0256	0,0132	0,0186	0,0132	0,0136	0,0120	0,0158	
VARELA	0,0325	0,0163	0,0238	0,0163	0,0206	0,0180	0,0260	

Tabela 41 – Acelerações verticais rms para caminhada lenta (m/s²) - duas pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0473	0,0261	0,0342	0,0261	0,0226	0,0201	0,0263	0,308
BACHMANN	0,0465	0,0294	0,0366	0,0294	0,0220	0,0199	0,0259	
CEB	0,0450	0,0253	0,0332	0,0254	0,0220	0,0194	0,0256	
VARELA	0,0598	0,0311	0,0430	0,0311	0,0360	0,0318	0,0466	

Tabela 42 – Acelerações verticais rms para caminhada lenta (m/s²) - três pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0670	0,0388	0,0494	0,0388	0,0314	0,0276	0,0358	0,308
BACHMANN	0,0661	0,0438	0,0532	0,0438	0,0305	0,0274	0,0353	
CEB	0,0639	0,0377	0,0481	0,0377	0,0305	0,0267	0,0348	
VARELA	0,0867	0,0459	0,0623	0,0459	0,0516	0,0454	0,0666	

Tabela 43 – Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s²) - uma pessoa

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0304	0,0116	0,0194	0,0116	0,0157	0,0149	0,0192	0,308
BACHMANN	0,0294	0,0120	0,0194	0,0120	0,0154	0,0157	0,0191	
CEB	0,0290	0,0110	0,0188	0,0110	0,0153	0,0146	0,0189	
VARELA	0,0403	0,0154	0,0244	0,0154	0,0208	0,0190	0,0369	

Tabela 44 – Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s²) - duas pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0531	0,0217	0,0335	0,0217	0,0252	0,0245	0,0313	0,308
BACHMANN	0,0513	0,0226	0,0336	0,0226	0,0248	0,0265	0,0313	
CEB	0,0504	0,0204	0,0322	0,0204	0,0245	0,0239	0,0307	
VARELA	0,0752	0,0289	0,0436	0,0290	0,0366	0,0336	0,0681	

Tabela 45 – Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s²) - três pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0750	0,0320	0,0477	0,0320	0,0348	0,0338	0,0427	0,308
BACHMANN	0,0726	0,0334	0,0480	0,0334	0,0342	0,0370	0,0428	
CEB	0,0711	0,0300	0,0457	0,0300	0,0338	0,0330	0,0419	
VARELA	0,1096	0,0425	0,0627	0,0425	0,0523	0,0481	0,0986	

Tabela 46 – Acelerações verticais rms para caminhada rápida (m/s²) - uma pessoa

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0362	0,0123	0,0221	0,0123	0,0213	0,0175	0,0241	0,308
BACHMANN	0,0368	0,0114	0,0212	0,0114	0,0222	0,0361	0,0293	
CEB	0,0345	0,0110	0,0211	0,0110	0,0208	0,0169	0,0237	
VARELA	0,0416	0,0162	0,0288	0,0163	0,0298	0,0324	0,0424	

Tabela 47 – Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s²) - duas pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0630	0,0225	0,0374	0,0225	0,0346	0,0284	0,0389	0,308
BACHMANN	0,0647	0,0207	0,0358	0,0207	0,0370	0,0683	0,0509	
CEB	0,0597	0,0198	0,0353	0,0199	0,0339	0,0275	0,0381	
VARELA	0,0761	0,0300	0,0500	0,0301	0,0516	0,0596	0,0760	

Tabela 48 – Acelerações verticais rms para caminhada normal (m/s²) - três pessoas

CARREG. \ NÓ	A	B1	B	B2	C	D	E	Limite de Norma [11] ISO 2631/2
AISC	0,0889	0,0330	0,0530	0,0330	0,0481	0,0390	0,0530	0,308
BACHMANN	0,0920	0,0302	0,0506	0,0303	0,0519	0,1004	0,0720	
CEB	0,0840	0,0289	0,0498	0,0290	0,0471	0,0377	0,0519	
VARELA	0,1099	0,0439	0,0712	0,0440	0,0733	0,0865	0,1091	

A análise dos resultados associados as acelerações *rms* reforça a relevância da definição espacial e temporal da função de carregamento dinâmico. Os valores obtidos nas análises numéricas mostram que ao se considerar as acelerações *rms*, os modelos de carregamento não geram valores de aceleração com diferenças tão marcantes entre si, ou seja, os valores de aceleração obtidos possuem a mesma ordem de grandeza, praticamente em todas as situações.

Percebe-se, claramente, que as acelerações *rms* geradas na passarela pela ação dinâmica dos pedestres, com base no emprego dos modelos de carregamento, não excede os limites de norma (ISO 2631/2 [11]), considerando-se toda a extensão do sinal, ao longo do tempo, associado a travessia completa da passarela. De outra forma, é preciso ter cautela quando da avaliação destes resultados, pois como o modelo estrutural investigado possui um comprimento longo ($L = 82,5\text{m}$), os valores das acelerações *rms* são muito pequenos quando comparados com os valores de pico encontrados e com os valores limites de norma (ISO 2631/2 [11]).

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Introdução

O objetivo desta dissertação foi o de modelar e estudar o comportamento dinâmico de passarelas tubulares em aço e mistas (aço-concreto), submetidas ao caminhar de pedestres. Para tal foram estudados, implementados e comparados quatro modelos de carregamento dinâmico representativos do caminhar humano (Bachmann [17]; AISC [10]; CEB [13] e Varela [20]). Estes modelos de carregamento foram representados de forma realista, a partir de uma variação temporal e espacial da ação dinâmica.

Um modelo numérico-computacional, desenvolvido via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional ANSYS [6], sendo calibrado com base nos resultados experimentais obtidos por Zuñiga [7], objetivando dar respaldo à análise dinâmica da estrutura.

O comportamento dinâmico da passarela tubular investigada foi analisado mediante a simulação do caminhar de um, dois e três pedestres sobre a estrutura, em caminhadas com ritmo lento, normal e rápida. A resposta dinâmica da passarela foi apresentada em termos dos valores das acelerações de pico e rms (root mean square). Estes valores foram analisados e comparados com os limites propostos por normas e recomendações de projeto, objetivando uma análise de conforto humano.

8.2 Conclusões

São apresentadas a seguir, as conclusões obtidas ao longo deste trabalho de pesquisa, onde foi realizado um extenso estudo numérico. Os resultados deste estudo foram calibrados com resultados experimentais e, em seguida, utilizados para uma investigação acerca do comportamento dinâmico de uma passarela tubular mista (aço-concreto) existente na cidade do Rio de Janeiro, quando submetida a ação dinâmica dos pedestres. Ao longo do trabalho foram apresentadas várias conclusões e, estas são aqui apresentadas, de forma itemizada, em que cada item representa um aspecto ou parâmetro utilizado para análise do comportamento dinâmico da estrutura em estudo.

a) Modelagem numérico-computacional

O modelo numérico-computacional da passarela tubular analisada (Modelo II) foi calibrado a partir de medições experimentais (Zuñiga [7]), no que diz respeito aos valores das frequências naturais e, bem como, das acelerações de pico da estrutura investigada. Deve-se ressaltar que o modelo numérico desenvolvido apresentou resultados coerentes e confiáveis.

Com base no desenvolvimento dos quatro modelos numérico-computacionais (Modelos I, II, III, IV), representativos da passarela tubular em estudo, pode-se ressaltar que a modelagem ou não da cobertura da passarela não resultou em diferenças significativas, no que diz respeito aos valores das frequências naturais do modelo.

A modelagem do efeito da interação solo-estrutura, considerando-se as fundações em estacas metálicas, tornou a estrutura mais flexível, gerando valores de frequências naturais inferiores quando comparados aqueles obtidos com o emprego dos modelos computacionais em que o efeito da interação solo-estrutura não é considerado.

b) Modelagem das ações dinâmicas

Os modelos de carregamento representativos das ações dinâmicas impostas pelo caminhar dos pedestres sobre a passarela, foram estudados e implementados, objetivando simular de forma mais realista as componentes geradas pelo caminhar humano. Estes modelos foram aplicados sobre a passarela gerando resultados satisfatórios quando comparados com os valores experimentais (Zuñiga [7]).

Concluiu-se que a natureza do modelo de carregamento adotado, bem como suas componentes harmônicas, é de vital importância para a simulação numérica da caminhada humana sobre passarelas, especialmente no que diz respeito aos valores das acelerações de pico.

Deve-se destacar que o valor do amortecimento deve ser corretamente estabelecido, pois esta grandeza é relevante para uma correta definição da resposta dinâmica do modelo estrutural, no que diz respeito ao caminhar dos pedestres (caminhada lenta, normal e rápida).

c) Frequências naturais e modos de vibração

Os resultados da investigação revelaram que a passarela em estudo possui as primeiras frequências naturais correspondentes aos modos de vibração com preponderância das componentes modais associadas as direções longitudinal e lateral da estrutura. Após o que, os efeitos de flexão vertical e de torção são devidamente verificados.

Destaca-se que a partir dos resultados quantitativos os modelos I e II, se mostraram muito parecidos, com valores de frequências principais, respectivamente, de 1,62 Hz para 1,61 Hz (primeira frequência de vibração longitudinal), 2,13 Hz para 2,14 Hz (primeira frequência de vibração transversal) e 5,41 Hz para 5,39 Hz (primeira frequência de vibração vertical). O mesmo acontece com os modelos III e IV, com valores de frequências principais, respectivamente, de 0,71 Hz para 0,70 Hz (primeira frequência de vibração longitudinal), 1,09 Hz para 1,08 Hz (primeira frequência de vibração transversal) e 4,17 Hz para 4,16 Hz (primeira frequência de vibração vertical).

d) Acelerações de pico

Foi verificado que os valores das acelerações de pico sofreram variação, de acordo com o modelo de carregamento empregado. Contudo, foi observado que quanto maior a intensidade do carregamento (duas e três pessoas), considerando-se o mesmo ângulo de fase, maiores serão os valores das aceleração de pico.

Destaca-se que a partir dos resultados quantitativos dos deslocamento e das acelerações do modelo, que os valores máximos acontecem quando o pedestre se encontra caminhando sobre a seção estudada. Os resultados mais significativos para a estrutura foram obtidos pelo nó A com valores de deslocamento e aceleração da ordem de $1,75 \times 10^{-4}$ m e $1,50$ m/s², respectivamente, para a caminhada de uma pessoa em ritmo normal, de $3,37 \times 10^{-4}$ m e $2,32$ m/s², para a caminhada de duas pessoas em ritmo normal e de $4,98 \times 10^{-4}$ m e $2,93$ m/s², para a caminhada de três pessoas em ritmo normal.

De acordo com os resultados numéricos apresentados, diante dos casos de carregamento considerados neste estudo, a passarela investigada viola os critérios de conforto humano ($a_p > a_{lim}$) (ISO 2631-2 [11]; Murray et al [10]) quando uma ou

mais pessoas caminham sobre a laje de concreto da passarela em quase todas as situações de carregamento simuladas.

e) Acelerações de pico x rms

Com base nos resultados obtidos ao longo da análise, no que tange aos valores das acelerações *rms* e das acelerações de pico, ficou evidente que, para a passarela em questão, os valores das acelerações *rms* apresentados são bem inferiores aos valores de pico das acelerações. Deste modo, cabe ressaltar a importância da obtenção das acelerações de pico deste tipo de estrutura, no que diz respeito a uma análise de conforto humano.

8.3 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Analisar mais detalhadamente as vibrações do modelo estrutural investigado, no que diz respeito às direções transversal e longitudinal;
- b) Desenvolver um modelo “massa-mola-amortecedor” para simular o pedestre, objetivando a consideração do efeito da interação pedestre-estrutura;
- c) Investigar o comportamento dinâmico da estrutura quando submetida a multidões e pessoas correndo, algo que acontece regularmente na passarela investigada, pelo fato de que a mesma encontra-se próximo a um estádio de futebol;
- d) Considerar as ações dinâmicas do vento e dos veículos, trafegando abaixo da passarela, combinadas com o caminhar dos pedestres;
- e) Verificar a fadiga da estrutura;
- f) Analisar o efeito do neoprene, travando o seu deslocamento.

