

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PRISCILLA IZABEL DOS SANTOS RIBEIRO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UM SISTEMA DE
PISO EM AÇO COM LAJES SECAS**

**VITÓRIA
2017**

PRISCILLA IZABEL DOS SANTOS RIBEIRO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UM SISTEMA DE
PISO EM AÇO COM LAJES SECAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas.

Orientadora: Prof^a Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

VITÓRIA
2017

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UM SISTEMA DE PISO EM AÇO COM LAJES SECAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas.

Aprovada em 02 de maio de 2017.

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof^a Dr^a. Adenílcia Fernanda Grobério Calenzani
Doutora em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientadora

Prof. Dr. Rodrigo Silveira Camargo
Doutor em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Membro Interno

Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira
Doutor em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Membro Interno

Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia
Doutor em Engenharia Civil
Fundação Universidade de Passo Fundo
Membro Externo

Ao meu esposo, Luciano, e a minha mãe,
Maria Izabel, com todo e por todo amor.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente a DEUS por sua misericórdia infinita, por sua provisão ininterrupta e por me conceder saúde e sabedoria para chegar até o fim.

A minha mãe, Maria Izabel, pelo carinho e confiança dedicados a mim.

Ao meu esposo, Luciano, pela compreensão nos momentos difíceis, pelo amparo incessante e por assegurar o cumprimento dessa jornada.

A minha avó, Maria Diva, pelas orações e apoio contínuo.

A toda minha família pela torcida para êxito nesta etapa.

A minha orientadora e professora, Fernanda Grobério Calenzani, pela sua amizade, por acreditar em meu potencial, pela dedicação e estímulo dispensados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores, Walnório Graça, Augusto Alvarenga e Rodrigo Camargo, pela atenção dispensada sempre que necessário.

Ao meu parceiro e amigo André, por não ter medido esforços no apoio à conclusão deste trabalho e pelo bom convívio ao longo desta etapa.

Aos professores, Geilma Vieira, Macksuel Azevedo, Juliana Vianna e aos demais professores da pós-graduação, pelo apoio e incentivo.

Aos amigos de mestrado, Mateus, Carol, João, Júlia, Guilherme, Alice, Karla, Carlito e Hipólito. Pois me ajudaram a superar com sucesso períodos desafiadores.

A minhas amigas, Luciana e Daiane, pelas palavras de incentivo.

Aos meus companheiros inseparáveis, Charlie e Charlotte.

Ao Sidney e aos demais da equipe administrativa pelos serviços prestados com zelo.

A FAPES (Fundação de Amparo à Pesquisa e Inovação do Espírito Santo) pelo auxílio financeiro recebido ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Ensinar não é transferir conhecimento, mas criar possibilidades para sua produção ou construção. Quem ensina aprende ao ensinar e quem aprende ensina ao aprender.

(Paulo Freire, 1996)

RESUMO

Uma das tendências da arquitetura contemporânea é a concepção de edifícios com grandes vãos livres a fim de propiciar flexibilidade aos arranjos internos. Concomitantemente, as evoluções tecnológicas e construtivas garantem essa tendência com elementos estruturais cada vez mais esbeltos, por conseguinte com frequências naturais cada vez mais baixas, portanto, mais próximas das faixas de frequência das excitações dinâmicas associadas a atividades humanas. Além disso, a técnica construtiva a seco caracterizada pela ausência de água e pela utilização de elementos pré-fabricados na edificação, incluindo as lajes secas, vem sendo utilizada em construções residenciais e comerciais. Essas lajes possuem baixo peso próprio se comparada às lajes convencionais, sendo assim mais susceptíveis às vibrações e não indicadas em determinados tipos de ocupação, como por exemplo, ginásios de esporte e academias de ginástica. Atualmente, existem na literatura, estudos sobre o comportamento dinâmico de sistemas de piso compostos por vigas de aço e lajes de concreto armado ou mistas de aço e concreto sujeitas a carregamentos rítmicos humanos. Entretanto, pesquisas que procurem estudar sistemas de pisos com vigas de aço e lajes secas ainda não são relatadas. Por isso, estudou-se nesta pesquisa, o comportamento dinâmico de um sistema de piso em aço com lajes secas que pertence a uma edificação existente na cidade de Araucária/PR. O carregamento dinâmico imposto à estrutura foi o proveniente da atividade humana de caminhada. Com o auxílio do software ANSYS® *Academic Research*, Release 17.0, de elementos finitos, um modelo numérico retratando da forma mais real possível o sistema de piso foi confeccionado, onde inicialmente realizou-se uma análise estrutural considerando somente as cargas estáticas, com intuito de aferir a modelagem. Análises dinâmicas de vibração livre, harmônica e transiente foram conduzidas, sendo que a última considerou três padrões de carregamento para a caminhada, dois deles com a força da caminhada fixa no espaço e função temporal dada por um harmônico ressonante e série de Fourier respectivamente, e o terceiro considerando tanto a variação no tempo (série de Fourier) quanto no espaço. As respostas dinâmicas foram medidas no ponto de maior deslocamento vertical do piso. Em seguida, realizou-se uma análise paramétrica para avaliação da influência da taxa de amortecimento e do número de pessoas que caminham no piso. Um estudo sobre a propagação da vibração de painel

a painel do sistema de piso também foi apresentado. Verificou-se o estado limite de vibrações excessivas segundo as normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 6118:2014, ISO 10137:2007 e os guias de projeto de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009). As respostas dinâmicas do sistema foram obtidas em termos acelerações de pico e *r.m.s.* No que se refere aos critérios de conforto humano, o sistema de piso atendeu aos requisitos da ABNT NBR 8800: 2008 e a ABNT NBR 6118:2014 relativos à frequência fundamental mínima. Em relação as acelerações numéricas determinadas nessa pesquisa, todas ultrapassaram os limites recomendados pela ISO 10137:2007, por Smith, Hicks e Devine (2009) e por Murray *et al.* (2016). Portanto, o sistema de piso estudado necessitaria de intervenções para atender o estado limite de vibrações excessivas.

Palavras chaves: Sistema de Piso em Aço com Lajes Secas. Comportamento Dinâmico. Atividade Humana de Caminhada. Conforto Humano.

ABSTRACT

One of the contemporary architecture trends is the design of buildings with longer spans in order to provide flexibility to the internal arrangements. Concomitantly, technological and constructive evolutions have enabled the use of structural elements, such as columns and beams, increasingly slender and lighter. Consequently, the structures tend to have lower natural frequencies; therefore, closer to the frequency bands associated to dynamic excitations due to human activities, such as walking. In addition, the dry construction technique characterized by the reduction of water usage at its projects and the application of prefabricated elements in the building, including dry floors, has been used in residential and commercial constructions. These types of slabs are usually lighter than conventional slabs, thus they are more susceptible to vibrations and they are not much appropriated to occupation types such as gyms and sport gymnasiums. Currently, one can find in the literature studies on the dynamic behaviour of floor systems composed of steel beams and steel deck slabs under human rhythmic loading. However, systems with steel beams and dry floors are still under-researched. For this reason, this project aimed to study the dynamic behaviour of a steel floor system with dry floors that belongs to a building, which works as an office, located in Araucária in the Brazilian state of Paraná (PR). The dynamic load applied on the structure was from the human activity of walking. Using the finite element software ANSYS® *Academic Research, Release 17.0*, a numeric model was developed to simulate the actual structure as realistic as possible. Initially, a static analysis was performed considering only the static loads in order to verify the finite element model. Afterward, outputs of modal, harmonic and transient analysis were generated, wherein the last one used three different walking load patterns in its analysis. The load patterns 1 and 2 were the human walking in-situ. The first pattern was a force-time history given by the resonant harmonic of a Fourier series and the second used the four harmonics of this series. The pattern 3 represented both the force-time history (using a Fourier series) and the movement of a human walk. The dynamic responses were measured at the point of maximum static deflection of the floor system. Then, a parametric analysis was performed to evaluate the influence of the damping ratio and the number of people walking on the floor. A study on the propagation of vibrations throughout the panels of the floor system was also presented.

Thus, the serviceability limit state for vibration floors was verified according to the standards ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 6118:2014 and ISO 10137:2007 and to the design guides of Murray *et al.* (2016) and Smith, Hicks and Devine (2009). The dynamic responses were all measured in terms of peak acceleration and r.m.s. acceleration. Regarding to human comfort criteria, the floor system met the requirements of ABNT NBR 8800:2008 and ABNT NBR 6118:2014 related to the minimum fundamental frequency. On the other hand, all the numerical acceleration determined in this research exceeded the limits recommended by ISO 10137:2007, by Smith, Hicks and Devine (2009) and by Murray *et al.* (2016). Therefore, the floor system studied would require interventions to meet the limit state for excessive vibrations.

Keywords: Steel Floor System with Dry Floor. Dynamic Behaviour. Human Activity of Walking. Human Comfort.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Trecho do mezanino analisado.....	27
Figura 1.2 - Planta baixa estrutural do trecho analisado (cotas em milímetros).....	27
Figura 1.3 - Corte esquemático AA da edificação do trecho analisado (cotas em milímetros)	28
Figura 1.4 - Corte esquemático BB da edificação do trecho analisado (cotas em milímetros)	28
Figura 1.5 - Pannel misto estruturado: a) Miolo em madeira sarrafeada b) Miolo em OSB	29
Figura 2.1 - Tipos de construção: a) Construção artesanal; b) Construção industrializada	32
Figura 2.2 - Sistemas compatíveis com construção a seco: a) Light Wood Framing. b) Light Steel Framing	34
Figura 2.3 - Exemplos de construções com perfis laminados ou soldados	34
Figura 2.4- Pannel misto estruturado de 40mm de espessura com a posição dos três apoios	36
Figura 2.5- Corte esquemático da instalação do pannel misto estruturado.....	36
Figura 2.6 - Instalação travada do pannel misto estruturado na estrutura metálica	37
Figura 2.7- Exemplos do pannel misto estruturado aplicado em duas edificações	37
Figura 2.8 - Ações dinâmicas resultantes de movimentos humanos: a) Movimento de salto.	
b) Movimento da caminhada	38
Figura 2.9 - Sistema com um grau de liberdade	39
Figura 2.10 – Gráfico do FAD em função da razão entre as frequências	45
Figura 2.11 - Geometria da caminhada	47
Figura 2.12 - Força de contato do passo e reação do piso devido a caminhada	47
Figura 2.13 - Componentes harmônicos da série de Fourier para reação da caminhada	49
Figura 2.14 - Curva de base do eixo z da vibração para a aceleração	57
Figura 2.15 - Exemplo de força vertical para um passo de caminhada por pessoa.....	60
Figura 2.16 - Exemplo da função da força para uma pessoa que caminha por uma extensão de 3 m plataforma instrumentada.....	61
Figura 2.17 – Espectro da resposta ressonante devido a caminhada.....	64
Figura 2.18 - Recomendação de limites para aceleração de pico.....	65
Figura 2.19 - Coeficiente dinâmico versus frequência.....	68
Figura 2.20 - Definição de variáveis utilizadas para estabelecer massa modal	78
Figura 2.21 - Fator de Ponderação: a) Eixos b) Curva de ponderação do eixo z (W_b).....	80
Figura 2.22 - a) Layout do sistema estrutural estudado por Mello et al. (2008) (cotas em milímetros) b) Modo de vibração associada a primeira frequência natural, $f_n = 7,42$ Hz.....	83
Figura 2.23 - Modelos estruturais estudados por Loose (2007) e respectivos modelos de vibração correspondente à frequência natural	84
Figura 2.24 - Modelo estrutural estudado por Costa-Neves et al (2014).....	86
Figura 3.1 - Planta estrutural do trecho analisado com identificação dos painéis (cotas milímetros) ..	88
Figura 3.2- Representação gráfica: Pannel estratificado em três camadas	92
Figura 3.3 - Representação gráfica: vista superior	93
Figura 3.4 - Representação gráfica: Vista inferior.....	93

Figura 3.5 - Representação gráfica dos apoios.	95
Figura 3.6 - Representação gráfica das rótulas.	95
Figura 3.7 - Representação gráfica da mesa superior das vigas nivelada com a face superior da laje	96
Figura 3.8 - Representação gráfica da localização da rótula na viga secundária	96
Figura 3.9 - Estudo da malha: Frequência fundamental versus quantidade de elementos.....	100
Figura 3.10 - Estudo da malha: Frequência fundamental versus tamanho do elemento	100
Figura 4.1 - Identificação dos nós de maior deslocamento em cada painel (cotas em centímetro)...	103
Figura 4.2 - Deformada dos deslocamentos verticais, direção y (valores em metro).....	104
Figura 4.3 - Modo de vibração f_{n1} : 6,004 Hz	106
Figura 4.4 - Modo de vibração f_{n2} : 6,611 Hz	106
Figura 4.5 - Modo de vibração f_{n3} : 6,814 Hz	107
Figura 4.6 - Modo de vibração f_{n4} : 7,122 Hz	107
Figura 4.7- Gráfico de FAD versus βf do nó N4.....	109
Figura 4.8 - Gráfico taxa de amortecimento versus modos de vibração para $\xi=0,03$ nos 1º e 57º modos de vibração	112
Figura 4.9 - Localização da aplicação da força correspondente ao padrão de carregamento 1.....	114
Figura 4.10 - Representação gráfica isométrica do caminho 1	117
Figura 4.11 - Esquema da caminhada do caminho 1	117
Figura 4.12 - Representação gráfica isométrica do caminho 2	118
Figura 4.13 - Esquema da caminhada do caminho 2	119
Figura 4.14 - Densidade de Probabilidade da resposta dinâmica da aceleração do piso	121
Figura 4.15 - Histórico da aceleração obtida do padrão de carregamento 1.....	121
Figura 4.16 - Histórico de deslocamento obtido do padrão de carregamento 1	122
Figura 4.17 - Histórico da aceleração obtida do padrão de carregamento 2.....	123
Figura 4.18 - Histórico do deslocamento obtido do padrão de carregamento 2	123
Figura 4.19 - Histórico da aceleração do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N2.....	125
Figura 4.20 - Histórico da aceleração do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N4.....	126
Figura 4.21 - Histórico do deslocamento do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N2.....	126
Figura 4.22 - Histórico do deslocamento do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N4.....	126
Figura 4.23 - Histórico da aceleração do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N3	128
Figura 4.24 - Histórico da aceleração do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N4	128
Figura 4.25 - Histórico do deslocamento do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N3	128
Figura 4.26 - Histórico do deslocamento do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N4	129
Figura 5.1 - Gráfico do FAD versus razão entre as frequências para o ponto de maior deslocamento	132
Figura 5.2 - Valor do FAD para βf igual a 1 em diferentes taxas de amortecimento.....	133
Figura 5.3 - Gráfico das acelerações de pico da variação do amortecimento.....	134
Figura 5.4 - Gráfico das acelerações r.m.s. da variação do amortecimento	136
Figura 5.5 - Uma pessoa andando no caminho 1 (cotas em centímetro).....	138

Figura 5.6 - Duas pessoas andando no caminho 1 (cotas em centímetro)	138
Figura 5.7 - Três pessoas andando no caminho 1 (cotas em centímetro)	139
Figura 5.8 - Uma pessoa andando no caminho 2 (cotas em centímetro)	139
Figura 5.9 - Duas pessoas andando no caminho 2 (cotas em centímetro)	139
Figura 5.10 - Três pessoas andando no caminho 2 (cotas em centímetro)	140
Figura 5.11 - Gráfico das acelerações de pico características versus número de pessoas.....	141
Figura 5.12 - Gráfico das acelerações r.m.s. versus número de pessoas.....	143
Figura 5.13 - Painéis analisados para os padrões de carregamento 1 e 2 (cotas em centímetro)	144
Figura 5.14 - Painéis analisados para o padrão de carregamento 3 - caminho 1 (cotas em centímetro)	145
Figura 5.15 - Painéis analisados para o padrão de carregamento 3 - caminho 2 (cotas em centímetro)	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Dimensões do painel misto estruturado	36
Tabela 2.2- Coeficiente dinâmico e ângulo de fase da série de Fourier para caminhada.....	49
Tabela 2.3 – Característica da caminhada	50
Tabela 2.4 - A aceleração r.m.s. para várias formas de ondas	52
Tabela 2.5 - Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas	53
Tabela 2.6 - Fatores de multiplicação para aceleração r.m.s.	57
Tabela 2.7 - Parâmetros de projeto para forças em movimento devido a uma pessoa caminhando ..	61
Tabela 2.8 - Frequência (f) e coeficiente dinâmico* (α_i).....	66
Tabela 2.9 - Valores recomendados para amortecimento dos componentes	68
Tabela 2.10 - Sobrecarga recomendada para análise da vibração da caminhada	73
Tabela 2.11 - Taxas de amortecimento para projeto	74
Tabela 2.12 – Valores padrão de Kn	76
Tabela 2.13 – Fator ηf	79
Tabela 2.14 – Curvas de ponderação para o projeto do piso para escritórios, residências e consultórios.	80
Tabela 2.15 - Valor de ponderação, W , baseados na Figura 2.21b para o eixo z.....	81
Tabela 2.16 - Fatores multiplicadores da aceleração contínua baseados na excitação de uma pessoa	81
Tabela 3.1 - Elementos estruturais	88
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do OSB.....	90
Tabela 3.3 - Dados do estudo da malha	98
Tabela 4.1 - Nós com maior deslocamento vertical	103
Tabela 4.2 - As quatro primeiras frequências naturais do modelo estudado	105
Tabela 4.3 - Frequências fundamentais obtidas pelo ANSYS® 17.0, Murray et al. (2016) e Smith, Hicks e Devine (2009)	106
Tabela 4.4 - Picos com FAD acima de um.....	109
Tabela 4.5 - Parâmetros do padrão de carregamento 1	114
Tabela 4.6 - Parâmetros referentes aos harmônicos para a análise do padrão de carregamento 2 .	115
Tabela 4.7 - Parâmetros para modelo de carregamento 3 do caminho 1	117
Tabela 4.8 - Parâmetros referentes aos harmônicos para modelo de carregamento 3 do caminho 1	118
Tabela 4.9 - Parâmetros para modelo de carregamento 3 do caminho 2	119
Tabela 4.10 - Parâmetros referentes aos harmônicos para modelo de carregamento 3 - caminho 2	119
Tabela 4.11 - Acelerações para o padrão de carregamento 1	122
Tabela 4.12 - Acelerações para o padrão de carregamento 2	124
Tabela 4.13 - Dados da caminhada para o padrão de carregamento 3	125
Tabela 4.14 - Acelerações do piso no caminho 1 – padrão de carregamento 3	127

Tabela 4.15 - Acelerações do piso no caminho 2 – modelo de carregamento 3.....	129
Tabela 5.1 - Valores de α e β conforme o amortecimento.....	134
Tabela 5.2 - Acelerações de pico da variação do amortecimento	134
Tabela 5.3 - Acelerações em r.m.s. da variação do amortecimento.....	136
Tabela 5.4 - Acelerações de pico característica conforme variação no número de pessoas	140
Tabela 5.5 - Acelerações r.m.s. conforme variação no número de pessoas.....	142
Tabela 5.6- Propagação da vibração - Acelerações de pico para carregamentos 1 e 2.....	146
Tabela 5.7 - Propagação da vibração - Acelerações de pico características para carregamento 3 ..	146
Tabela 5.8 - Propagação da vibração - acelerações r.m.s. para carregamentos 1 e 2.....	148
Tabela 5.9 - Propagação da vibração - acelerações r.m.s. para carregamento 3.....	148

LISTA DE SÍMBOLOS

f_e	Força elástica
k	Constante elástica ou rigidez
u	Componente de deslocamento
f_a	Representa a força de amortecimento
c	Constante de amortecimento
$\dot{u}$	Componente de velocidade
f_i	Representa a força de inércia
m	Massa
$\ddot{u}$	Componente de aceleração
f	Força externa
ω	Frequência angular
$\hat{v}$	Vetor de deslocamento
α	Constante de proporcionalidade da matriz de massa
β	Constante de proporcionalidade da matriz de rigidez
ξ	Taxa de amortecimento
ω_m	Frequência fundamental angular
ω_n	Última frequência angular dos modos que ainda contribuem com os deslocamentos relevantes na estrutura
P_o	Amplitude
$\bar{w}$	Frequência circular
y_p	Resposta estacionária de amplitude
ρ	Amplitude máxima da resposta
w_0	Frequência natural circular do sistema
t	Tempo

ϕ	Ângulo de fase
β_f	Razão entre a frequência da força e a frequência natural do sistema
y_0	Deflexão estática
G	Peso da pessoa
$G \cdot \alpha_i$	Amplitude da força do i-ésimo harmônico
ϕ_i	Ângulo de fase do i-ésimo harmônico
α	Coeficiente dinâmico
α_i	Coeficiente dinâmico do i-ésimo harmônico
f_c	Frequência da atividade
i	Número do i-ésimo harmônico
n	Número total das contribuições harmônicas
f_n	Frequência fundamental
f_{crit}	Frequência crítica
α_h	Coeficiente dinâmico (α_i) da força harmônica que causa ressonância
f_p	Frequência do passo
h	Número do harmônico que causa ressonância
a_p	Aceleração de pico
$R, C (N)$	Fator de redução
P_c	Força constante
R_M	Fator de modo mais alto
I_{eff}	Impulso efetivo
M	Massa modal
W_e	Peso efetivo do piso ou passarela
w	Peso suportado por unidade de área

B	Largura efetiva do elemento
L / b_e	Largura efetiva
C_j	2,0 para vigas na maioria das áreas e 1,0 para vigas de borda
d_e	Espessura efetiva da laje de concreto
η	Razão modular
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
D_j	Momento de inércia transformado da viga de piso por unidade de largura
I_j	Momento efetivo de inércia da viga secundária
I_g	Momento efetivo de inércia da viga primária
S_v	Espaçamento entre vigas
L_j / L_y	Vão da viga secundária
C_g	1,6 e 1,8 para vigas principais suportando vigas secundárias conectadas, respectivamente, à sua mesa e a alma
D_g	Momento de inércia transformado da viga por unidade de largura
L_g / L_x	Vão da viga principal
W_j	Peso efetivo dos painéis da viga secundária
W_g	Peso efetivo dos painéis da viga principal
g	Aceleração da gravidade, 9,81 m/s ²
E_s	Módulo de elasticidade do aço
I_t	Momento de inércia transformado
w_u	Carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento
L_e	Vão do elemento
f_j	Frequência do painel da viga secundária
f_g	Frequência do painel da viga principal

Δ_j	Flecha do painel da viga secundária
Δ_g	Flecha do painel da viga principal
Δ	Flecha total
EI	Rigidez à flexão
K_n	Constante que representa as condições de apoio da viga para o enésimo modo de vibração
μ_e	Fator de forma modal no ponto da excitação, normalizado para o anti-nó
μ_r	Fator de forma modal no ponto de resposta, normalizado para o anti-nó
ρ_r	Fator de acumulação da ressonância
W	Fator de ponderação
m_p	Massa do piso por unidade de área incluindo a carga permanente e a uma parcela da sobrecarga
L_{eff}	Comprimento efetivo do piso
S	Largura efetiva do piso
n_y	Número de painéis na direção do vão da viga secundária
EI_b	Rigidez dinâmica à flexão da viga mista secundária
b	Espaçamento entre vigas
n_x	Número de painéis na direção do vão da viga primária
η_f	Fator que leva em conta a influência da frequência do piso na resposta da laje
EI_s	Rigidez dinâmica à flexão da laje
L_p	Distância do caminho da caminhada
v	Velocidade da caminhada
T_a	Duração de uma atividade
n_a	Número de vezes que a atividade ocorrerá em um período de exposição
a_{rms}	Aceleração resposta em <i>r.m.s</i>
a_m	Aceleração média

a_{sup}	Acelerações de pico superior
a_{inf}	Acelerações de pico inferior
n	Intervalos de tempo
S_p	Desvio padrão das acelerações
a_i	Valores genéricos da aceleração
f_h	Força da análise harmônica
b_{OSB}	Largura efetiva do OSB
b_{pc}	Largura efetiva da placa cimentícia

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
CRFS	Cimento Reforçado com Fio Sintético
FAD	Fator de Amplificação Dinâmica
ISO	<i>International Organization for Standardization.</i>
OSB	<i>Oriented Strand Board</i>
PME	Painel Misto Estruturado
<i>r.m.s.</i>	<i>root mean square</i>
SCI	<i>Steel Construction Institute</i>
VDV	<i>Vibration Dose Values</i>

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	25
1.1. GENERALIDADES	25
1.2. PROBLEMA A SER ESTUDADO	26
1.3. JUSTIFICATIVA	29
1.4. OBJETIVOS	30
1.4.1. Objetivo Geral	30
1.4.2. Objetivos Específicos	30
1.5. ESCOPO	30
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	32
2.1. TÉCNICA CONSTRUTIVA A SECO	32
2.1.1. Conceituação da Técnica Construtiva a Seco	32
2.1.2. Sistemas Construtivos Compatíveis com a Técnica Construtiva a Seco	33
2.1.3. Lajes Secas	35
2.1.3.1. Painel Misto Estruturado	35
2.2. DINÂMICA ESTRUTURAL: VIBRAÇÕES DE PISO	38
2.2.1. Introdução	38
2.2.2. Análise Dinâmica das Estruturas	39
2.2.2.1. Equação do Movimento	39
2.2.2.2. Vibração Livre Não Amortecida	41
2.2.2.3. Amortecimento Viscoso da Estrutura	42
2.2.2.4. Carga Harmônica	43
2.2.3. Atividade Humana da Caminhada	46
2.2.4. Percepção Humana	50
2.2.5. Critérios de Avaliação do Conforto Humano	51
2.2.5.1. Norma ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estrutura de concreto – Procedimento	53
2.2.5.2. Norma ABNT NBR 8800:2008 - Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios	53
2.2.5.3. Norma ISO 2631-1:1997 – International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole- Body Vibrations)	55
2.2.5.4. Norma ISO 2631-2:2003– International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole- Body Vibrations)	56
2.2.5.5. Norma ISO 10137:2007– International Standard (Bases for design of structures — Serviceability of buildings and walkways against vibrations)	58
2.2.5.5.1. Caminhada	60