REFERÊNCIAS

- [1] BBC NEWS. Scores hurt as US bridge collapses. Publicado em 21 de Maio de 2000, Disponível em: <http://news.bbc.co.uk/1/hi/world/americas/757611.stm>, Acesso em: 20 de Novembro de 2011.
- [2] NEWLAND, D.E. Vibration of the London Millennium Footbridge: Cause and Cure. In: International Journal of Acoustics and Vibration, 8-1, p. 9-14, 2003.
- [3] SEILER, C.; OCCHIUZZI, A.; SPIZZUOCO, M.; SERINO, G. Dynamic stress analysis due to moving loads on footbridges. In: CONVEGNO NAZIONALE DELL'ASSOCIAZIONE ITALIANA PER L'ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI, 32., 2003, Salerno, Italy. Proceedings Salerno, Italy, 2003.
- [4] NAKAMURA, S. I.; FUJINO, Y. Transversal horizontal vibration on a pedestrian cablestayed bridge. Structural Engineering International, v. 12, n. 4, p. 295-300, 2002.
- [5] Caetano, E., Cunha, A., Magalhaes, F. e Moutinho, C. Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part1: Assessment of dynamic behavior, p.1069-1081, Elsevier 2010.
- [6] ANSYS. Swanson Analysis Systems, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, Version 10.0, Basic analysis procedures, Second edition, 2009.
- [7] Zúñiga, J. E. V. Análise da resposta dinâmica experimental de uma passarela tubular mista, aço-concreto, submetida ao caminhar humano, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2011.
- [8] Muszynska, A., 2005, "Rotordynamics", Nevada: Taylor & Francis Group.

- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [10] Murray, T.M., Allen, D.E., Ungar, E.E. Floor vibrations due to human activity, Steel Design Guide Series, American Institute of Steel Construction, AISC, Chicago, USA, 2003.
- [11] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 2631/2: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz). Switzerland, 1989.
- [12] SWISS NATIONAL STANDARDS. SIA 160: Effects of loads on structures, 1989.
- [13] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP: Bulletin d'information, n. 209, England, London, aug. 1993.
- [14] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO: Guide specifications for design of pedestrian bridges. USA, aug. 1997.
- [15] Pimentel, R.L., Pavic, A., Waldron, P. Evaluation of design requirements for footbridges excited by vertical forces from walking. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 28(5), 769-776, 2001.
- [16] European Committee for Standardization. Eurocode 5: Design of timber structures, Part 2, Bridges, London, UK, 2004.
- [17] Bachmann, H. e Ammann, W. Vibrations in structures induced by man and machines, Structural Engineering Document 3e, International Association for Bridges and Structural Engineering, 1987.

- [18] Figueiredo, F.P. Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2005.
- [19] NAKAMURA, S. I. Transversal horizontal vibration on a pedestrian cable-stayed bridge. *Journal of Structural Engineering International*, IABSE, v. 12, nº. 4, p. 295-300, 2002.
- [20] Varela, W.D. Modelo teórico-experimental para análises de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.
- [21] Ohlsson, S.V. Floor vibration and human discomfort, PhD Thesis, Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Gotemborg, Sweden, 1982.
- [22] TENGEL, Técnica de Engenharia Ltda, Relatório de Sondagem, 1997.
- [23] Aoki, N. e Cintra, J.C.A. Fundações por estacas, projeto geométrico. Oficina de textos, 1ªed., 2010.
- [24] WINKLER, E. "Die Lehre von Elastizität und Festigkeit" (On Elasticity and Fixity), Dominicus, Prague, 1867.
- [25] TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique*, London, v. 4, nº 4, December, 1955, p. 297-326.
- [26] POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons Inc., New York, 1980.
- [27] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; *Dynamics of Structures*; McGraw-Hill, 634p, 1993.

- [28] CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.
- [29] CRAIG JR., R. R. Structural Dynamics. John Wiley & Sons, 527 p, 1981.
- [30] Lima, N.L. de A. Efeito da modelagem do carregamento, do impacto do calcanhar humano e do amortecimento estrutural na resposta dinâmica de passarelas mistas, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [31] ISO/DIS 10137 Bases for Design of Structures - Serviceability of Buildings against Vibrations. International Standard Organization, Geneva, Switzerland, 1991.
- [32] PFEIL, Walter. Pontes em Concreto Armado, vol 1 e 2. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos, 1983.

ANEXO A – CÁLCULO DO APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE

Este anexo tem por objetivo, apresentar os cálculos e considerações relevantes sobre a rigidez dos aparelhos de neoprene para a estrutura, e sua influência na frequência final da estrutura. Na Tabela A.1 é apresentado os cálculos do neoprene utilizado no modelo para a realização do presente estudo, já na Tabela A.2 e no Gráfico A.1 são apresentados os estudos referente a influência da rigidez do neoprene na frequência.

Tabela A.1 – Cálculo do neoprene (Pfeil [32])

1) DADOS DE ENTRADA

- Carga Vertical (F_v) =	15612	kgf
- Esforço Longitudinal		
Frenagem =	265	kgf
Longa Duração =	265	kgf
- Esforço Transversal =	265	kgf
- Rotação da viga =	0,012	rad

a) Dimensões de cálculo do neoprene

b =	25	cm
a =	30	cm
h_n =	1,2	cm
n =	2	
$\sigma_{c \text{ mín}}$ =	30	kgf/cm ²
A_n =	750	cm ²

b) Compressão Simples

$$\sigma = N / A_n = 20,82 \text{ kgf/cm}^2 < 150 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{ok !!!}$$

Fator de forma de uma lâmina de Neoprene

$$a.b / 2 (a.b) h_n = 5,7$$

$$\zeta_c = 5,5 \text{ kgf/cm}^2 < 3 G_n \quad \text{ok !!!}$$

$$G_n \text{ (Módulo de Cisalhamento)} \approx 10 \text{ kgf/cm}^2 = 1 \text{ MPa}$$

c) Esforços Transversais

$$\zeta_{ld} = 0,3533 \text{ kgf/cm}^2 < 0,5G_n \quad \text{ok !!!}$$

$$\zeta_{ld} + 0,5 \zeta_{din} = 0,5 \text{ kgf/cm}^2 < 0,7G_n \quad \text{ok !!!}$$

d) Rotação Imposta

$$\zeta_{\alpha} = 13,021 < 1,5G_n \quad \text{ok !!!}$$

e) Solicitações Combinadas

$$\zeta_c + \zeta_{ld} + 0,5 \zeta_{din} + \zeta_{\alpha} = 19,0 \text{ kgf/cm}^2 < 50 \quad \text{ok !!!}$$

f) Flambagem

$$b / \sum h_n = 10,417 \geq 5 \quad \text{ok !!!}$$

g) Segurança contra deslizamento

$$\mu = 0,12 + (2 / \sigma_{c \min}) = 0,18667$$

$$H < \mu \cdot \sigma_{c \min} \cdot a \cdot b$$

$$0,37 < 4,20 \quad \text{ok !!!}$$

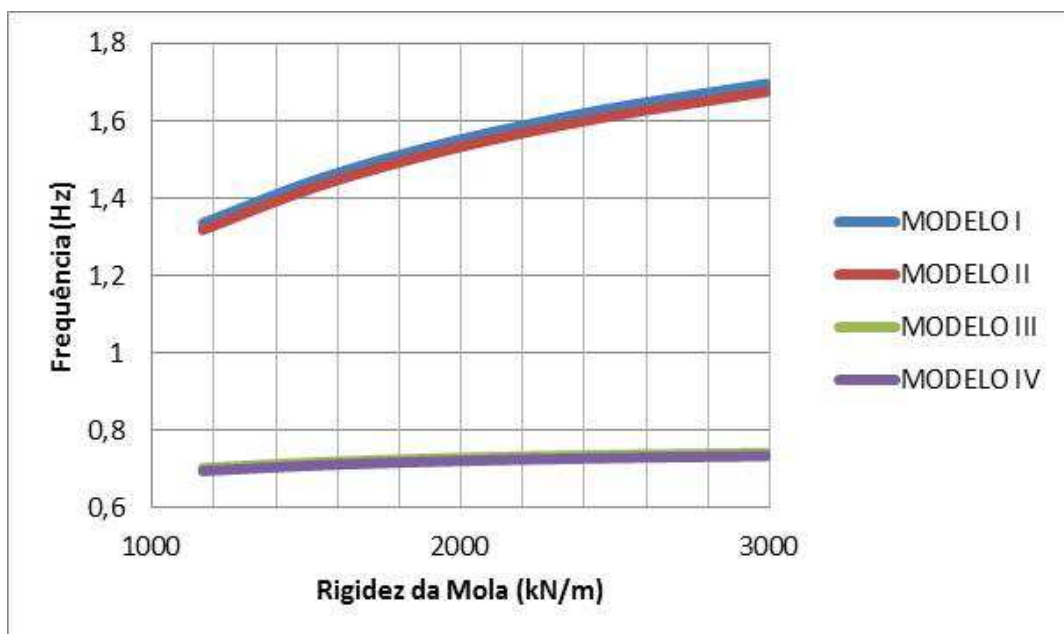
h) Cálculo da Rigidez do Neoprene (mola)

$$k_h = A_n \cdot G_n / h_t = 3125 \text{ kgf/cm} = 3125000 \text{ N/m}$$

Tabela A.2 – Influência da rigidez do neoprene na frequência

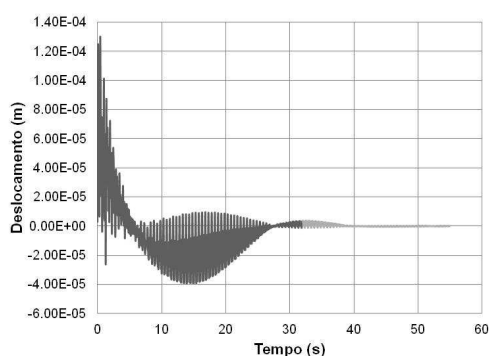
NEOPRENE (cm)		K mola (kN/m)	1ª FREQUÊNCIA DO MODELO (Hz)			
CAMADA PROTERORA	PLACA		I	II	III	IV
15x20	14,4x19,4	1164,000	1,3360	1,3192	0,7036	0,6959
17,5x22,5	16,9x21,9	1542,125	1,4512	1,4331	0,7185	0,7107
20x25	19,4x24,4	1972,333	1,5476	1,5285	0,7290	0,7211
22,5x27,5	21,9x26,9	2454,625	1,6284	1,6085	0,7367	0,7288
25x30	24,4x29,4	2989,000	1,6962	1,6757	0,7425	0,7345

Gráfico A.1 – Rigidez versus frequência

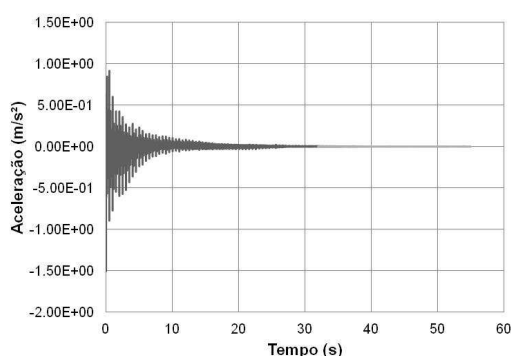


ANEXO B – GRÁFICOS DE DESLOCAMENTO E ACELERAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Este anexo tem por objetivo, apresentar as figuras que ilustram a resposta dinâmica da passarela para caminhada normal, no que diz respeito ao modelo de carregamento dinâmicos investigado por AISC [10], CEB [13] e Varela [20], em função da resposta no tempo dos deslocamentos translacionais verticais e acelerações.