2.2.5.6.	Guia de Projeto de Murray, Allen, Ungar e Davis (2016): Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity	63
2.2.5.6.1.	Resposta Ressonante	63
2.2.5.6.2.	CrITÉRIOS de avaliaÇão para o conforto humano	64
2.2.5.6.3.	Frequência Natural do Piso	71
2.2.5.7.	Guia de Projeto de Smith, Hicks e Devine (2009): <i>Design of Floors for Vibration: A New Approach</i>	73
2.2.5.7.1.	Frequência Natural do Piso	75
2.2.5.7.2.	Resposta do Piso	77
2.2.5.7.3.	Crítério de Aceitabilidade	81
2.3.	ESTADO DA ARTE: COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS DE PISOS UTILIZADOS EM ESTRUTURAS DE AÇO	82
3.	MODELAGEM NUMÉRICA DO SISTEMA DE PISO	87
3.1.	INTRODUÇÃO	87
3.2.	DEFINIÇÃO DO MODELO PARA O SISTEMA DE PISO	87
3.3.	MODELAGEM NUMÉRICA	89
3.3.1.	Sobre o Programa ANSYS®	89
3.3.2.	Propriedades Físicas dos Materiais	89
3.3.3.	Carregamentos Est�ticos	91
3.3.4.	Tipos de Elementos Finitos	92
3.3.5.	Condições de Contorno	94
3.3.6.	Definição da Malha	97
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL DO MODELO	102
4.1.	ANÁLISE ESTÁTICA	102
4.2.	ETAPAS DA ANÁLISE DINÂMICA	104
4.3.	ANÁLISE DE VIBRAÇÃO NÃO AMORTECIDA	105
4.4.	ANÁLISE HARMÔNICA	107
4.5.	ANÁLISE TRANSIENTE	110
4.5.1.	Matriz de Amortecimento	110
4.5.2.	Intervalo de Tempo para Integração	112
4.5.3.	Padrões de Carregamento	113
4.5.3.1.	Padrão de Carregamento 1	113
4.5.3.2.	Padrão de Carregamento 2	115
4.5.3.3.	Padrão de Carregamento 3	116
4.5.3.3.1.	Caminho 1	116

4.5.3.3.2. Caminho 2	118
4.5.4. Respostas Numéricas da Análise Transiente	120
4.5.4.1. Discussões para o Padrão de Carregamento 1	121
4.5.4.2. Discussões para o Modelo de Carregamento 2	123
4.5.4.3. Discussões para o Modelo de Carregamento 3	125
5. ANÁLISE PARAMÉTRICA	131
5.1. INTRODUÇÃO	131
5.2. VARIAÇÃO DA TAXA DE AMORTECIMENTO	131
5.2.1. Análise Harmônica	132
5.2.2. Análise Transiente	133
5.2.2.1. Acelerações de Pico	134
5.2.2.2. Aceleração <i>r.m.s.</i> (<i>root mean square</i>)	135
5.3. EFEITO DO NÚMERO DE PESSOAS SOBRE O PISO	137
5.3.1. Aceleração de Pico Característica	140
5.3.2. Aceleração <i>r.m.s.</i> (<i>root mean square</i>)	142
5.4. PROPAGAÇÃO DA VIBRAÇÃO	143
5.4.1. Acelerações de Pico	146
5.4.2. Aceleração <i>r.m.s.</i> (<i>root mean square</i>)	147
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	149
REFERÊNCIAS	157
APÊNDICE A - Frequências Naturais	161
APÊNDICE B - Procedimento Simplificado – AISC	164
APÊNDICE C - Procedimento Simplificado – SCI	170

1. INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

As novas tendências arquitetônicas e as exigências de mercado levam a engenharia a utilizar estruturas que possam vencer grandes vãos com um número mínimo de pilares, permitindo assim uma maior flexibilidade arquitetônica. Essa filosofia de projeto tem conduzido a elementos estruturais cada vez mais esbeltos e com frequências naturais cada vez mais baixas, portanto, mais próximas das faixas de frequência das excitações dinâmicas associadas a atividades humanas, como a caminhada.

Por outro lado com o advento da industrialização na construção civil, a aplicação da técnica construtiva a seco, caracterizada pela ausência da água em maior parte da construção (geralmente utiliza-se apenas na fase da fundação), está ganhando espaço nas construções residenciais e comerciais brasileiras, devido às suas principais vantagens, entre elas estão: o uso de materiais industrializados, métodos sistematizados de fabricação e montagem com emprego de operações repetitivas, possibilidades de montagens e desmontagens múltiplas, rapidez de execução, controle administrativo da produção, possibilidade de separar os locais de fabricação do de montagem, a necessidade de utilização de mão-de-obra qualificada para sua instalação, o rigor no controle físico-financeiro da obra, o menor desperdício de materiais e de alocação de mão-de-obra e o abandono de práticas tradicionais de construção baseadas no uso artesanal de peças moldadas *in loco* (BRANDÃO, 2002).

Apesar dos inúmeros benefícios, nas edificações onde a técnica construtiva a seco é aplicada plenamente, isto é, onde todos os elementos estruturais são pré-fabricados inclusive as lajes, podem ocorrer problemas nos sistemas de piso relacionados às vibrações induzidas por atividades humanas. As lajes estruturais pré-fabricadas conhecidas como lajes secas possuem baixo peso próprio se comparadas às lajes convencionais, sendo assim são mais susceptíveis a vibrações, inclusive as induzidas por movimentos humanos, como caminhar, correr, saltar, entre outras. Tais vibrações podem se tornar excessivas e inadequadas quanto ao critério de conforto humano. Existe um maior agravamento a nível de vibrações quando os demais elementos estruturais são produzidos em aço. Este fato está diretamente relacionado aos baixos

valores de amortecimento das estruturas deste material e a menor rigidez frente a forças horizontais, o que faz aumentar a transmissibilidade de vibrações.

As vibrações afetam as pessoas de muitas formas causando desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência no trabalho ou enjoo, no caso de vibrações de baixa frequência. O problema de vibrações excessivas em estruturas, tendo por base os critérios de conforto humano, está diretamente relacionado com a capacidade de percepção e sensibilidade que os usuários exibem a estes fenômenos. De tal modo que houve a necessidade de estabelecer níveis máximos de vibração, a partir dos quais se atinge um determinado nível de incomodidade, cujo propósito é garantir boas condições de serviço para os usuários dessas estruturas. Estes limites estão expressos, de acordo com as metodologias de avaliação adotadas, em normas da especialidade (MARGARIDO, 2013).

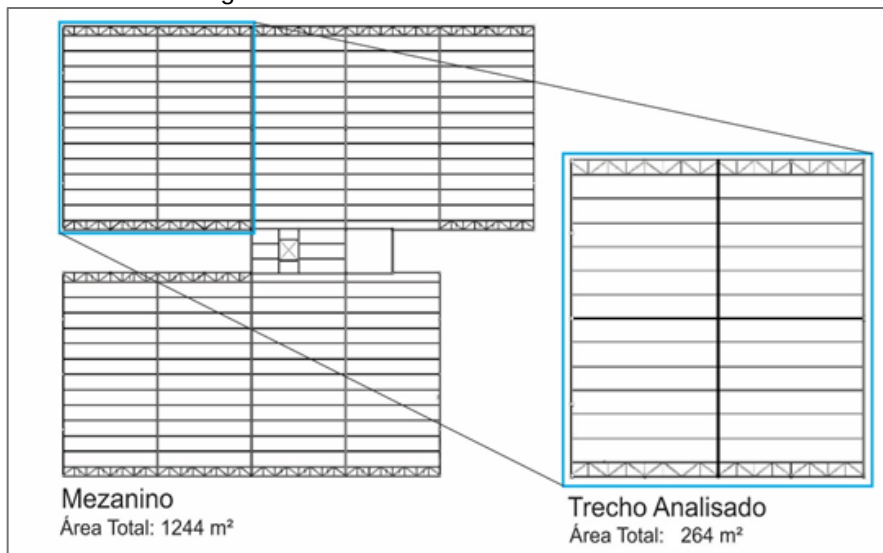
Existem na literatura estudos sobre o comportamento dinâmico de sistemas de piso compostos por vigas de aço e lajes mistas de aço e concreto, sujeitas a carregamentos rítmicos humanos (Mello *et al.* (2008), Loose (2007), Silva e Thambiratnam (2009), Dietrich *et al.* (2014) e Costa-Neves *et al.* (2014)). Também, alguns pesquisadores têm estudado o desempenho dinâmico de pisos leves em estruturas de aço conformadas a frio integrando o sistema *Light Steel Framing* (Parnel, Davis e Xu (2010)). Entretanto, pesquisas que procuram estudar o comportamento dinâmico de sistemas de lajes secas com perfis de aço laminados ou soldados ainda não são relatadas. Sendo assim, esta pesquisa visa determinar o desempenho dinâmico frente às vibrações causadas pela atividade humana do caminhar de sistemas de piso secos no que diz respeito às condições de serviço e de conforto.

1.2. PROBLEMA A SER ESTUDADO

O sistema de piso a ser estudado pertence a uma edificação existente localizada em Araucária, Paraná, concebida para funcionar como escritório de uma multinacional. A edificação é composta por dois níveis: térreo e mezanino. A área total construída é de 2.596 m², contudo, a análise deste trabalho será limitada a um trecho do mezanino que corresponde à uma área de 264 m², como mostra a Figura 1.1. A Figura 1.2 apresenta a planta baixa estrutural, composta por vigas, pilares e contraventamentos

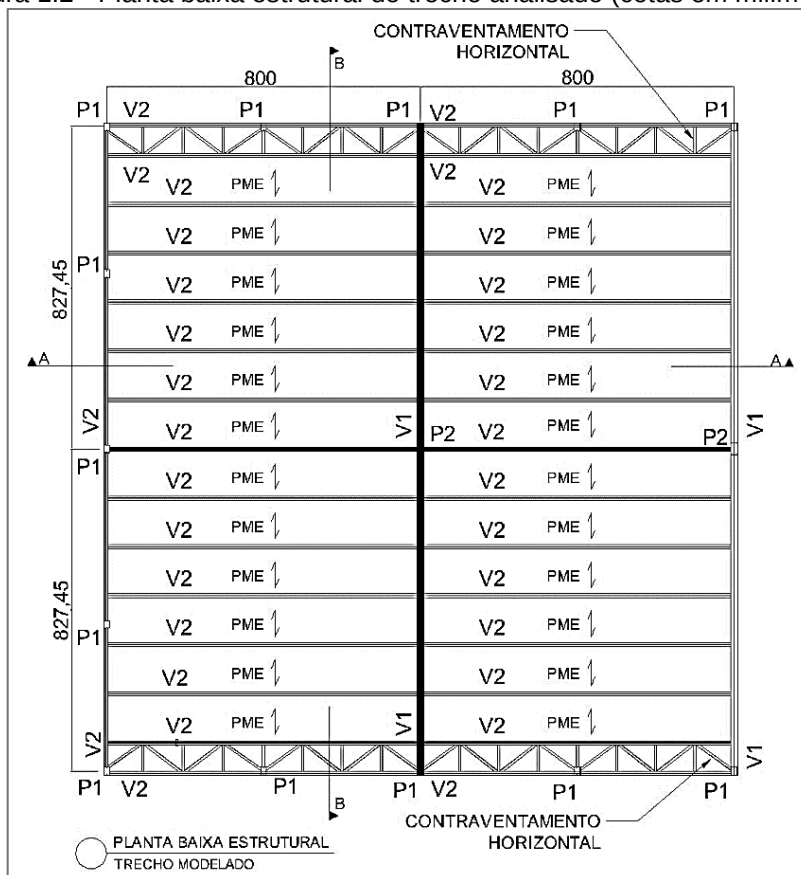
horizontais em perfis de aço laminados e a laje seca formada por painéis mistos estruturados (PME) da área analisada e as Figuras 1.3 e 1.4 os cortes esquemáticos.

Figura 1.1 - Trecho do mezanino analisado



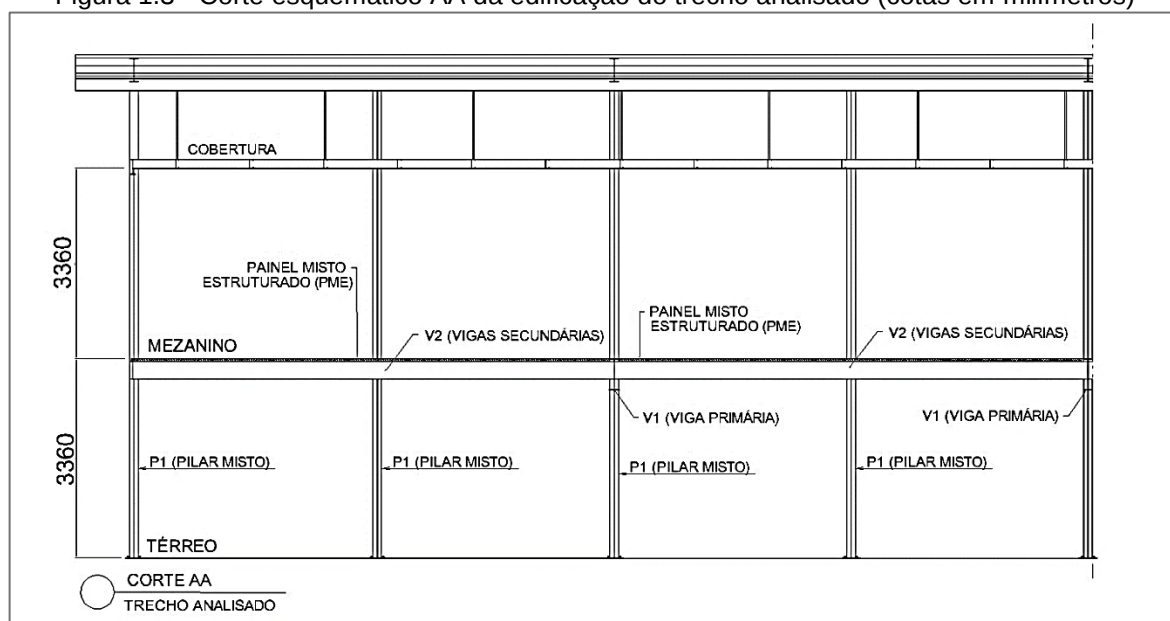
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 1.2 - Planta baixa estrutural do trecho analisado (cotas em milímetros)



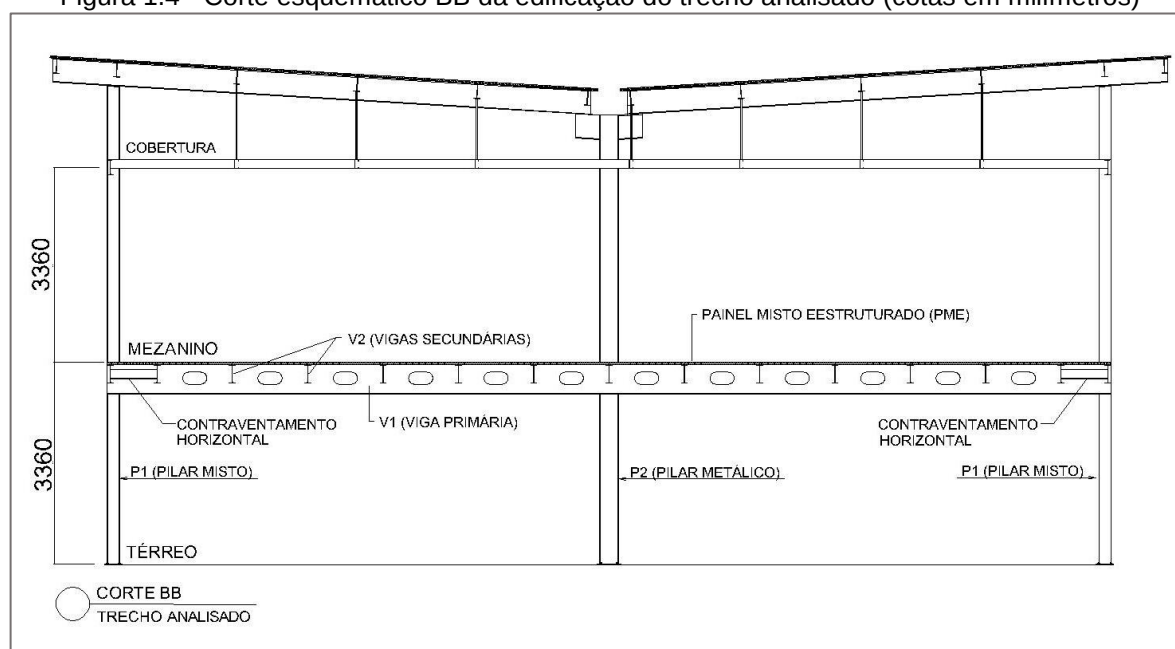
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 1.3 - Corte esquemático AA da edificação do trecho analisado (cotas em milímetros)



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 1.4 - Corte esquemático BB da edificação do trecho analisado (cotas em milímetros)



Fonte: Acervo pessoal.

O painel misto estruturado (PME) conhecido no mercado como Painel Wall® (Eternit), LP Mezanino® (LP Building Products), Masterboard Panels® (Brasilit) e Painel Wall Wood® (Dercolit) é composto de um miolo de madeira laminada ou sarrafeada ou por OSB (*Oriented Strand Board*), contraplacado em ambas as faces por placas cimentícias em CRFS (Cimento Reforçado com Fio Sintético) prensadas (Figura 1.5).

Figura 1.5 - Painel misto estruturado: a) Miolo em madeira sarrafeada b) Miolo em OSB



Fonte: Página da Madel Group¹.

1.3. JUSTIFICATIVA

A técnica construtiva a seco é uma das consequências da industrialização da construção civil e apresenta diversas vantagens, como o racionamento de água, a utilização de elementos estruturais pré-fabricados, a possibilidade de montagens e desmontagens múltiplas, a rapidez de execução, entre outras. Contudo, devido a questões culturais e econômicas, os elementos estruturais pré-fabricados, como lajes secas, são subutilizados no Brasil, onde a construção artesanal em concreto armado prevalece como uma opção de mais rigidez e robustez. Sendo assim, é necessário investigar se as estruturas pré-fabricadas e a técnica construtiva a seco podem ser eficientemente empregadas em edificações residenciais e comerciais sem originar problemas de acústica e vibrações.

Além disso, há uma escassez nas literaturas nacional e internacional de trabalhos que avaliassem o comportamento dinâmico de sistemas de pisos com lajes secas estruturados com perfis de aço laminados ou soldados, o que faz com que essa pesquisa contribua para a área do conhecimento da dinâmica estrutural, quantificando características importantes de sistemas estruturais relativamente recentes.

¹ Disponível em: <http://www.madelgroup.com.br/UserFiles/Image/Foto%20painel-wall.jpg>. Acesso em 21 mar. 2016.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo Geral

Estudar o comportamento dinâmico em relação ao carregamento proveniente da atividade humana de caminhada de um sistema de piso em aço com lajes secas por meio de simulação numérico-computacional com o uso do método dos elementos finitos.

1.4.2. Objetivos Específicos

- a) propor um modelo em elementos finitos que retrate da forma mais fidedigna possível o sistema de piso estudado e propor funções de carregamento que simulem de forma adequada a atividade humana de caminhada;
- b) analisar as respostas dinâmicas obtidas por meios analítico e numérico, e compará-las com limites propostos por normas e guias de projeto, nacionais e internacionais;
- c) verificar a influência na resposta dinâmica quanto à variação na taxa amortecimento estrutural e na quantidade de pessoas caminhando simultaneamente. E analisar propagação da vibração de painel a painel do sistema de piso.

1.5. ESCOPO

No **Capítulo 1** é apresentada uma breve introdução da dissertação, com intuito de contextualizar o tema e expor o problema a ser analisado. Os motivos que justificam o trabalho também são mostrados neste capítulo e por último os objetivos são listados.

O **Capítulo 2** é dedicado à revisão bibliográfica. Na primeira seção uma breve explanação é feita sobre a técnica construtiva a seco e são apresentadas as características das lajes secas que compõem o sistema de piso a ser analisado. Em seguida, conceitos de dinâmica estrutural que permeiam o estudo são descritos. As

principais prescrições normativas sobre o assunto são expostas também neste capítulo. E por último, um breve, mas consistente estado da arte sobre vibrações de piso causadas por atividades rítmicas humanas em sistemas em aço é apresentado.

No **Capítulo 3** os elementos estruturais que compõem o sistema de piso em estudo com informações retiradas do projeto executivo da edificação são descritos. Além disso, são apresentados os pontos principais referentes à modelagem numérica, são eles: as características do software utilizado neste trabalho, as propriedades físicas dos materiais, os carregamentos estáticos estimados, os tipos de elementos finitos empregados na análise, as condições de contorno e a definição da magnitude da malha.

O **Capítulo 4** dedica-se a análise estrutural do modelo numérico do sistema de piso estudado. A análise estrutural estática antecede às análises dinâmicas implementadas de vibração livre, harmônica e transiente. As características da análise transiente tais como montagem da matriz de amortecimento, tempo de integração e padrões de carregamento também são apresentadas nesse capítulo.

No **Capítulo 5** é apresentada uma análise paramétrica para avaliação da influência na resposta dinâmica quanto à variação na taxa de amortecimento e no número de pessoas que caminhando simultaneamente no piso. Um estudo sobre a propagação da vibração de painel a painel do sistema de piso também é apresentado.

Por fim, no **Capítulo 6**, são apresentadas as principais conclusões obtidas com base nos resultados alcançados ao longo deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. TÉCNICA CONSTRUTIVA A SECO

2.1.1. Conceituação da Técnica Construtiva a Seco

Conforme Benevolo (2001), a construção civil antes com base em técnicas artesanais e imprecisas, tratadas de caso a caso deu lugar às mecanizações dos sistemas de produção juntamente com os avanços tecnológicos que revolucionaram a forma de construir. Termos essencialmente associados às indústrias passaram a ser aplicados na arquitetura, como mecanização, produção em série, composição e organização. E posteriormente, por meio da aplicação desses princípios, o arquiteto Prouvé, na década de 30, constatou a viabilidade de construir sem a utilização da água como um conceito plausível de aplicação (BRUNA, 1976).

Na técnica construtiva a seco, geralmente utiliza-se água apenas na fase da fundação. Além da água, consequentemente outros elementos contidos em uma construção tradicional (Figura 2.1a) são dispensados, como por exemplo: a areia, o cimento, a brita e a argamassa. Sendo assim, entende-se que toda a construção que atenda esse pré-requisito é considerada uma construção seca.

Figura 2.1 - Tipos de construção: a) Construção artesanal b) Construção industrializada



Fonte: Página da Engenharia FSP.²



Fonte: Página da Sol. Industriais.³

² Disponível em: < <http://engenhariafsp.com.br/wpcontent/uploads/2015/08/cocreto-armado.jpg> >. Acessado em 02 mar. 2016.

³ Disponível em: http://www.solucoesindustriais.com.br/images/produtos/imagens_10018/p_predios-em-estrutura-de-aco-10.jpg. Acessado em 02 mar. 2016.

A técnica construtiva a seco advém da construção civil industrializada (Figura 2.1b), sendo assim, suas principais características são: o uso de materiais pré-fabricados com dimensões e características físico-químicas rigorosamente controladas, a standardização, métodos sistematizados de fabricação e montagem com emprego de operações repetitivas, possibilidades de montagens e desmontagens múltiplas, rapidez de execução, controle administrativo da produção, possibilidade de separar os locais de fabricação do de montagem, a necessidade de utilização de mão-de-obra qualificada para sua instalação, o rigor no controle físico-financeiro da obra, o menor desperdício de materiais e de alocação de mão-de-obra e o abandono de práticas tradicionais de construção baseadas no uso artesanal de peças moldadas *in loco* (BRANDÃO, 2002). Vale ressaltar que, além das vantagens citadas, a técnica em questão condiz com os princípios de sustentabilidade na construção civil, questão tenazmente abordada atualmente.

2.1.2. Sistemas Construtivos Compatíveis com a Técnica Construtiva a Seco

A técnica construtiva a seco é oriunda da industrialização, logo os componentes pré-fabricados industrializados são essenciais para a aplicação da técnica em questão na construção civil. Além disso, é necessário que o processo de montagem do sistema estrutural e dos demais componentes (por exemplo: vedações, coberturas, esquadrias, etc.) seja totalmente seco, contudo, para fins de acabamento, como em argamassas para assentamento de cerâmicas, em tintas látex, entre outros, é aceitável utilização da água.

Atualmente, existem no mercado sistemas construtivos que são compatíveis com a construção a seco, tais como o *Light Wood Framing* (sistema construtivo com elementos estruturais em madeira) e o *Light Steel Framing* (sistema construtivo com elementos estruturais em perfis de aço conformados a frio) ilustrados na Figura 2.2. Além desses sistemas, é possível também utilizar a técnica construtiva a seco com elementos estruturais em perfis de aço laminados ou soldados (Figura 2.3).

Figura 2.2 - Sistemas compatíveis com construção a seco: a) *Light Wood Framing* b) *Light Steel Framing*



Fonte: Página da SF GATE⁴ e Página da Casa Pré Moldada⁵ respectivamente.