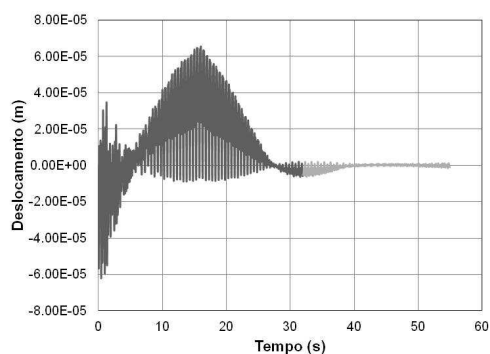


a) Deslocamento

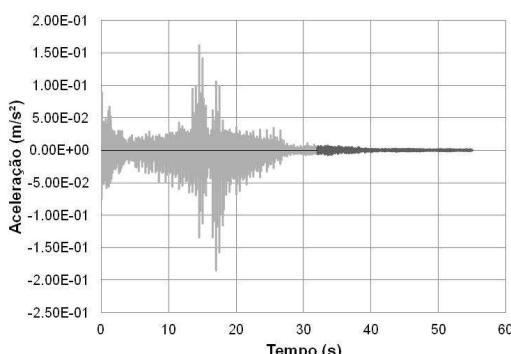


b) Aceleração

Figura B1 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

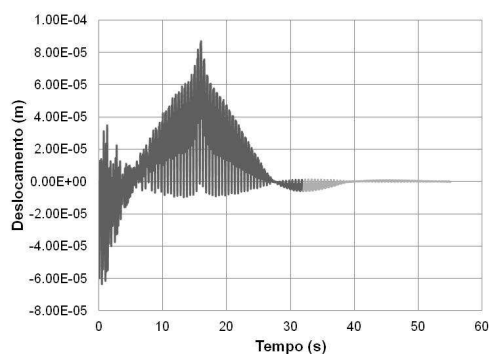


a) Deslocamento

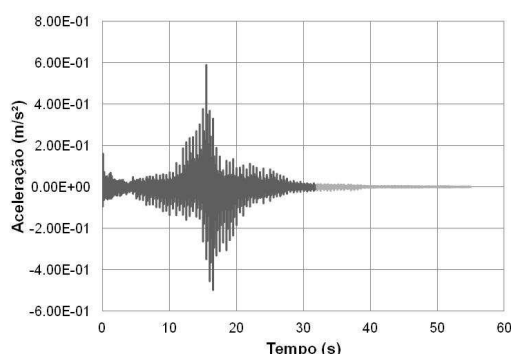


b) Aceleração

Figura B2 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

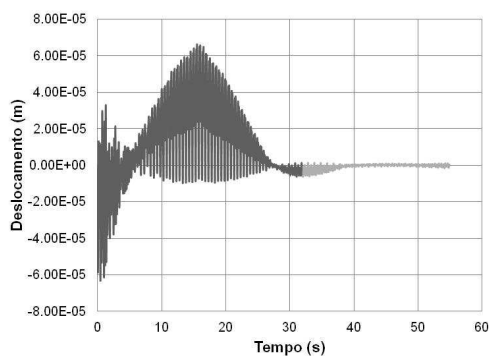


a) Deslocamento

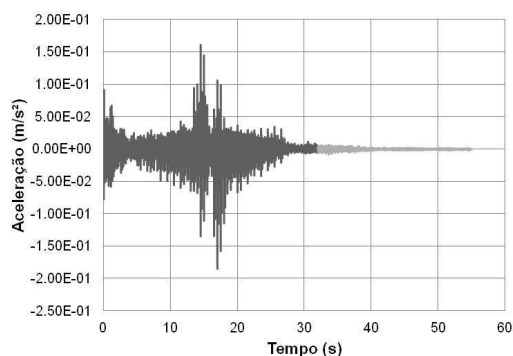


b) Aceleração

Figura B3 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

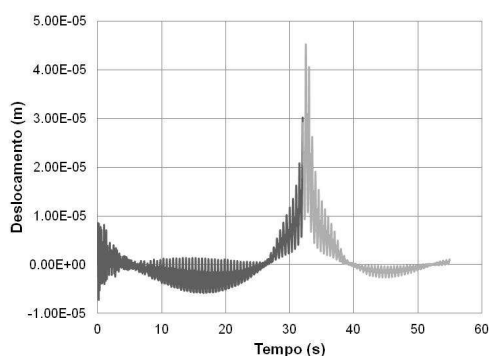


a) Deslocamento

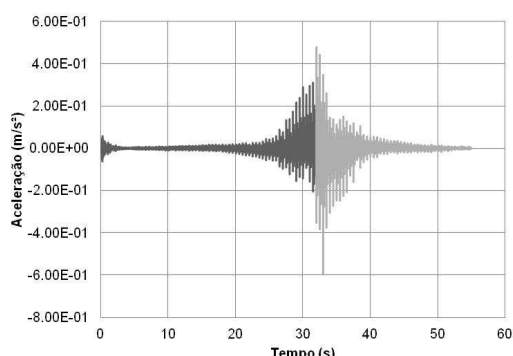


b) Aceleração

Figura B4 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

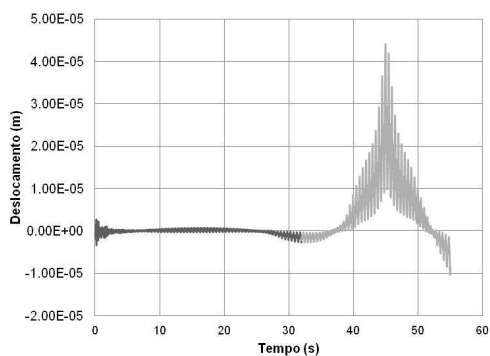


a) Deslocamento

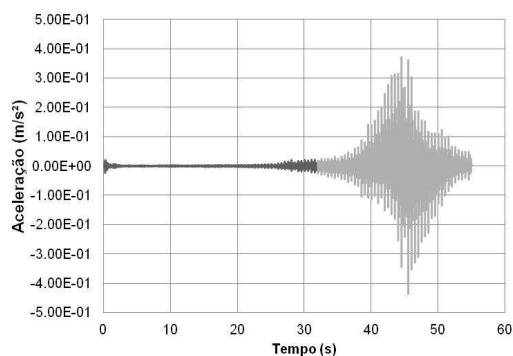


b) Aceleração

Figura B5 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

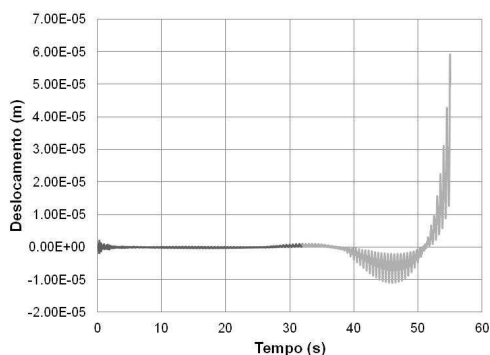


c) Deslocamento

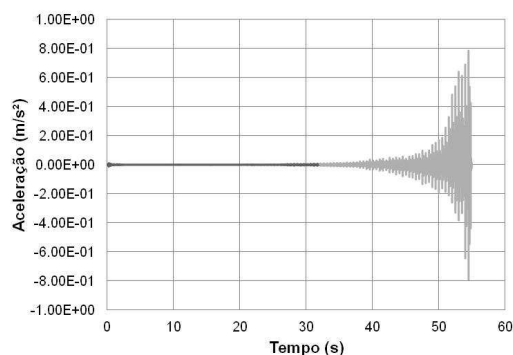


d) Aceleração

Figura B6 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

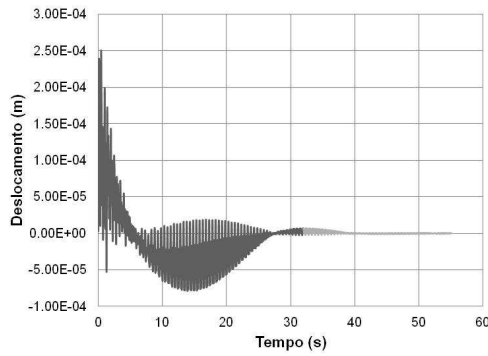


a) Deslocamento

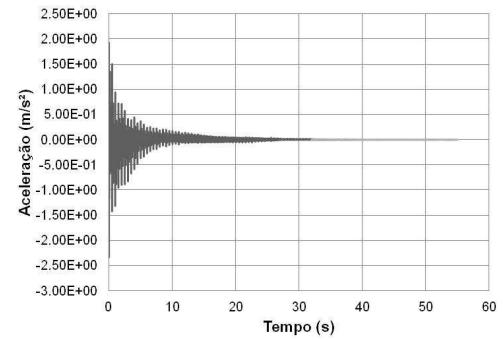


b) Aceleração

Figura B7 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (AISC)

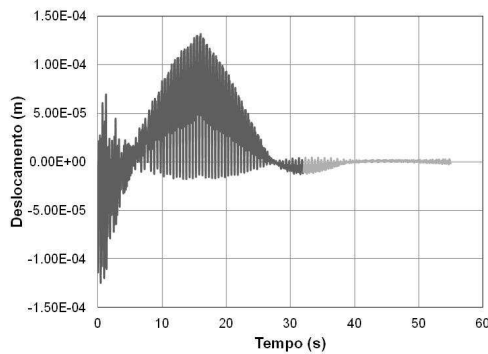


a) Deslocamento

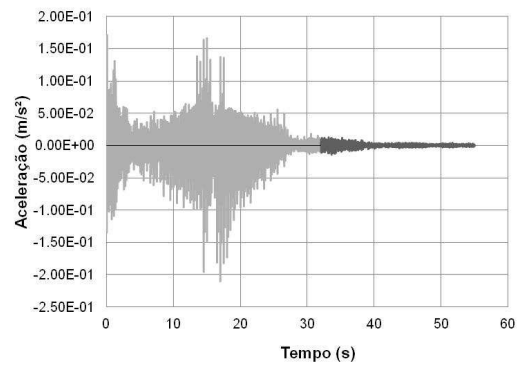


b) Aceleração

Figura B8 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

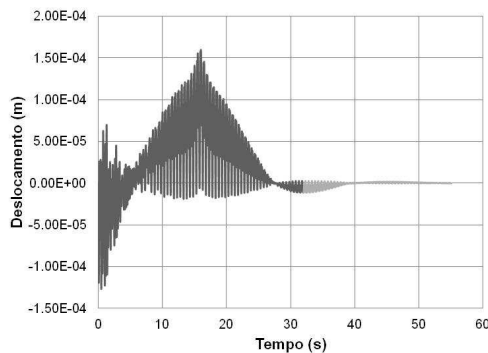


a) Deslocamento

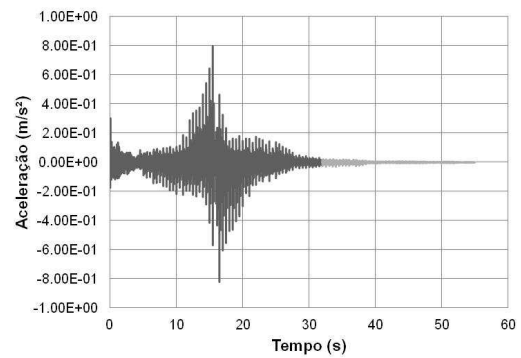


b) Aceleração

Figura B9 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

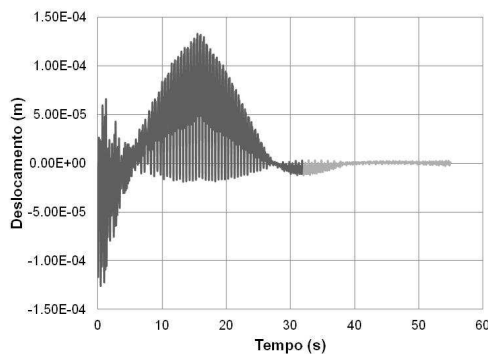


a) Deslocamento

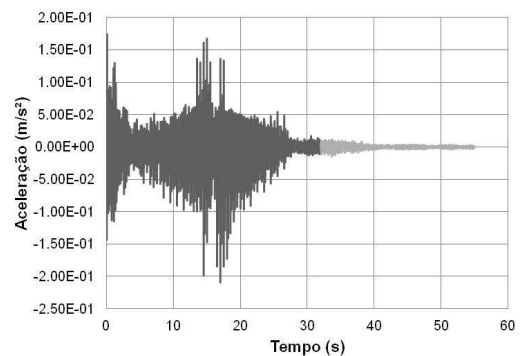


b) Aceleração

Figura B10 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

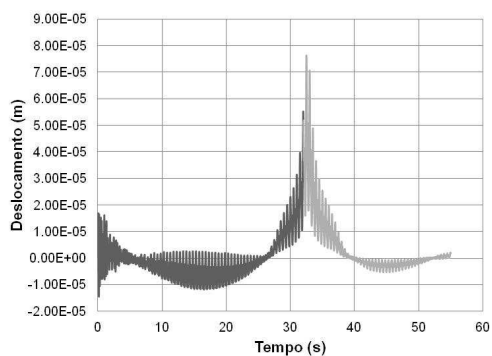


a) Deslocamento

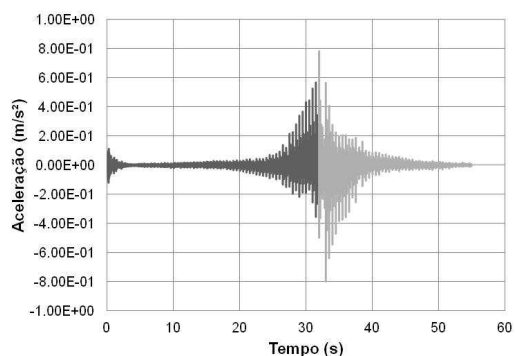


b) Aceleração

Figura B11 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

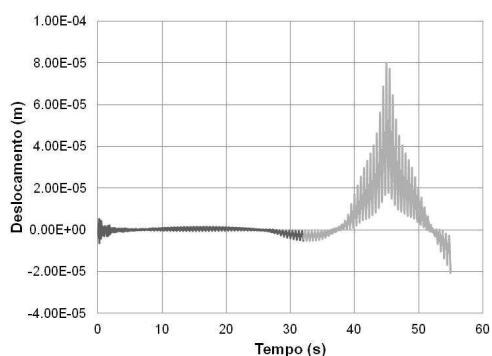


a) Deslocamento

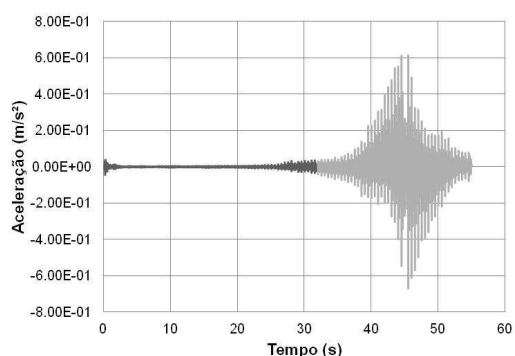


b) Aceleração

Figura B12 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

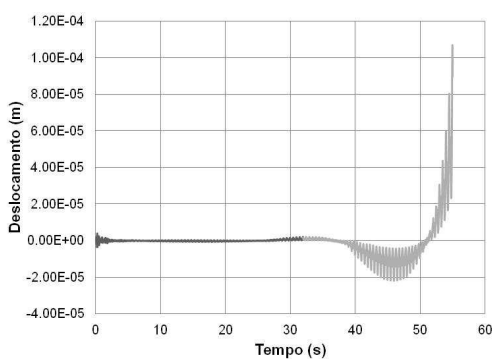


a) Deslocamento

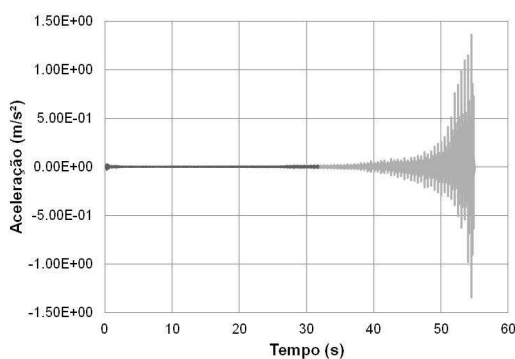


b) Aceleração

Figura B13 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

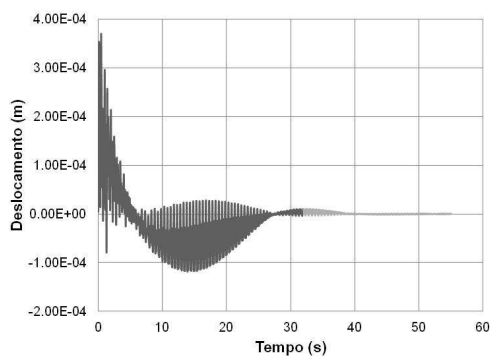


a) Deslocamento

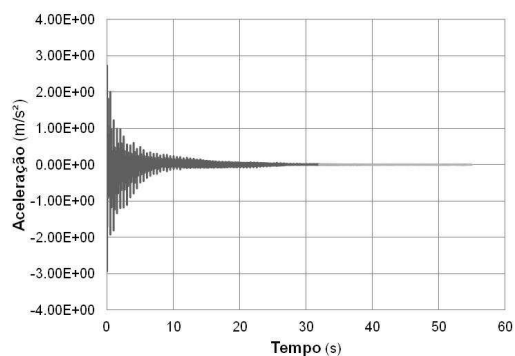


b) Aceleração

Figura B14 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (AISC)

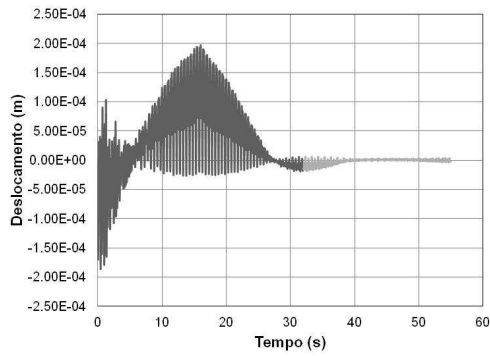


a) Deslocamento

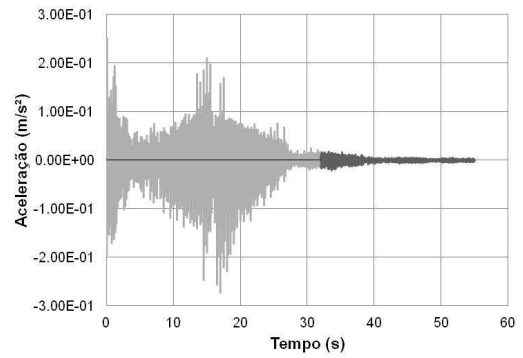


b) Aceleração

Figura B15 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

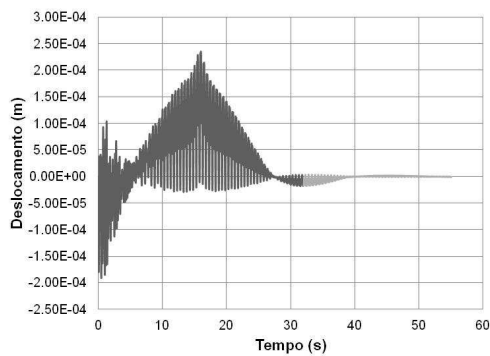


a) Deslocamento

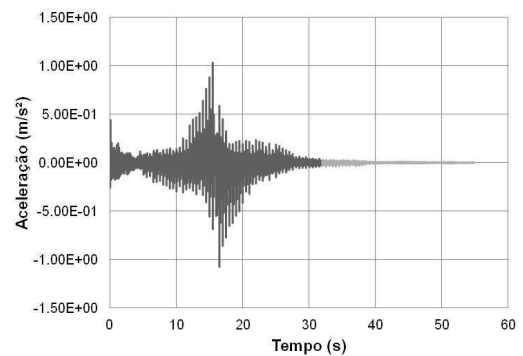


b) Aceleração

Figura B16 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

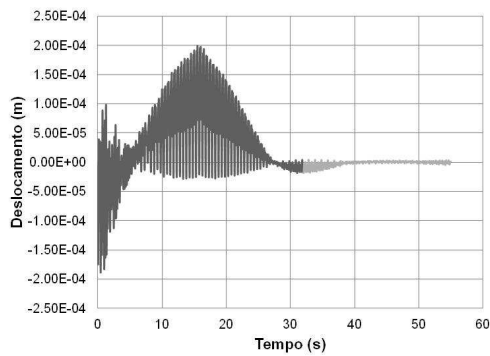


a) Deslocamento

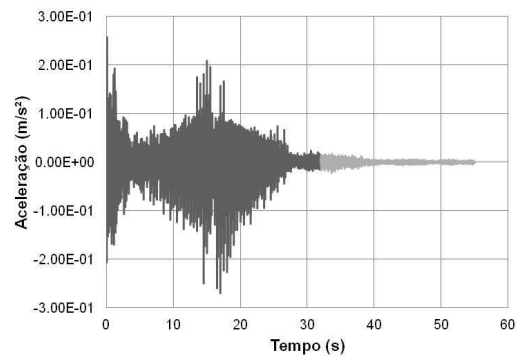


b) Aceleração

Figura B17 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

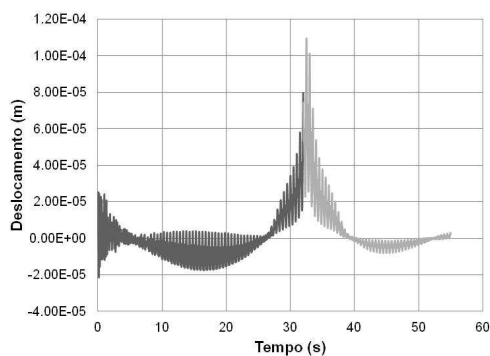


a) Deslocamento

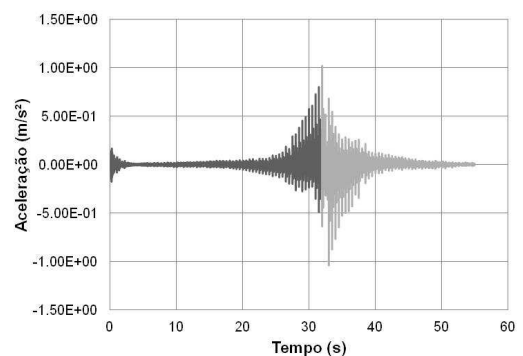


b) Aceleração

Figura B18 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

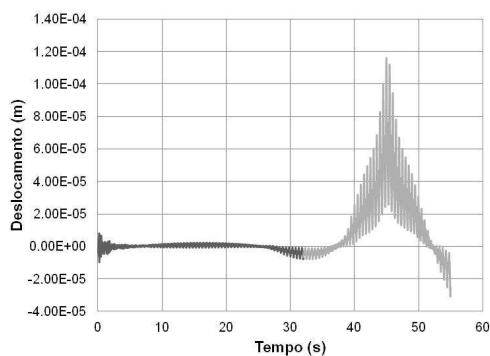


a) Deslocamento

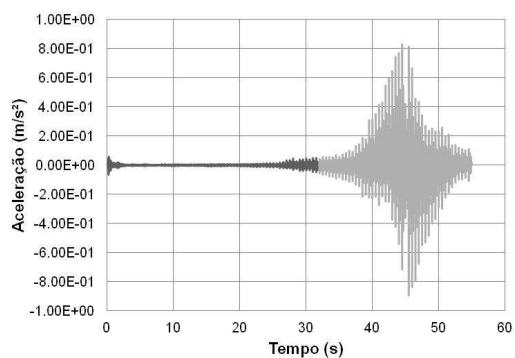


b) Aceleração

Figura B19 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

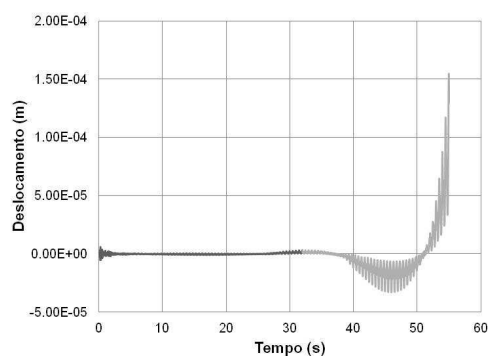


a) Deslocamento

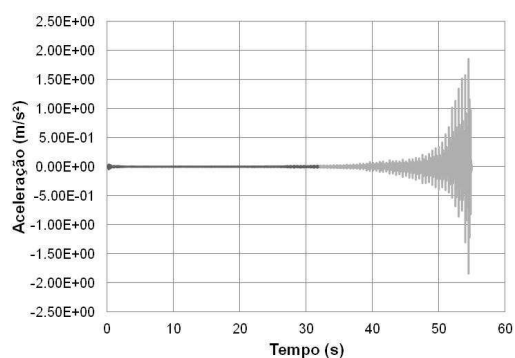


b) Aceleração

Figura B20 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

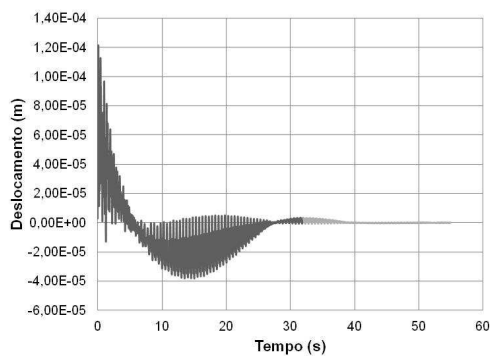


a) Deslocamento

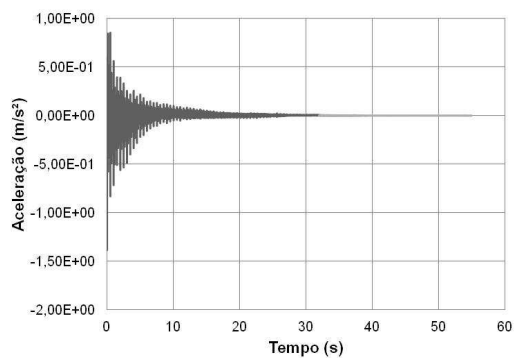


b) Aceleração

Figura B21 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (AISC)