O sistema construtivo em aço laminado ou soldado, ao contrário dos demais sistemas compatíveis com a técnica construtiva a seco, possibilita o alcance de grandes vãos proporcionando amplitude a obra e resultando em melhor aproveitamento dos espaços internos. Além disso, o sistema construtivo com perfis de aço laminados ou soldados é perfeitamente compatível com qualquer tipo componente construtivo, admitindo desde os mais convencionais (tijolos e blocos, lajes moldadas *in loco*) até componentes pré-fabricados, como lajes secas.

Figura 2.3 - Exemplos de construções com perfis laminados ou soldados



Fonte: Página da revista Arquitetura e Urbanismo da PINI⁶ e página da Tecnisa⁷.

⁴ Disponível em: < <http://homeguides.sfgate.com/methods-house-construction-8755.jpg>>. Acesso em 26 jan. 2017.

⁵ Disponível em:< <http://www.casapremoldadasa.com.br/assets/images/content/casa.jpg>>. Acesso em 12 mar. 2016.

⁶ Disponível em: <<http://au.pini.com.br/arquitetura-urbanismo/244/imagens/i429403.jpg>>. Acesso em 15 fev. 2016.

⁷ Disponível em: http://img.tecnisa.com.br/images/imoveis/110/Bairro/33_fm.jpg >. Acesso em 15 fev. 2016.

2.1.3. Lajes Secas

Para conceber uma “construção seca” é necessário que os todos os componentes sejam pré-fabricados, inclusive a laje. No mercado encontramos várias opções de lajes industrializadas compatíveis com o sistema estrutural de perfis de aço laminados ou soldados e dependendo do modo de aplicação, elas podem ser secas ou não. As lajes não secas são lajes que possuem componentes industrializados, mas, parte de sua concepção é realizada *in loco*. São elas: a laje mista (*steel deck*) e a laje pré-moldada alveolar em concreto. As classificadas como secas, são lajes cuja aplicação é totalmente seca e o revestimento é aplicado diretamente na superfície da laje através de um material colante.

A laje que atende esse pré-requisito e é compatível com o sistema de aço laminado ou soldado é o painel misto estruturado (PME) conhecido no mercado como Painel Wall® (Eternit), LP Mezanino® - revestimento em placa cimentícia (LP Building Products), Masterboard Panels® (Brasilit) e PAINEL WALL WOOD® (Dercolit). Além desse painel, os painéis de OSB (*Oriented Strand Board*) e as placas de concreto reforçado conhecidas no mercado como FORTACRETE® são também opções de lajes secas e são compatíveis com os sistemas: *Light Steel Framing* e *Light Wood Framing*.

2.1.3.1. Painel Misto Estruturado

A laje desempenha dupla função nas estruturas, a primeira é receber as cargas verticais e transmiti-las aos apoios e a segunda é atuar como um diafragma horizontal rígido, distribuindo as ações horizontais entre os pilares da estrutura. O painel misto estruturado (Figura 1.5) quando aplicado como vedação horizontal em sistemas de piso é capaz de desenvolver ambas funções apresentadas, mas por ser um produto versátil, o painel também pode atuar como vedação vertical (divisórias e fechamentos externos).

O painel adotado para estudo é composto por miolo em OSB (*Oriented Strand Board*) contraplacado em ambas as faces por placas cimentícias em CRFS (Cimento Reforçado com Fio Sintético). O painel apresenta-se em duas dimensões (Tabela 2.1), suporta uma sobrecarga de 500 Kg/m² e é apoiado em uma única direção (Figura 2.4)

por três apoios. Além disso, é compatível com diversos tipos de revestimentos, tais como pisos cerâmicos, vinílicos, de borrachas, carpetes, látex acrílico, verniz acrílico, resina acrílica e laminado melamínico. O revestimento é fixado nos painéis através da cola elastomérica (Figura 2.5).

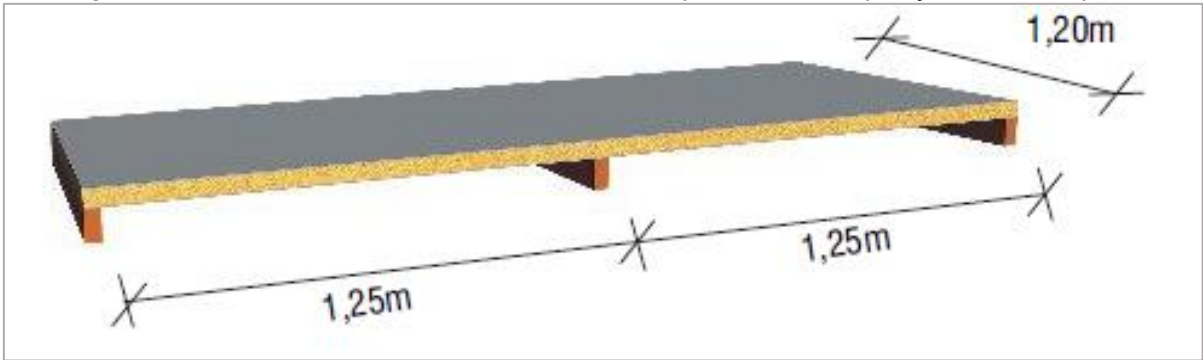
Tabela 2.1 - Dimensões do painel misto estruturado

Espessura (mm)	Dimensão (m)	Peso (kg/m²)	Vão máximo entre os apoios (m)
23	1,20 x 2,50	23,3	0,83 (4 apoios)
40	1,20 x 2,50	31,2	1,25 (3 apoios)

Fonte: Catálogo técnico LP Mezanino®.

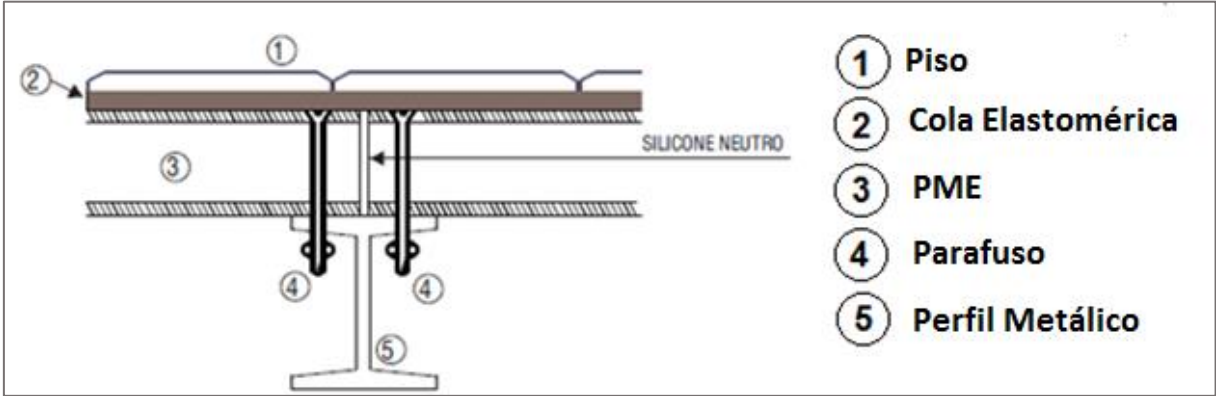
A fixação do painel na estrutura é realizada por meio de parafusos (Figura 2.5) e para fins de travamento recomenda-se que as juntas dos painéis instalados não se coincidam (Figura 2.6). A Figura 2.7 apresenta o painel em questão aplicado em duas edificações.

Figura 2.4- Painel misto estruturado de 40mm de espessura com a posição dos três apoios



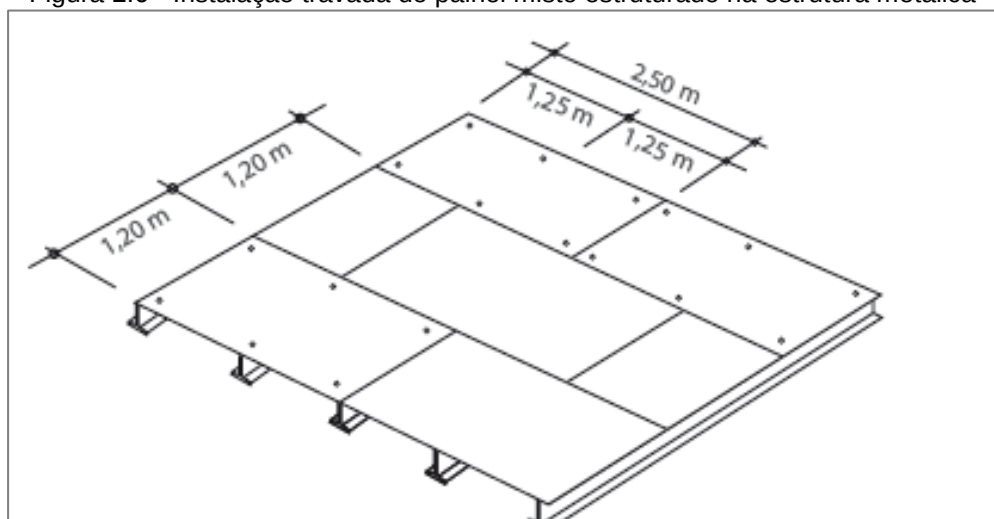
Fonte: Catálogo técnico LP MEZANINO®.

Figura 2.5- Corte esquemático da instalação do painel misto estruturado



Fonte: Manual técnico PAINEL WALL WOOD® Dercolit.
Nota: Dados adaptados.

Figura 2.6 - Instalação travada do painel misto estruturado na estrutura metálica



Fonte: Catálogo técnico PAINEL WALL® Eternit.

Figura 2.7- Exemplos do painel misto estruturado aplicado em duas edificações



Fontes: Página da Cad⁸ Metal e página da Madel Group⁹

⁸Disponível em:< http://www.cadmatal.com.br/imagens/obra/26_81.jpg>. Acesso em 10 fev. 2016.

⁹ Disponível em: <http://www.madelgroup.com.br/imgcrop.php?arquivo=./UserFiles/ArqImgProdutos/DSC00969.JPG&largura=350&altura=350>> .Acesso em 10 fev. 2016.

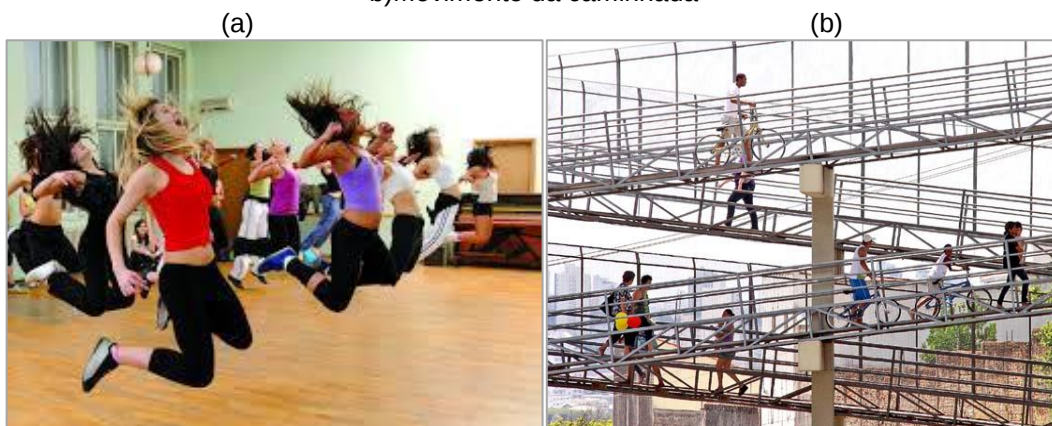
2.2. DINÂMICA ESTRUTURAL: VIBRAÇÕES DE PISO

2.2.1. Introdução

As estruturas de engenharia civil, tais como edifícios, pontes, galpões, torres, são solicitadas por diversos tipos de ações, que podem resultar em comportamentos caracterizados por respostas estáticas ou dinâmicas. As ações que originam respostas estáticas permanecem constantes ao longo do tempo, como por exemplo as ações gravitacionais (peso próprio e cargas permanentes), enquanto, as ações que provocam respostas dinâmicas variam durante intervalos de tempo (vento, tráfego rodoviário, ações sísmicas, explosões, etc.).

As ações dinâmicas externas, comumente as mais severas, como é o caso da ação sísmica, ação do vento, tráfego rodoviário intenso, explosões, podem induzir danos estruturais significativos ou até mesmo conduzir ao colapso da estrutura. Contudo, as ações humanas (Figura 2.8), como caminhar, pular, dançar, embora sejam de menor intensidade, podem provocar vibrações excessivas, que no mínimo, comprometem o conforto dos usuários. Cada uma destas “fontes” de vibração produz uma excitação específica na estrutura, com amplitude, frequência e direção distintas. Consequentemente, os seus efeitos, tanto na estrutura como na resposta humana, variam conforme a sua origem e de acordo com as suas características.

Figura 2.8 - Ações dinâmicas resultantes de movimentos humanos: a) Movimento de salto
b) Movimento da caminhada



Fontes: Página do You Tube¹⁰ e página do jornal Diário de Sorocaba¹¹.