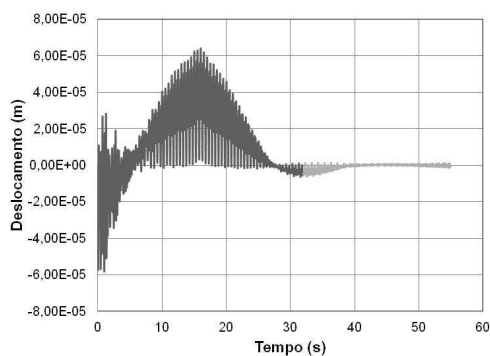


a) Deslocamento

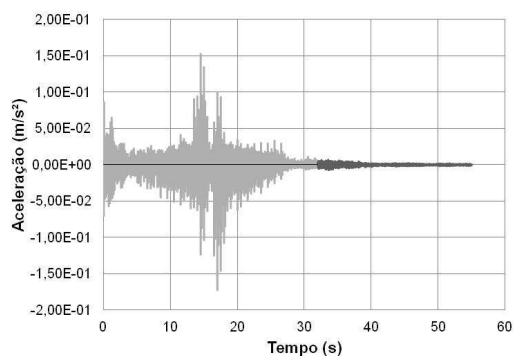


b) Aceleração

Figura B22 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

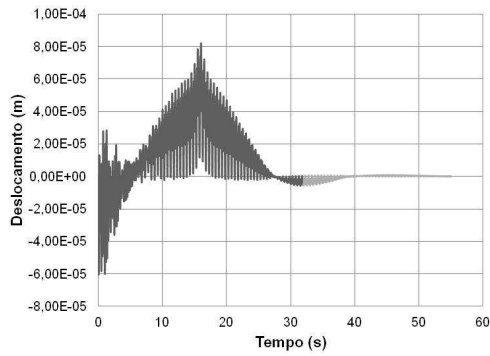


a) Deslocamento

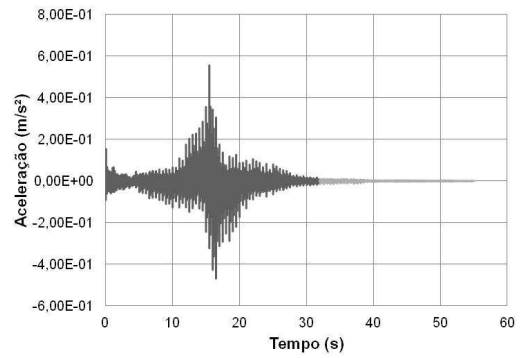


b) Aceleração

Figura B23 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

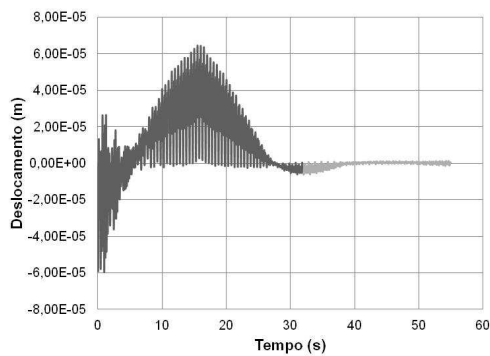


a) Deslocamento

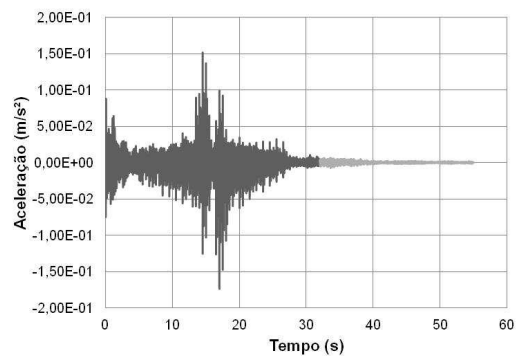


b) Aceleração

Figura B24 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

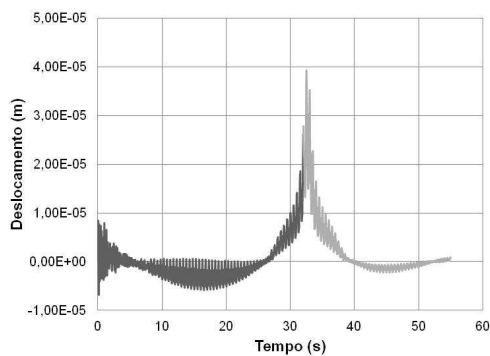


a) Deslocamento

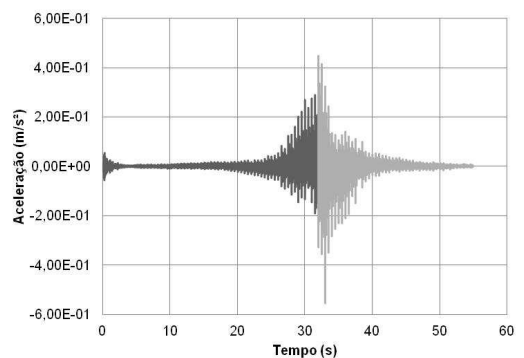


b) Aceleração

Figura B25 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

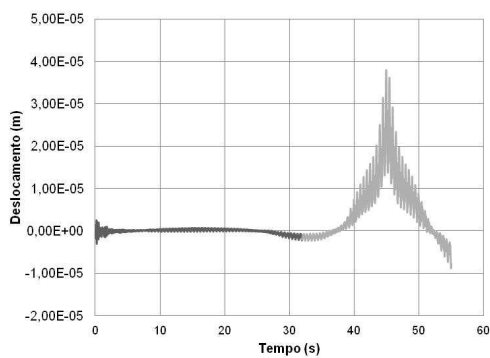


a) Deslocamento

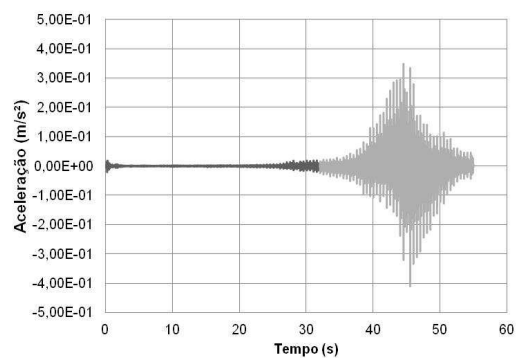


b) Aceleração

Figura B26 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

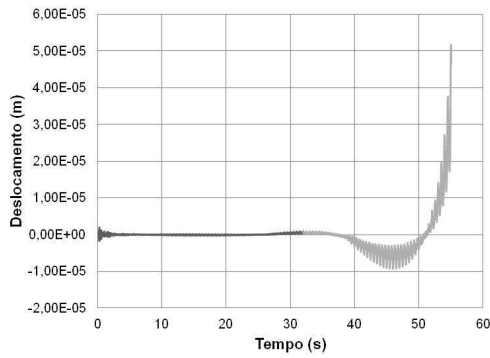


a) Deslocamento

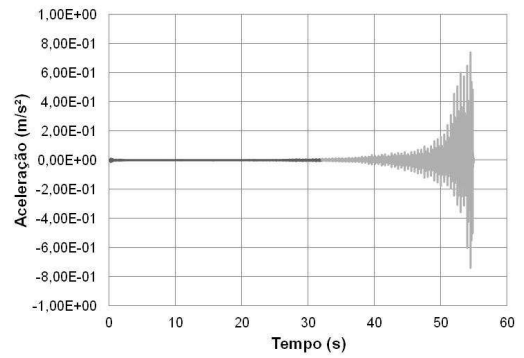


b) Aceleração

Figura B27 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

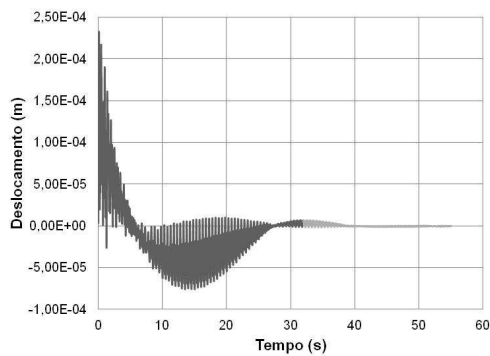


a) Deslocamento

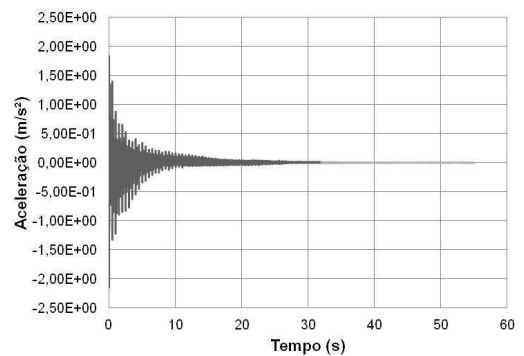


b) Aceleração

Figura B28 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (CEB)