¹⁰ Disponível em: <<https://img.youtube.com/vi/x2uhLOYpt8s/mqdefault.jpg>>. Acesso em 02 de fev. 2016.

¹¹ Disponível em: <<http://diariodesorocaba.com.br/noticia/217463>>. Acesso em 02 de fev. 2016.

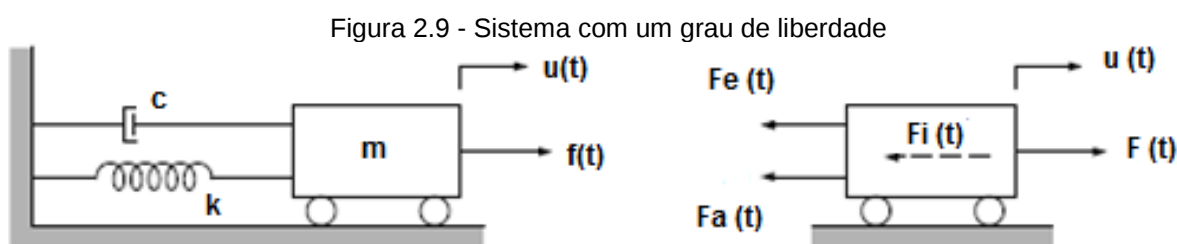
Vale ressaltar que, durante muito tempo, o dimensionamento das estruturas de engenharia civil, bem como o acompanhamento do seu comportamento, ao longo da sua vida útil, foi efetuado recorrendo apenas às análises estáticas. Este fato deveu-se principalmente à inexistência ou, à fraca capacidade computacional para resolver os algorítmicos de análise dinâmica mais complexos que os da análise estática e a falta de conhecimento dos profissionais da área. Atualmente, além de possível é necessário recorrer à análise dinâmica na realização de projetos estruturais, devido à utilização de peças cada vez mais esbeltas e leves vencendo grandes vãos, portanto mais suscetíveis à vibração.

2.2.2. Análise Dinâmica das Estruturas

2.2.2.1. Equação do Movimento

Os principais aspectos que diferenciam os problemas de análise dinâmica dos problemas de análise estática são a variação das solicitações no tempo e a existência de movimento oscilatório (usualmente designado por vibrações). O movimento oscilatório é usualmente caracterizado por meio das grandezas posição (deslocamento), velocidade e aceleração, às quais são associadas às forças que asseguram o equilíbrio dinâmico (contrapondo-se às forças externas), designadas respectivamente por forças elásticas, forças de amortecimento e forças de inércia.

Assim, para analisar convenientemente o movimento oscilatório de uma estrutura é necessário caracterizar adequadamente as diferentes forças que ajudam a equilibrar as forças externas, que são apresentadas na Figura 2.9 para um sistema simples com um grau de liberdade.



Fonte: Clough e Penzien (1995).

Nesse sentido, apresentam-se os principais aspectos físicos associados a cada uma das referidas forças. As forças elásticas são proporcionais aos deslocamentos e em termos matemáticos representam-se por:

$$f_e = k u(t) \quad (2.1)$$

em que f_e representa a força elástica, k é conhecida por constante elástica ou rigidez, enquanto $u(t)$ representa a componente de deslocamento em função do tempo.

As forças de amortecimento podem ser proporcionais à velocidade, na usual hipótese de amortecimento viscoso, e representam-se matematicamente por:

$$f_a = c \dot{u}(t) \quad (2.2)$$

em que a f_a representa a força de amortecimento, c a constante de amortecimento e $\dot{u}(t)$ a componente de velocidade em função do tempo.

As forças de inércia são proporcionais à aceleração, representando-se matematicamente na seguinte forma:

$$f_i = m \ddot{u}(t) \quad (2.3)$$

Na expressão anterior f_i representa a força de inércia, m a massa e $\ddot{u}(t)$ a componente de aceleração em função do tempo.

Sendo assim, pode igualmente considerar-se que a força externa $f(t)$ é equilibrada pelas forças elásticas, de amortecimento e de inércia. Assim, a forma mais direta e conveniente de formular as equações do movimento baseia-se no estabelecimento direto desses equilíbrios, obtendo-se desta maneira a conhecida equação do movimento (Equação 2.4).

$$k u(t) + c \dot{u}(t) + m \ddot{u}(t) = f(t) \quad (2.4)$$

A Equação 2.4 pode ser estendida a sistemas com múltiplos graus de liberdade conforme:

$$\mathbf{k} \mathbf{u}(t) + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (2.5)$$

onde $\mathbf{k}$, $\mathbf{c}$ e $\mathbf{m}$ são respectivamente as matrizes de rigidez, de amortecimento e de massa e $\mathbf{u}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ e $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ são respectivamente os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração e $\mathbf{f}(t)$ é o vetor das forças dinâmicas.

2.2.2.2. Vibração Livre Não Amortecida

Na seção anterior apresentou-se a equação diferencial do movimento de um sistema estrutural com múltiplos graus de liberdade, a qual é expressa pela Equação 2.5. Nesta fase o problema será abordado na sua forma mais simples, isto é, começa-se por se admitir que não existem forças externas aplicadas ($\mathbf{f}(t) = 0$) e considera-se que a componente de amortecimento é nula, assim, a expressão anterior assume a forma:

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{k} \mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (2.6)$$

em que $\mathbf{0}$ é um vetor de zeros. Por analogia com sistema de um grau de liberdade, a resposta será assumida como simplesmente harmônica, então:

$$\mathbf{u}(t) = \hat{\mathbf{v}} \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (2.7)$$

O vetor $\hat{\mathbf{v}}$ representa a configuração do sistema, a qual permanece inalterada com o tempo (apenas a amplitude varia). A aceleração da vibração livre pode ser escrita por meio da segunda derivada temporal da Equação 2.7, a saber:

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = -\omega^2 \hat{\mathbf{v}} \text{sen}(\omega t + \theta) = \omega^2 \mathbf{u}(t) \quad (2.8)$$

Substituindo as Equações 2.7 e 2.8 na Equação 2.6, encontra-se:

$$-\omega^2 \mathbf{m} \hat{\mathbf{v}} \text{sen}(\omega t + \theta) + \mathbf{k} \hat{\mathbf{v}} \text{sen}(\omega t + \theta) = \mathbf{0} \quad (2.9)$$

que pode ser escrita como:

$$[\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}] \hat{\mathbf{v}} = \mathbf{0} \quad (2.10)$$

A equação acima é um problema de valor característico ou de autovalor, como é mais conhecido. As variáveis ω^2 são os autovalores que são as frequências da vibração livre elevadas ao quadrado, e o vetor de deslocamento $\hat{\mathbf{v}}$, os autovetores, que

representam as formas de vibração do sistema. Portanto, aplicando a regra de Cramer, a solução será a Equação 2.11.

$$\hat{\mathbf{v}} = \frac{\mathbf{0}}{|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}|} \quad (2.11)$$

Para que a equação apresente solução diferente da trivial, é necessário que o seu denominador seja igual a zero. Assim:

$$|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}| = 0 \quad (2.12)$$

Essa Equação 2.12, é chamada de equação característica do sistema. A partir do desenvolvimento desse determinante chega-se a uma equação cujas N raízes ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_N^2$) representam as frequências dos N modos de vibração possíveis do sistema. O vetor que contém as frequências é denominado vetor de frequências, Equação 2.13:

$$\boldsymbol{\omega} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \vdots \\ \omega_N \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

Num sistema estrutural estável, cujas matrizes de massa e rigidez são positivas, simétricas e reais, todas as raízes da equação de frequência são reais e positivas.

2.2.2.3. Amortecimento Viscoso da Estrutura

Para determinação da matriz de amortecimento viscoso é usual a consideração de amortecimento proporcional à massa e à rigidez, denominado amortecimento de Rayleigh, sendo assim, a matriz de amortecimento pode ser calculada pela Equação 2.14.

$$\mathbf{c} = \alpha \mathbf{m} + \beta \mathbf{k} \quad (2.14)$$

onde:

α = constante de proporcionalidade da matriz de massa [s^{-1}];

β = constante de proporcionalidade da matriz de rigidez [s].

Por meio de coordenadas modais a Equação 2.14 pode ser expressa de forma escalar, em termos da taxa de amortecimento (ξ) e da frequência angular (ω) tendo a seguinte forma:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (2.15)$$

As constantes de proporcionalidade das matrizes de massa e de rigidez podem ser determinadas com um par de equações do tipo (2.15) pelo sistema:

$$\begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

cuja solução é:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_m\omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

Para taxas de amortecimentos iguais, a Equação 2.17 fica reduzida à Equação 2.18:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_n & \omega_m \\ 1 & 1 \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

Na prática é recomendado que ω_m geralmente seja a frequência fundamental, ou seja, a primeira frequência natural do sistema e ω_n esteja entre as maiores frequências dos modos que contribuem efetivamente para a resposta dinâmica. (CLOUGH; PENZIEN, 1995, p. 236, tradução nossa). Em outras palavras, ω_n é a frequência que ainda é mobilizada pelo carregamento atuante ocasionando deslocamentos relevantes na estrutura.

2.2.2.4. Carga Harmônica

Inicialmente, considerando um sistema massa-mola à força externa $f(t)$ de variação harmônica, que pode ser descrita como uma função seno de amplitude P_o e frequência circular $\bar{\omega}$. Resolvendo a Equação 2.4 encontra-se uma solução composta de dois termos. Uma parte representando a resposta transiente e outra a resposta estacionária.

Entretanto, como a resposta transiente é amortecida rapidamente, somente a resposta estacionária (estado permanente) é considerada conforme:

$$y_p(t) = \rho \sin(\bar{\omega}t - \phi) \quad (2.19)$$

cuja a amplitude máxima é determinada por:

$$\rho = \frac{P_0}{k \sqrt{(1-\beta_f^2)^2 + (2\xi\beta_f)^2}} \quad (2.20)$$

onde:

y_p = resposta estacionária;

ρ = amplitude máxima da resposta;

ω_0 = frequência natural circular do sistema;

$\bar{\omega}$ = frequência circular da força;

t = tempo;

ϕ = ângulo de fase;

β_f = razão entre a frequência da força e a frequência natural do sistema;

ξ = taxa de amortecimento modal.

Sendo a força aplicada de maneira estática com magnitude dada pela amplitude P_0 e o sistema tendo uma rigidez k , a deflexão estática é dada por:

$$y_0 = \frac{P_0}{k} \quad (2.21)$$

A razão entre amplitude máxima da resposta (ρ) e a deflexão estática (y_0) é conhecida como fator de amplificação dinâmica e é calculada pela relação:

$$FAD = \frac{\rho}{y_0} = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta_f^2)^2 + (2\xi\beta_f)^2}} \quad (2.22)$$

Com a definição do fator de amplificação dinâmica (FAD), a Equação 2.19 pode ser reescrita como:

$$y_p(t) = y_0 FAD \sin(\bar{\omega}t - \phi) = \frac{P_0}{k} FAD \sin(\bar{\omega}t - \phi) \quad (2.23)$$

Portanto, a amplitude máxima da resposta em uma análise dinâmica da estrutura é dada pela multiplicação da deflexão estática pelo fator de amplificação dinâmica:

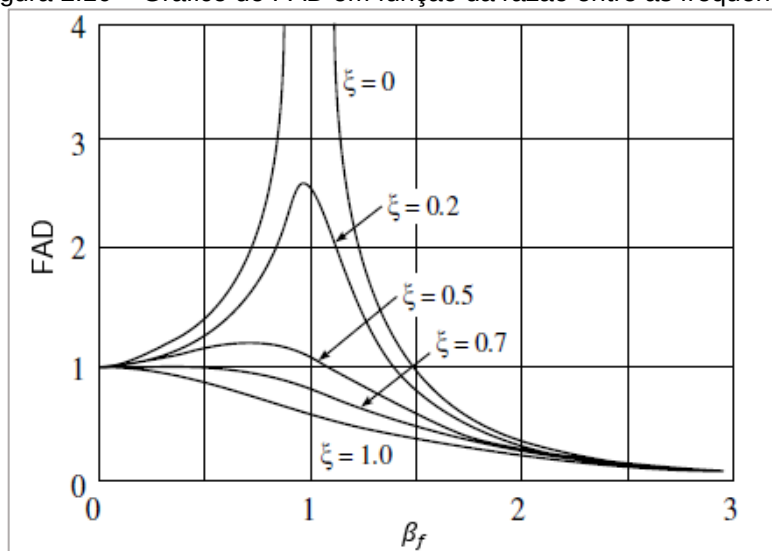
$$\rho = y_0 FAD \quad (2.24)$$

Na ressonância, quando β_f igual a 1, o fator de amplificação dinâmica é inversamente proporcional à taxa de amortecimento e tem-se:

$$FAD (\beta_f = 1) = \frac{1}{2\xi} \quad (2.25)$$

A Figura 2.10 mostra o gráfico do fator de amplificação dinâmica em função de β_f (razão entre as frequências) e da taxa de amortecimento. Percebe-se que quando β_f é igual a 1 e a taxa de amortecimento é muito baixa (próxima de zero), o FAD tende para o infinito, ou seja, a resposta se torna muito grande. À medida que se aumenta a taxa de amortecimento mantendo β_f igual a 1, o FAD diminui bastante. Quando a frequência da força de excitação for igual a zero, significa que a força está sendo aplicada de forma estática. Quando a frequência da força de excitação é muito grande ou a frequência do sistema é muito baixa, o FAD tende para zero, ou seja, as amplitudes de vibração se tornam muito pequenas (MOREIRA, 2004).

Figura 2.10 – Gráfico do FAD em função da razão entre as frequências



Fonte: Clough e Penzien (1995).

Apesar do conceito de fator de amplificação dinâmica ser desenvolvido aqui para um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma força harmônica, ele também pode ser útil no entendimento da resposta dinâmica de sistemas de múltiplos graus de liberdade sujeitos a carregamento periódico.

Em muitos sistemas estruturais reais, a taxa de amortecimento modal é da ordem 1%. Se medidas contra a ressonância não são tomadas, o fator de amplificação dinâmica chega a 50. Considerando que as forças são proporcionais aos deslocamentos, o fator de amplificação dinâmica também se aplica aos esforços estruturais, assim, os efeitos dinâmicos poderiam ser fatais (SMITH; HICKS; DEVINE, 2009, p.13).

2.2.3. Atividade Humana da Caminhada

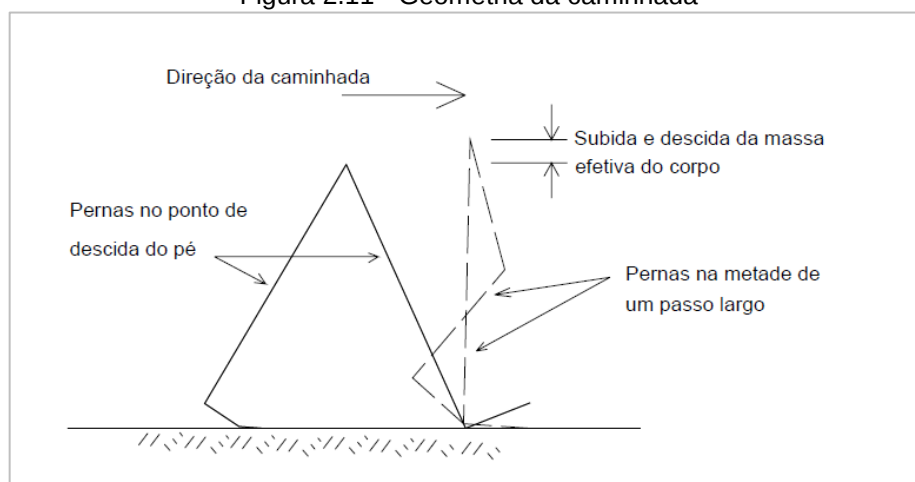
A caminhada é diferente para cada indivíduo. Em parte, essas diferenças se devem às características próprias de cada indivíduo. Dentre elas, podem ser citadas quatro:

- a) dimensões e configurações dos ossos;
- b) restrição do movimento nas articulações;
- c) distribuição de massa nos membros;
- d) velocidade da caminhada.

Quando anda, um pedestre produz uma força dinâmica variando no tempo e no espaço, com componentes em três sentidos: vertical, horizontal-lateral e horizontal-longitudinal. Esta força é devida à aceleração e desaceleração da massa do corpo, sendo a componente vertical, a de maior valor, considerada a mais importante (MAGIONI, 2015).

No mecanismo da caminhada, o pedestre obtém sua propulsão para frente por meio de impulsos alternados e rítmicos das pernas (Figura 2.11). Primeiro, o corpo se inclina para frente e, em seguida, a perna propulsora se estende impulsionando o corpo para frente. Quando o centro de gravidade passa além da base de sustentação (artelhos do pé propulsor) a ação da aceleração da gravidade faz com que o corpo caia para frente e para baixo, simultaneamente, a outra perna descreve uma oscilação para frente criando uma base de apoio mais ampla e evitando a queda do corpo. Na descrição do movimento, a descida e a subida da massa efetiva são realizadas numa faixa de aproximadamente 50 mm, de pico a pico, podendo variar este valor quanto ao ângulo formado entre uma perna e outra completamente esticada (MELLO, 2005).

Figura 2.11 - Geometria da caminhada

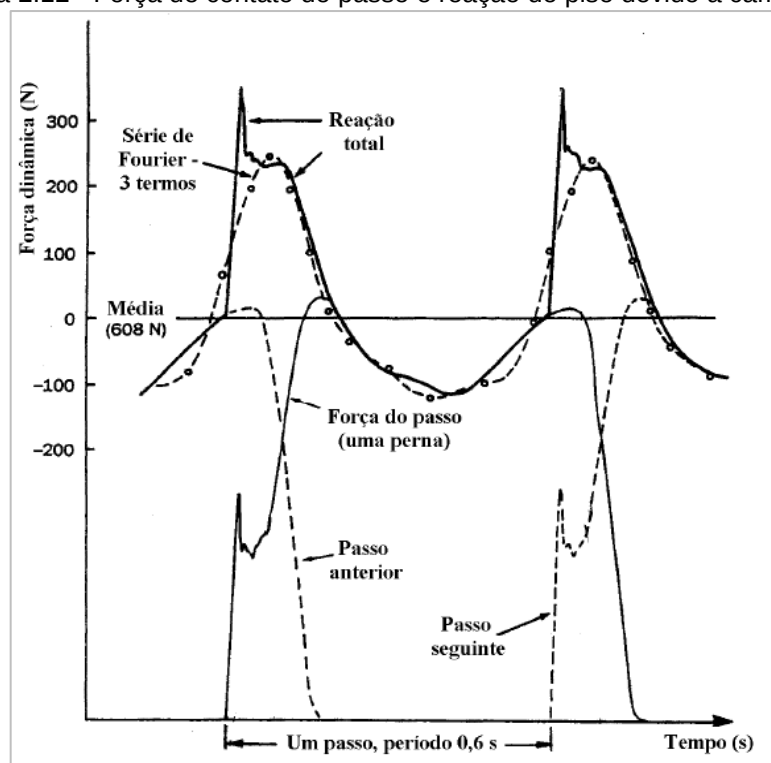


Fonte: Wyatt (1989).

Nota: Dados adaptados.

A Figura 2.12 mostra um registro experimental típico da variação no tempo da força de contato com a superfície rígida produzida por um passo expressa pela correspondente medição da reação resultante do piso (WYATT, 1989) e (OHLSSON, 1982).

Figura 2.12 - Força de contato do passo e reação do piso devido a caminhada



Fonte: Wyatt (1989).

Nota: Dados adaptados.

Segundo Murray et al. (2016, p. 6), a caminhada e outros movimentos humanos causam cargas dinâmicas a serem aplicadas às estruturas. Essas cargas são periódicas, ou quase assim, e são bastante complicadas. Vários pesquisadores (Rainer, Pernica e Allen (1988), Kerr e Bishop (2001) e Brownjohn, Pavic e Omenzetter (2004)) mostram formas de onda de força e espectros para vários tipos de cargas induzidas pelo movimento humano. Os espectros indicam contribuições significativas na frequência do passo em seus primeiros harmônicos. As magnitudes de força diminuem com o aumento do número harmônico e são insignificantes além da terceira ou quarta harmônica. Assim, as forças induzidas pelo ser humano são convenientemente representadas pela série de Fourier:

$$F(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \text{sen}(2\pi \cdot i \cdot f_c \cdot t - \phi_i) \quad (2.26)$$

onde:

G = peso da pessoa;

i = número do i -ésimo harmônico;

n = número total das contribuições harmônicas;

α_i = coeficiente de Fourier do i -ésimo harmônico;

$G \cdot \alpha_i$ = amplitude da força do i -ésimo harmônico;

f_c = frequência da atividade;

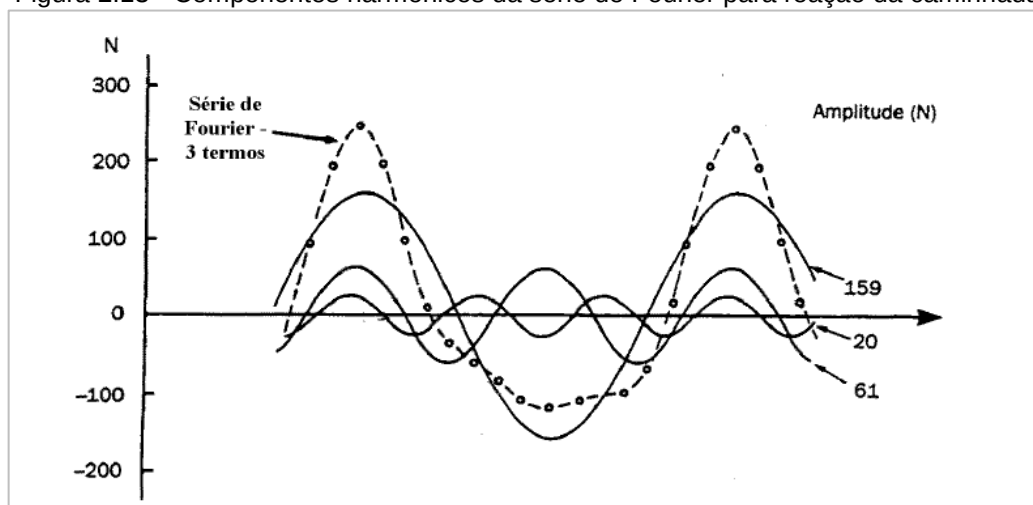
ϕ_i = ângulo de fase do i -ésimo harmônico;

t = tempo.

A função matemática da reação do piso, aproximada por uma série de Fourier com três termos, definida pela Equação 2.26, considera a parcela estática associada ao peso da pessoa e três componentes harmônicas da excitação. Esses harmônicos surgem devido à interação entre a carga crescente representada por um pé e pelo simultâneo descarregamento do outro pé. Os termos da série de Fourier estão representados graficamente na Figura 2.13.

Os parâmetros, coeficiente dinâmico e ângulo de fase, da série de Fourier para a atividade da caminhada são apresentados na Tabela 2.2. Como uma regra geral, a magnitude do coeficiente dinâmico diminui com o aumento do harmônico. Vale ressaltar que, os coeficientes dinâmicos foram determinados a partir de medições experimentais considerando o caso específico de atividade desenvolvida.

Figura 2.13 - Componentes harmônicas da série de Fourier para reação da caminhada



Fonte: Wyatt (1989).

Nota: Dados adaptados.

Tabela 2.2- Coeficiente dinâmico e ângulo de fase da série de Fourier para caminhada

Fonte	Peso da Pessoa	Coeficiente Dinâmico	Ângulo de Fase
Rainer, Pernica e Allen (1988) Allen e Murray (1993)	157 lb	0.5, 0.2, 0.1, 0.05	-
Willford, Young e Field (2007) Smith, Hicks e Devine (2009) Davis e Murray (2010)	168 lb	0.4, 0.07, 0.06, 0.05	0, $-\pi/2$, π , $\pi/2$

Fonte: Murray *et al.* (2016).

Nota: Dados adaptados.

Quanto a frequência dos passos em uma caminhada, segundo Wyatt (1989) ela pode variar entre 1,4 Hz e 2,5 Hz com amplitude de força tendendo a aumentar severamente com o aumento da frequência. Já conforme Murray *et al.* (2016), a frequência do passo pode variar entre 1,6 e 2,2Hz.

Um passo importante a ser realizado durante uma análise dinâmica consiste na identificação e distinção das várias frequências dos carregamentos induzidos pelas pessoas. Investigações prévias demonstraram a interdependência de parâmetros como: velocidade da caminhada, distância de um passo e sua frequência. A Tabela 2.3 apresenta alguns desses valores.

Nota-se que, à medida que a frequência do passo aumenta, a distância das passadas também aumenta. Para valores intermediários de frequência do passo, é necessário

realizar uma interpolação linear a fim de se descobrir a distância e a velocidade do passo.

Tabela 2.3 – Característica da caminhada

Tipo de caminhada	Velocidade (m/s)	Tamanho 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	1,0	2,3

Fonte: Bachmann e Ammann (1987).

Nota-se que, à medida que a frequência do passo aumenta, a distância das passadas também aumenta. Para valores intermediários de frequência do passo, é necessário realizar uma interpolação linear a fim de se descobrir a distância e a velocidade do passo.

É comum algumas normas e guias, por exemplo ABNT NBR 8800:2008 e Guia de Projeto de Smith, Hicks e Devine (2009), prescreverem uma frequência natural mínima de 3Hz para sistemas de piso, porque o harmônico fundamental da caminhada tem uma amplitude consideravelmente maior a dos harmônicos superiores, e fazendo a frequência natural do piso suficientemente alta, a vibração ressonante do piso a partir desse primeiro harmônico é evitada.