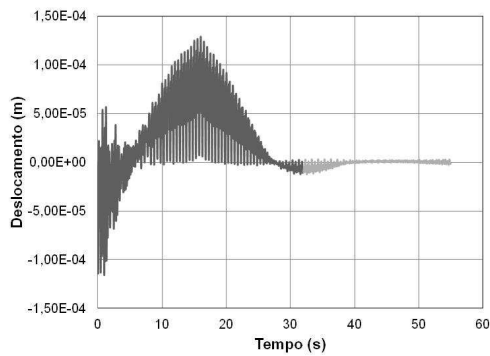


a) Deslocamento

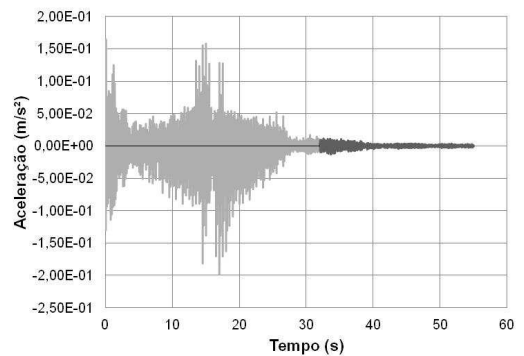


b) Aceleração

Figura B29 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

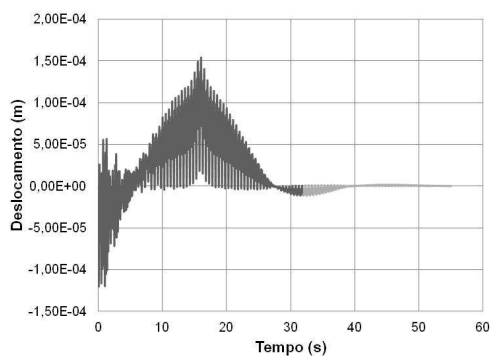


a) Deslocamento

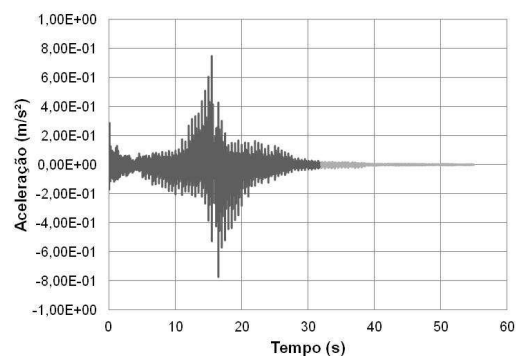


b) Aceleração

Figura B30 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

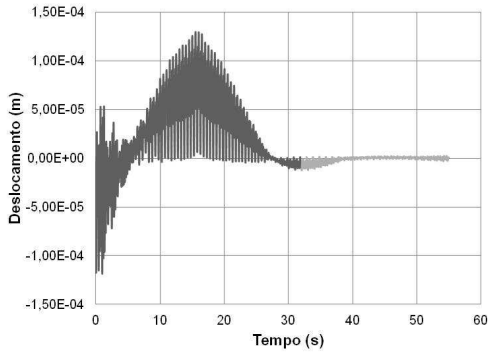


a) Deslocamento

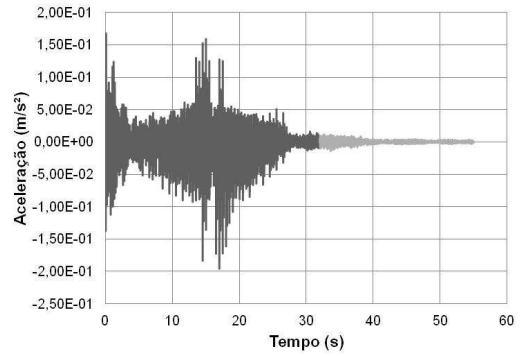


b) Aceleração

Figura B31 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

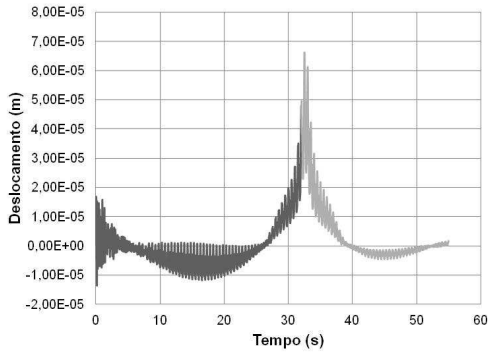


a) Deslocamento

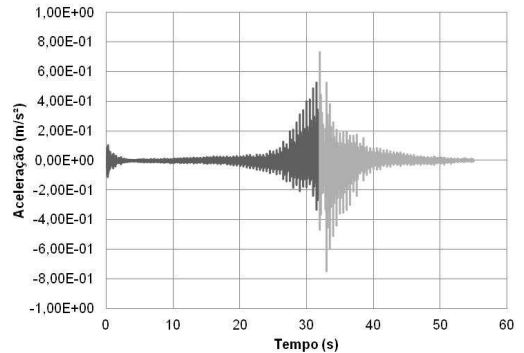


b) Aceleração

Figura B32 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

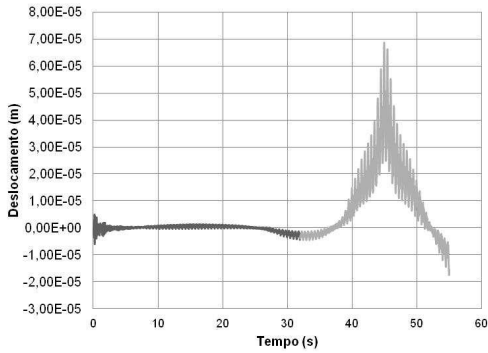


a) Deslocamento

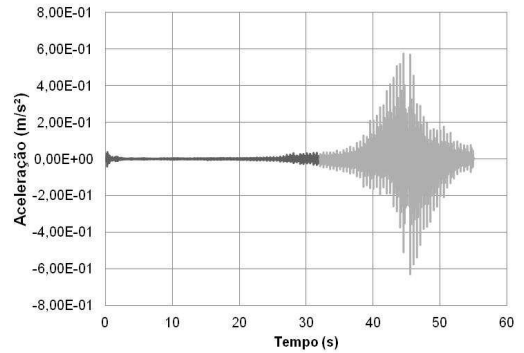


b) Aceleração

Figura B33 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

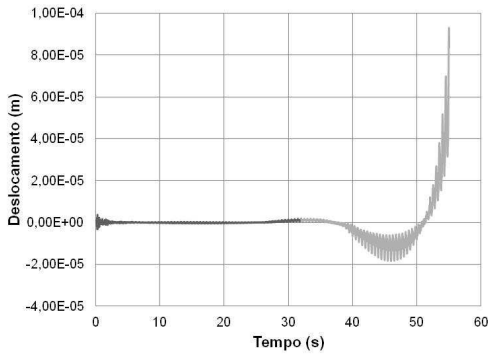


a) Deslocamento

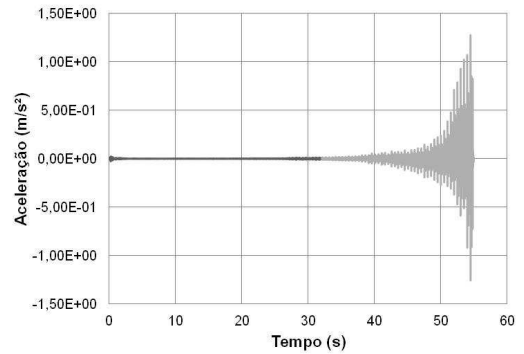


b) Aceleração

Figura B34 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

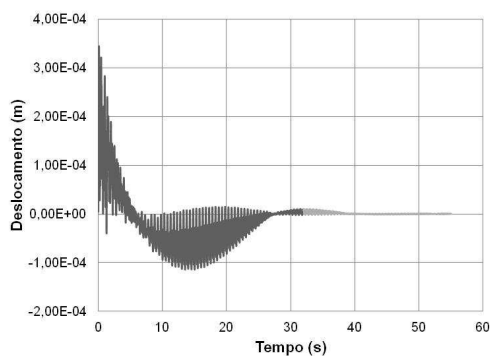


a) Deslocamento

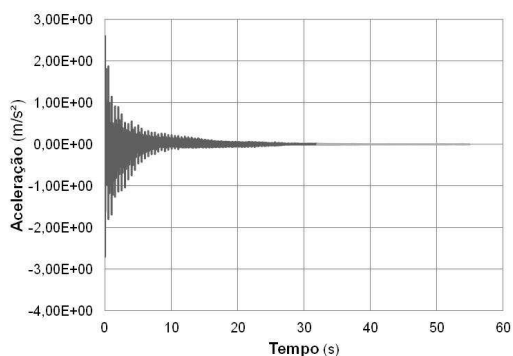


b) Aceleração

Figura B35 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (CEB)

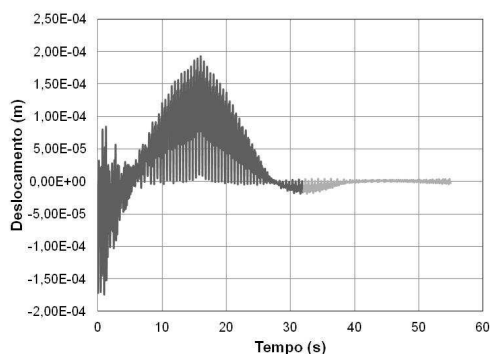


a) Deslocamento

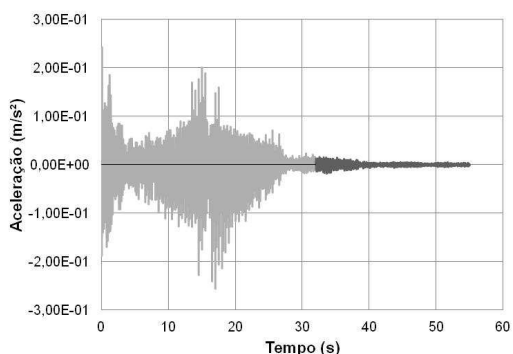


b) Aceleração

Figura B36 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

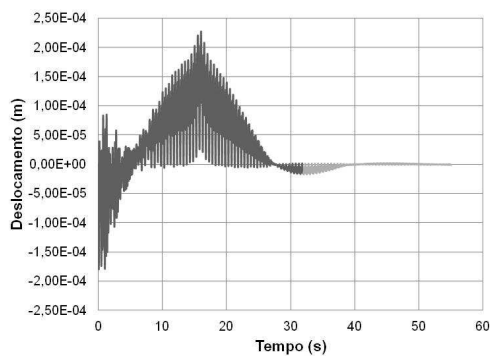


a) Deslocamento

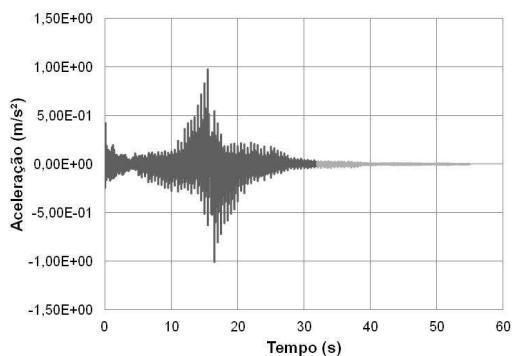


b) Aceleração

Figura B37 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

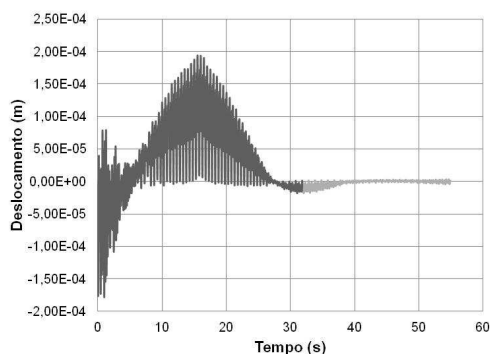


a) Deslocamento

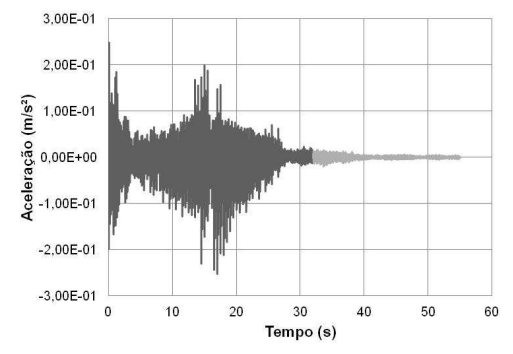


b) Aceleração

Figura B38 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

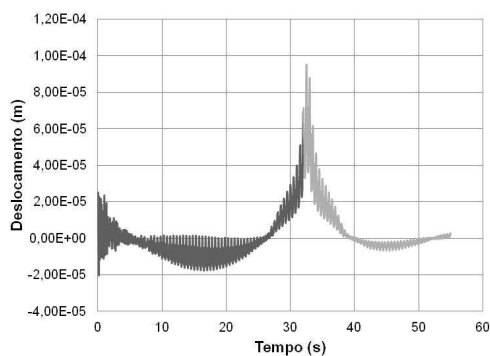


a) Deslocamento

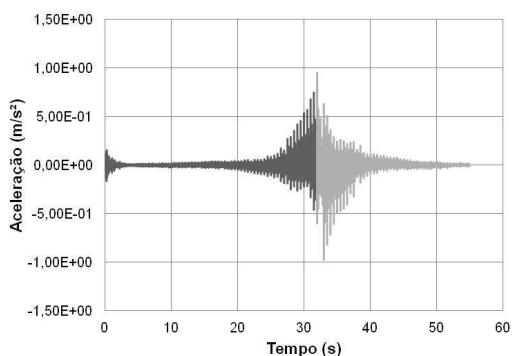


b) Aceleração

Figura B39 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

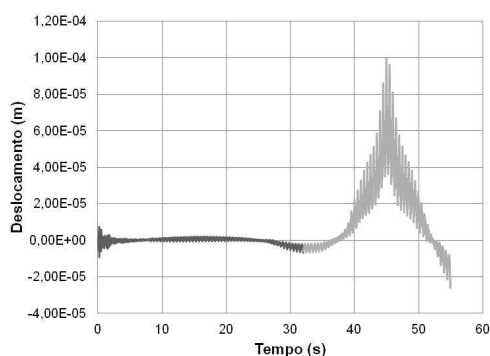


a) Deslocamento

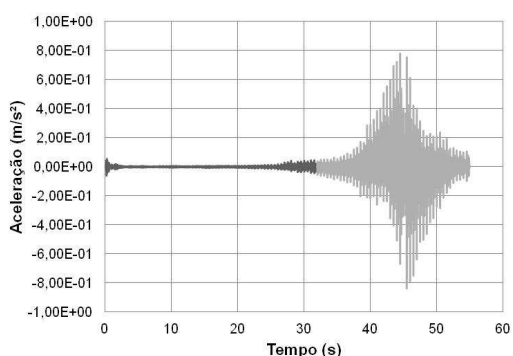


b) Aceleração

Figura B40 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

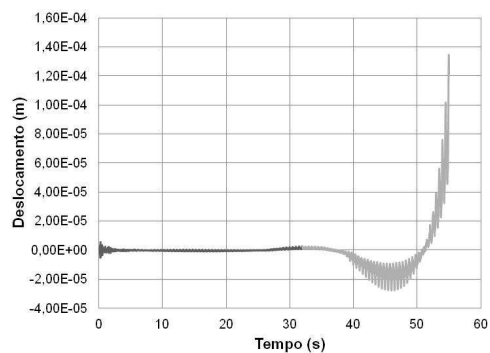


a) Deslocamento

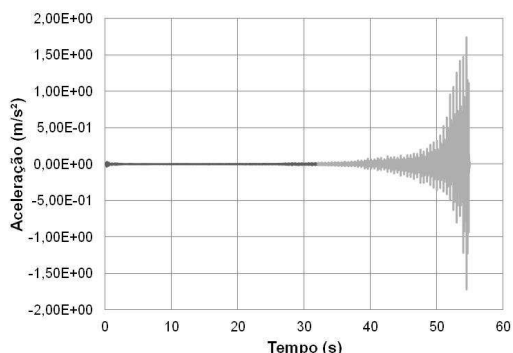


b) Aceleração

Figura B41 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

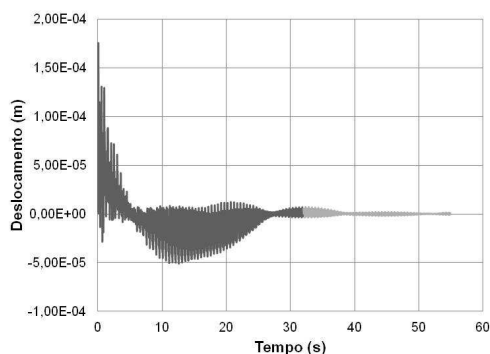


a) Deslocamento

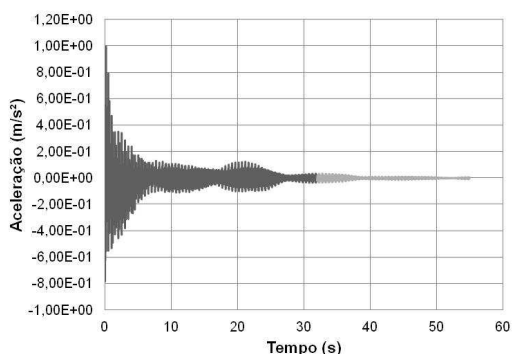


b) Aceleração

Figura B42 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (CEB)

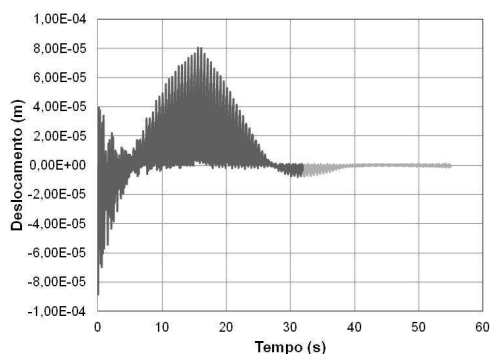


a) Deslocamento

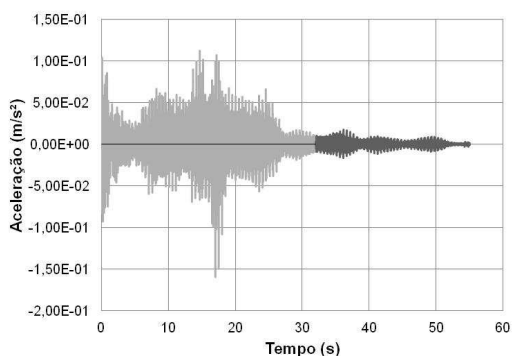


b) Aceleração

Figura B43 – Nó A – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

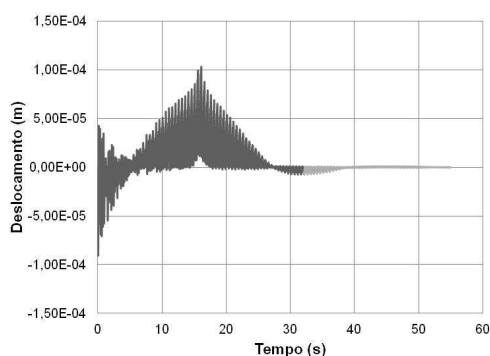


a) Deslocamento

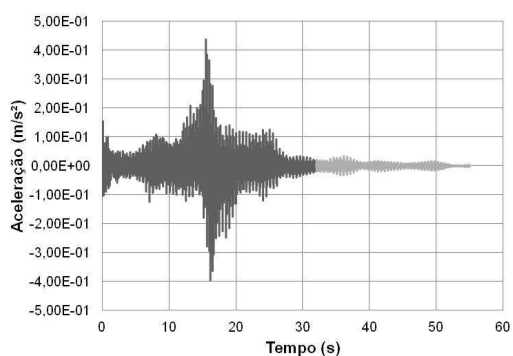


b) Aceleração

Figura B44 – Nó B1 – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

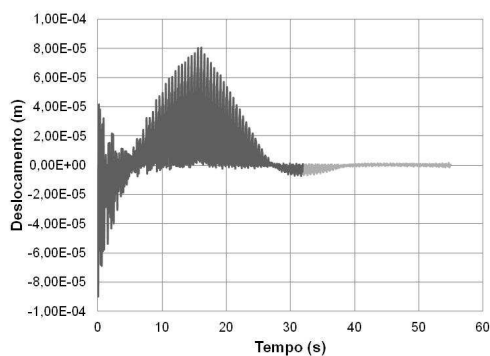


a) Deslocamento

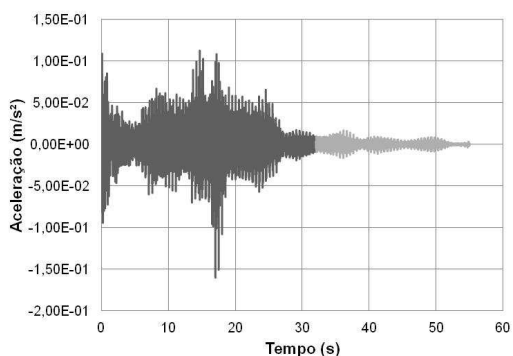


b) Aceleração

Figura B45 – Nó B – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

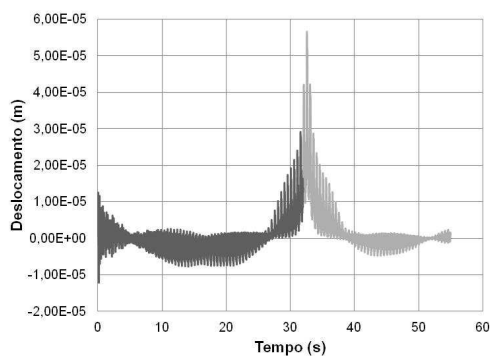


a) Deslocamento

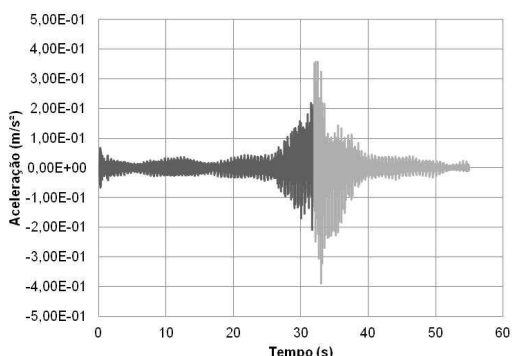


b) Aceleração

Figura B46 – Nó B2 – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

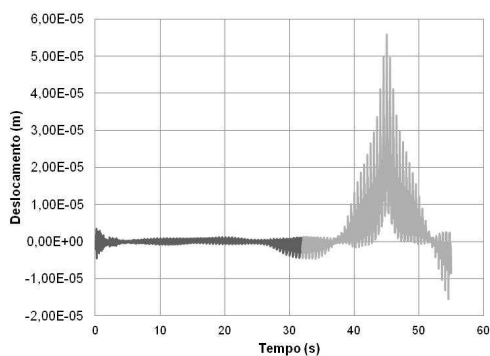


a) Deslocamento

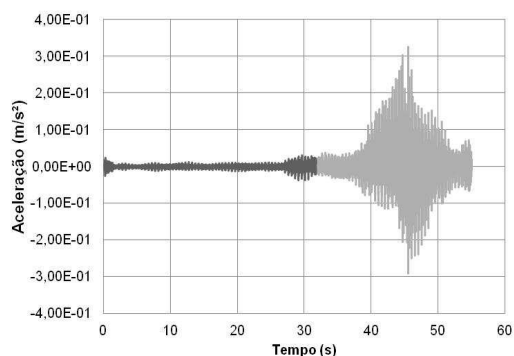


b) Aceleração

Figura B47 – Nó C – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

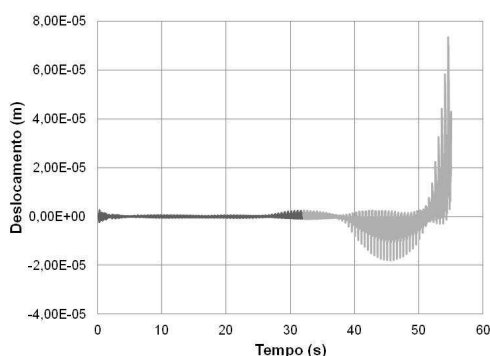


a) Deslocamento

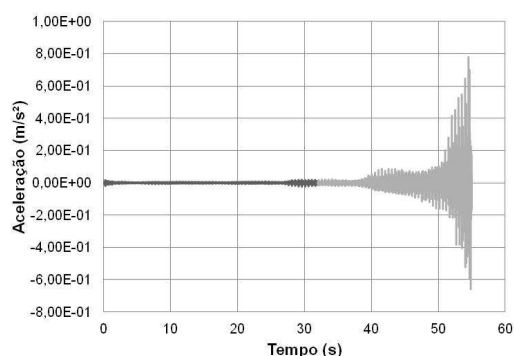


b) Aceleração

Figura B48 – Nó D – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

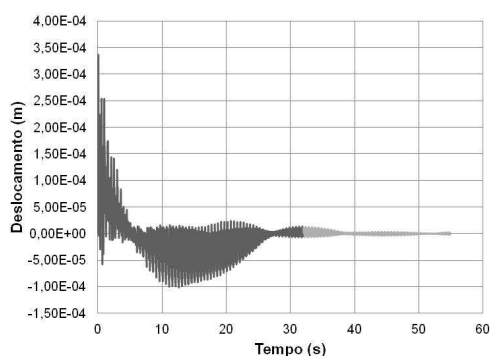


a) Deslocamento

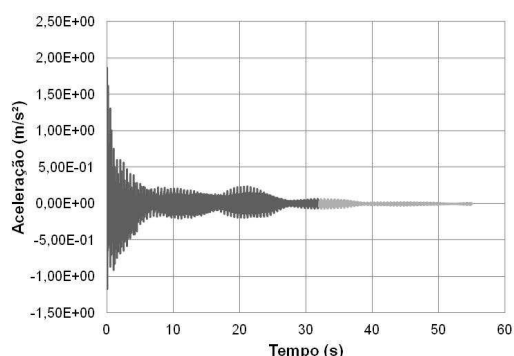


b) Aceleração

Figura B49 – Nó E – Uma pessoa caminhando de forma normal (Varela)

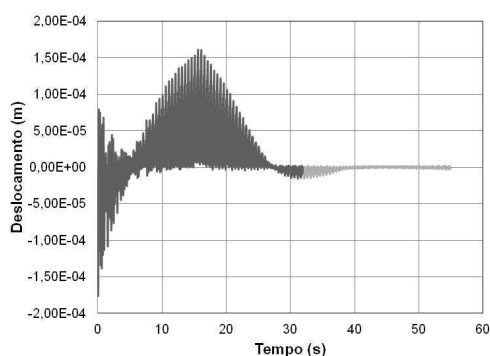


a) Deslocamento

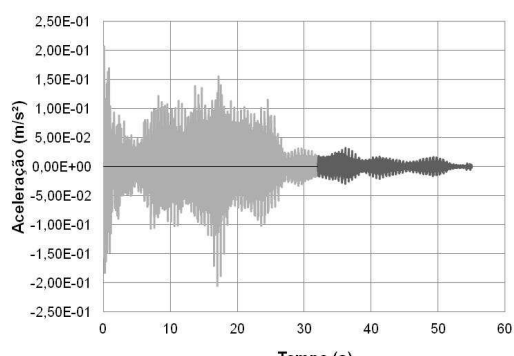


b) Aceleração

Figura B50 – Nó A – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

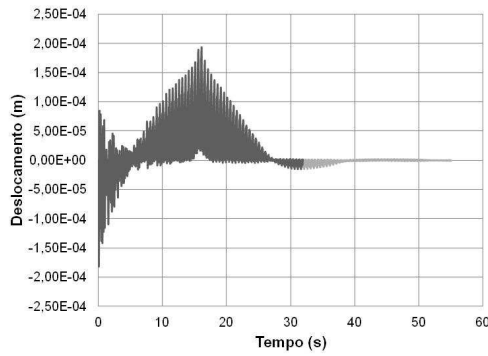


a) Deslocamento

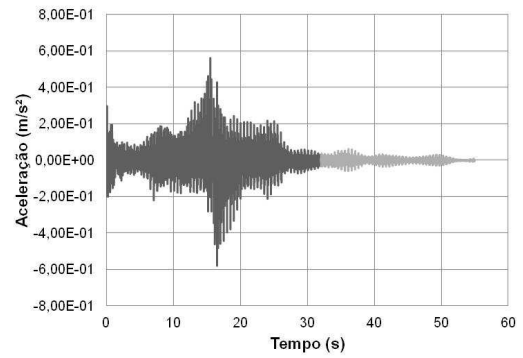


b) Aceleração

Figura B51 – Nó B1 – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

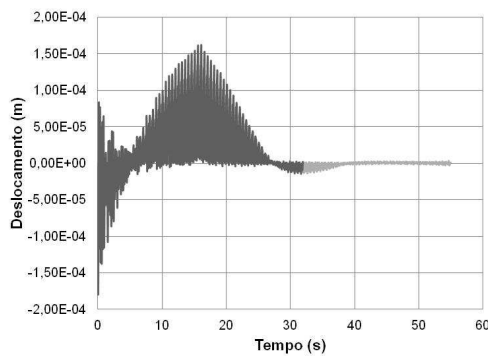


a) Deslocamento

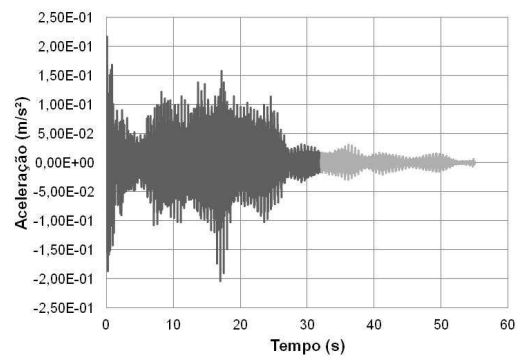


b) Aceleração

Figura B52 – Nó B – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

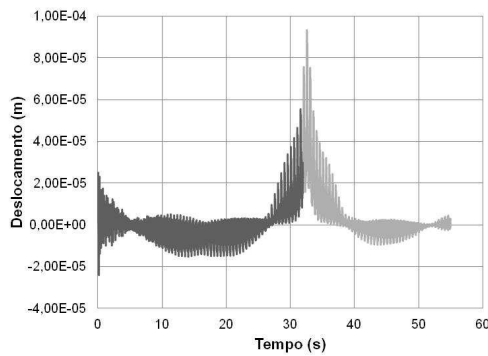


a) Deslocamento

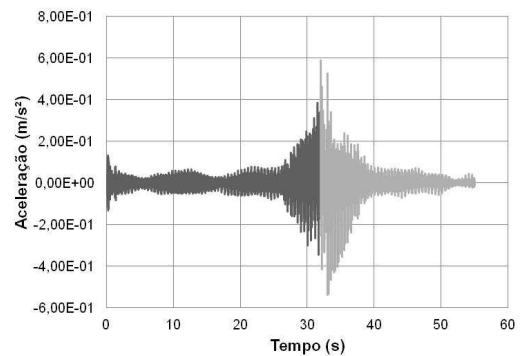


b) Aceleração

Figura B53 – Nó B2 – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

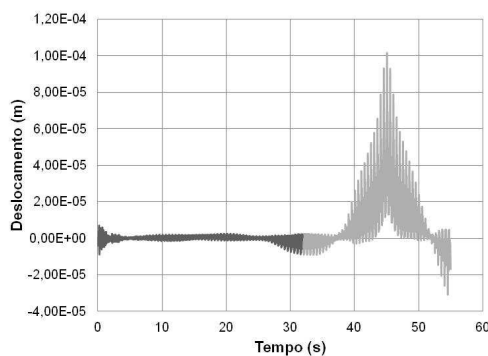


a) Deslocamento

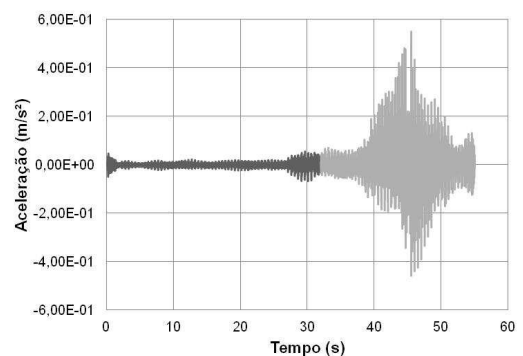


b) Aceleração

Figura B54 – Nó C – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

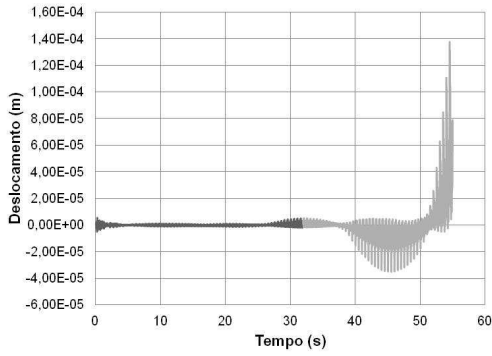


a) Deslocamento

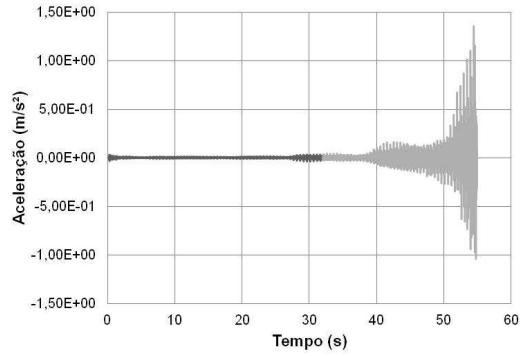


b) Aceleração

Figura B55 – Nó D – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

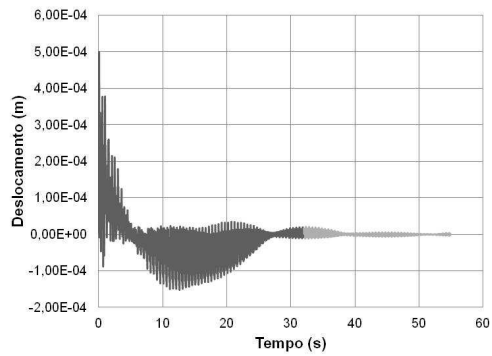


a) Deslocamento

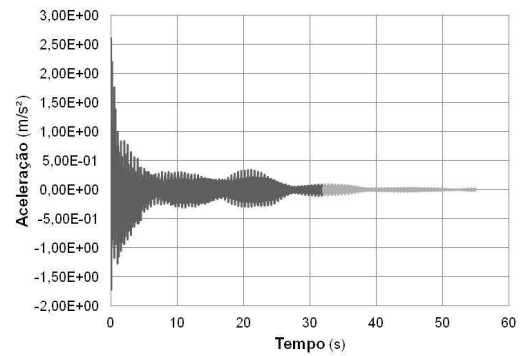


b) Aceleração

Figura B56 – Nó E – Duas pessoas caminhando de forma normal (Varela)

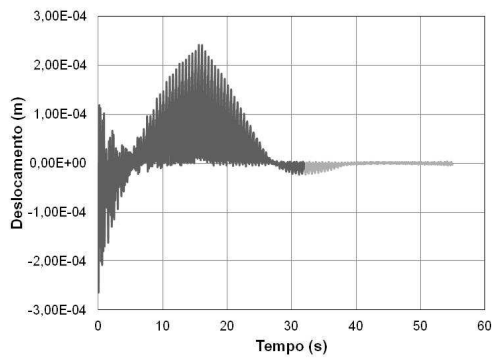


a) Deslocamento

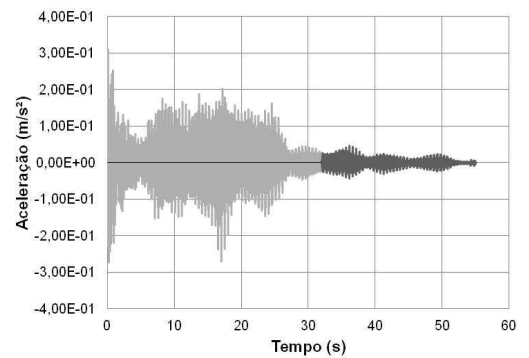


b) Aceleração

Figura B57 – Nó A – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)

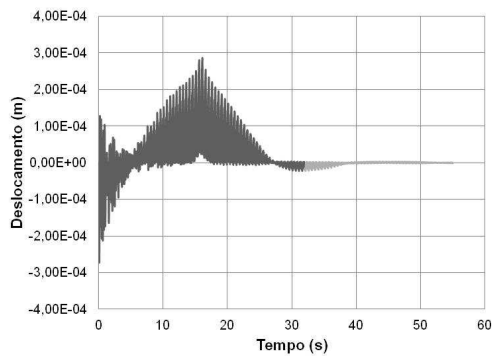


a) Deslocamento

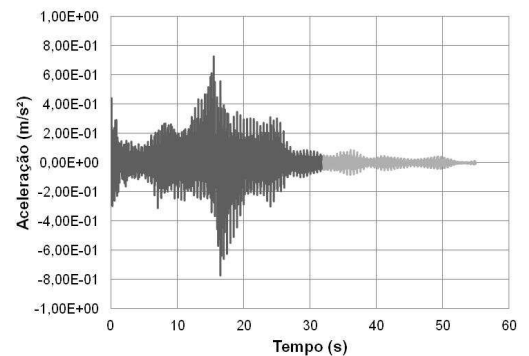


b) Aceleração

Figura B58 – Nó B1 – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)

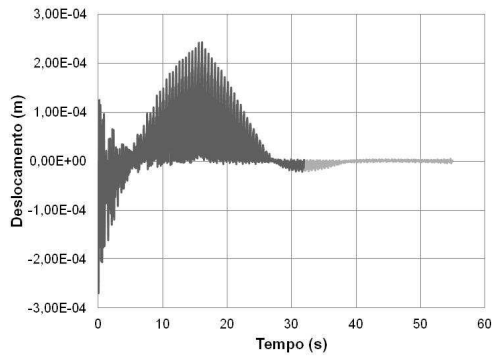


a) Deslocamento

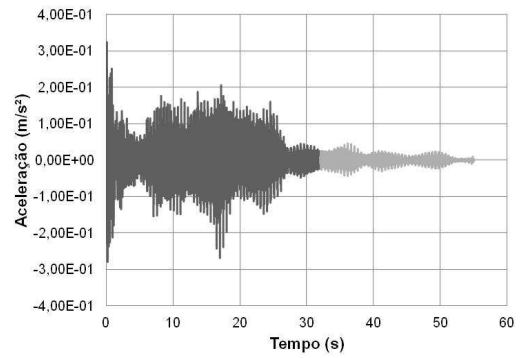


b) Aceleração

Figura B59 – Nó B – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)

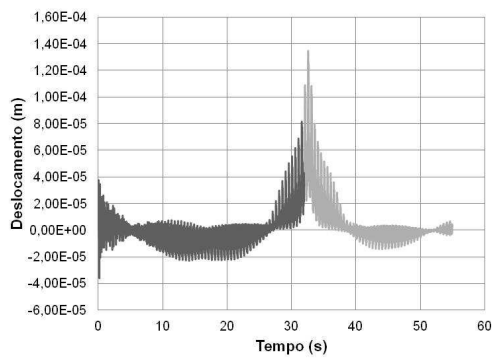


a) Deslocamento

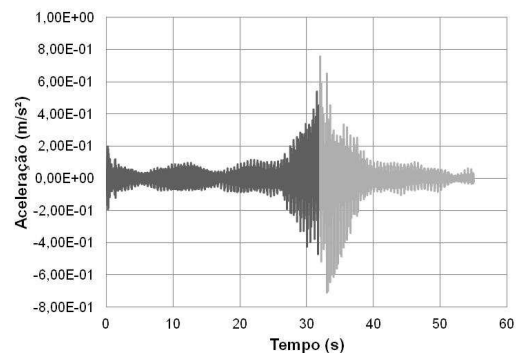


b) Aceleração

Figura B60 – Nó B2 – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)

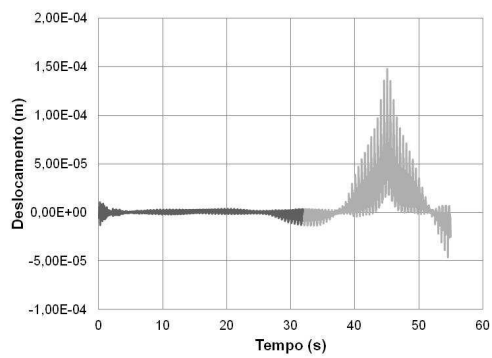


a) Deslocamento

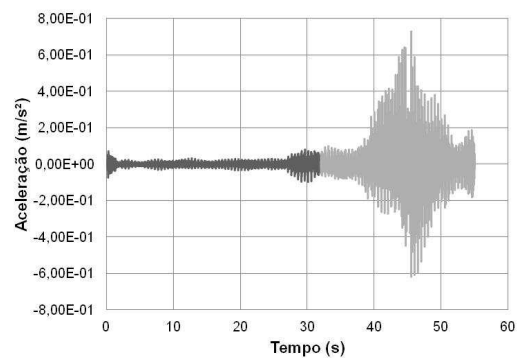


b) Aceleração

Figura B61 – Nó C – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)

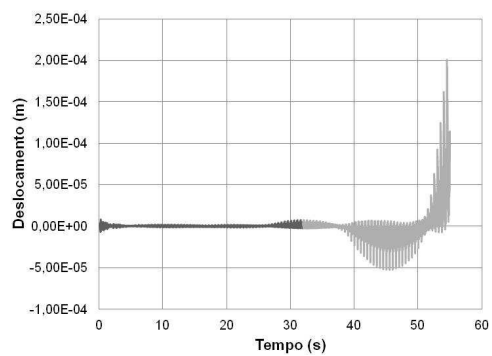


a) Deslocamento

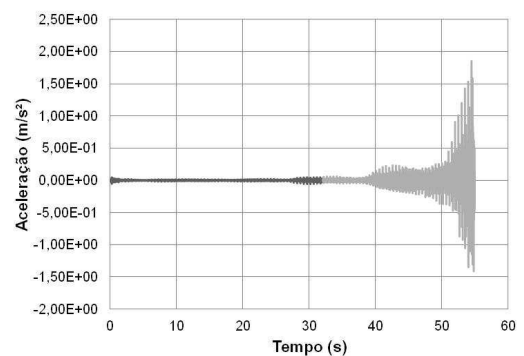


b) Aceleração

Figura B62 – Nó D – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura B63 – Nó E – Três pessoas caminhando de forma normal (Varela)