2.2.4. Percepção Humana

A percepção humana à vibração do piso é uma combinação do movimento do sistema de piso, percepção física e a reação psicológica à vibração. Ocupantes de uma edificação podem reagir de forma diferente estando sujeitos a mesma vibração (XU, 2011). Os seres humanos são mais sensíveis as vibrações no intervalo frequência de 4 a 8 Hz devido à ressonância interna da cavidade de corpo (GRETHER, 1971), fora dessa faixa de frequência, as pessoas aceitam acelerações de vibração mais elevada.

Segundo Murray *et al.* (2016), o limiar de percepção do movimento do piso em um local de trabalho ocupado pode ser maior que em um apartamento tranquilo. A reação de um idoso no quinquagésimo andar pode ser consideravelmente diferente a de um

adulto jovem vivendo no segundo andar de um apartamento mesmo se ambos forem submetidos ao mesmo movimento. A reação das pessoas que sentem a vibração depende muito do que eles estão fazendo. Ocupantes em escritórios ou residências são mais sensíveis a vibrações se comparados com as pessoas que realizam uma atividade física.

Pereira e Neves (2006) constataram por meio dos testes realizados que não existe diferença de percepção e conforto entre homens e mulheres. Verificou-se também a existência de diferenças significativas entre os resultados para a postura em pé e sentada. Além disso, constataram um fato que está em conformidade com diversos trabalhos, inclusive com os da ISO 2631/1:1997 e ISO 2631/2:1989, que a diminuição das amplitudes do movimento para frequências mais elevadas torna a vibração mais difícil de ser detectada, reduzindo-se a sensibilidade das pessoas.

Para Gama e Paneiro (2008), percepção e desconforto não devem ser confundidos, uma vez que o segundo geralmente possui valores mais altos que o primeiro. Mas eles afirmam que a repetição de eventos simplesmente perceptíveis também pode levar ao desconforto.

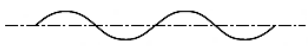
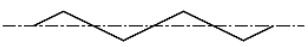
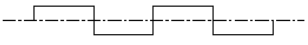
Sendo assim, é importante que a condição de conforto seja considerada na análise de sistemas estruturais, pois afeta diretamente no bem-estar, na eficiência do trabalho ou de quaisquer outras atividades, e até mesmo na saúde dos usuários (LANGER, 2009).

2.2.5. Critérios de Avaliação do Conforto Humano

Geralmente, a vibração excessiva em pisos é considerada um estado limite de serviço, primariamente relacionado ao desconforto, embora a vibração excessiva também possa causar danos ou fissuras e pode afetar o funcionamento de equipamentos sensíveis. O desconforto não pode ser diretamente quantificado ou mensurado. Como o desconforto e a percepção variam de pessoa a pessoa, nenhum limite exato pode ser imposto ou garantirá que não haverá queixas por parte dos ocupantes da edificação ao longo de sua vida útil. Em vez de soluções absolutas, as normas atuais procuram orientar os projetistas a tomarem decisões que terão baixa probabilidade de receber reclamações (SMITH; HICKS; DEVINE, 2009).

As diretrizes atuais descrevem o desconforto humano em termos de aceleração perceptível do piso; a adequação de um piso (em relação a vibrações) é assegurada pela comparação da aceleração prevista com uma série de critérios de aceitação. Há muitas formas de apresentar a aceleração de um sistema. A aceleração de pico é particularmente válida para indicação de impactos de curta duração, porém indica somente a ocorrência do pico, não levando em consideração o histórico no tempo da resposta. Por outro lado, a raiz-média-quadrada da aceleração, ou aceleração *r.m.s.* (root mean square) é uma medida mais relevante pois leva em consideração o histórico no tempo da resposta e dá um valor de nível o qual é diretamente relacionado à média de energia contida no movimento vibratório, (MELLO, 2009). A aceleração *r.m.s.* para uma onda senoidal, uma onda triangular e uma onda quadrada são mostradas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - A aceleração *r.m.s.* para várias formas de ondas

Forma da Onda		a_{pico}	$a_{r.m.s.}$
	Senoidal	1	$1\sqrt{2}$
	Triangular	1	$1\sqrt{3}$
	Quadrada	1	1

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

A aceleração de pico é de simples obtenção, basta visualizar a máxima aceleração no período estacionário da resposta. A aceleração *r.m.s.* numericamente é calculada pela Equação 2.27.

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T [a(t)]^2 dt} \quad (2.27)$$

onde:

T = período considerado

$a(t)$ = aceleração da função

t = tempo

A seguir, serão apresentados alguns critérios prescritos por normas e guias técnicos, com intuito de avaliar a aceitabilidade, referente ao conforto humano, da utilização de pisos.

2.2.5.1. Norma ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estrutura de concreto – Procedimento

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. Recomenda-se que para estruturas sujeitas às vibrações, a frequência fundamental da estrutura (f_n) exceda a frequência crítica (f_{crit}) conforme a Equação 2.28.

$$f_n > 1,2 f_{crit} \quad (2.28)$$

A f_{crit} depende do tipo de ocupação da edificação em estudo. Na falta de valores determinados experimentalmente, a Tabela 2.5 fornece valores para f_{crit} .

A ABNT NBR 6118:2014 indica que nos casos especiais em que as prescrições recomendadas não os atendam, o projetista poderá recorrer às normas internacionais para uma avaliação mais apurada.

Tabela 2.5 - Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

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

Fonte: NBR 6118:2014.

2.2.5.2. Norma ABNT NBR 8800:2008 - Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, o uso de estruturas de pisos com vãos grandes e amortecimento reduzido pode resultar em vibrações que causem desconforto durante as atividades humanas normais ou causar prejuízo ao funcionamento de equipamentos. Sendo assim em nenhum caso é permitido uma frequência natural da estrutura do piso inferior a 3,0 Hz e, para uma avaliação simplificada de vibrações em pisos induzidas por atividades humanas normais, as recomendações são:

- a) nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço, não superar 20 mm;
- b) nos pisos em que as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academia de ginástica, salões de dança, ginásios e estádios de esportes, a menor frequência natural não pode ser inferior a 6 Hz, devendo ser aumentada para 8 Hz caso a atividade seja muito repetitiva, como ginástica aeróbica. Essas condições ficam satisfeitas, respectivamente, se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço, não superar 9 mm e 5 mm.

Entretanto, a norma deixa claro que a avaliação simplificada pode não ser uma avaliação adequada para o problema. A verificação do estado limite de serviço de vibrações excessivas deve ser sempre realizada com combinações frequentes de serviço.

Para uma avaliação precisa, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda que seja realizada uma análise dinâmica para o projeto de estruturas sujeitas a vibrações em pisos, levando-se em conta pelo menos:

- a) as características e a natureza das excitações dinâmicas, como por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- b) os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;
- c) a frequência natural da estrutura do piso;

- d) a razão de amortecimento modal;
- e) os pesos efetivos do piso.

A ABNT NBR 8800:2008 recomenda procedimentos que considera precisos encontrados em guias de projeto internacionais e bibliografia especializada.

2.2.5.3. Norma ISO 2631-1:1997 – International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole- Body Vibrations)

Esta norma aplica-se a fenômenos de vibração nas três direções ortogonais e tem como principal objetivo a definição de métodos de quantificação de vibração em regime de corpo inteiro relativamente à saúde, conforto, probabilidade de percepção da vibração e incidência ao enjoo ao movimento. Além disso, define métodos para mensuração de vibrações periódicas, aleatórias e transientes de corpo inteiro.

Segundo essa norma, as vibrações afetam as pessoas de muitas formas, causando desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência no trabalho ou enjoo, no caso de vibrações de baixíssima frequência. A vibração das edificações pode alterar o conforto dos ocupantes a partir da frequência, da direção que atinge o corpo humano e de seu comportamento ao longo do tempo, se contínua, intermitente ou transitória. Além disso, a percepção e tolerância à vibração dependem do local, do tipo de atividade, do horário e da expectativa de conforto.

Na ISO 2631-1:1997 são definidos métodos de medida da vibração de corpo inteiro e indicados os principais fatores que se combinam para determinar o grau de aceitabilidade à exposição da vibração. O texto apresenta informações e orienta, quanto aos possíveis efeitos da vibração sobre a saúde e o conforto, apresentando três níveis de sensibilidade humana às vibrações:

- a) limite da redução do conforto: quando atividades como comer, ler e escrever são prejudicadas com o nível de vibração a que as pessoas ficam expostas;

- b) queda da eficiência: ocorre deficiência na realização de determinada atividade, podendo ocasionar, no caso de longa exposição, efeitos de fadiga nas pessoas;
- c) limite do tempo de exposição – define o limite máximo que uma pessoa pode ficar exposta a uma perturbação sem que possa causar algum dano à saúde e a sua segurança.

A ISO 2631-1:1997 particulariza um método básico de avaliação de vibração usando aceleração *r.m.s.* (Equação 2.27), expresso em metros por segundo quadrado para a aceleração linear e em radianos por segundo quadrado para a aceleração angular.

Como Griffin (1990) afirma, este método é bastante apropriado na análise de vibrações bem-comportadas, ou seja, de vibrações que permaneçam num estado periódico constante ou aleatoriamente estacionário durante longos períodos de tempo, caso contrário, a norma recomenda recorrer aos procedimentos de avaliação adicionais. Além desse, a norma apresenta dois métodos complementares ao básico: o método da média quadrática em contínuo e o método VDV (*Vibration Dose Values*).

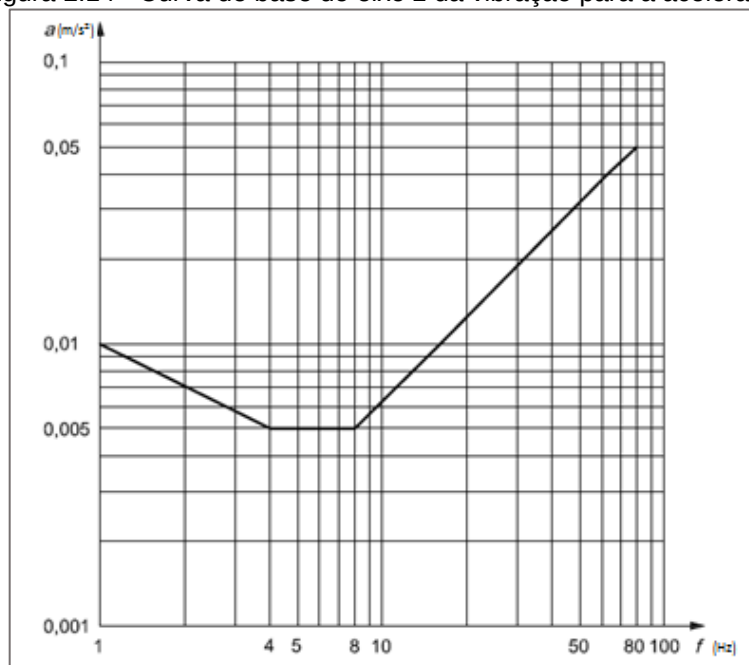
2.2.5.4. Norma ISO 2631-2:2003– International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole- Body Vibrations)

Essa norma concentra-se na avaliação dos níveis aceitáveis de exposição humana às vibrações em relação ao conforto. Para isso, especifica-se um método para a medição e avaliação desses níveis, consistindo da determinação da localização e das direções dessa medição. Para a medição da vibração em construções, a norma indica critérios para determinar a localização das medições e indica a norma ISO 2631-1:1997 para determinar as direções dessa medição. Deve-se expressar a magnitude dessas vibrações pela *frequency-weighted acceleration* (aceleração da frequência ponderada), definida matematicamente em seu anexo “A”. Para a avaliação das vibrações, recomenda-se usar os mesmos métodos apresentados na ISO 2631-1:1997. Além disso, a ISO 2631-2:2003 apresenta em seu anexo “B” um guia para coleta de dados da resposta humana às vibrações de construções. Portanto, a ISO 2631-2:2003 fornece um guia para medir e avaliar vibrações relacionadas com o

conforto usando recomendações adotadas na parte I dessa mesma norma, isto é, a ISO 2631-1:1997.

Vale ressaltar que, trechos que estavam na ISO 2631-2:1989 foram excluídos da ISO 2631-2:2003, contudo, alguns desses trechos ainda são relevantes como critérios para vibrações e foram reproduzidos na ISO 10137:2007, como por exemplo a Tabela 2.6 que apresenta os fatores de multiplicação para aceleração *r.m.s.* aplicadas às curvas de base. As curvas se diferem pela direção da vibração e, ao todo são três gráficos. A curva de base para o eixo z, ou seja, para o eixo vertical, é apresentada na Figura 2.14.

Figura 2.14 - Curva de base do eixo z da vibração para a aceleração



Fonte: ISO 10137:2007.

Tabela 2.6 - Fatores de multiplicação para aceleração *r.m.s.*

Locais	Horários de utilização	Vibração contínua ou intermitente	Vibração transiente
Áreas críticas (hospitais e laboratórios de precisão)	Diurno	1	1
	Noturno		
Residência	Diurno	2-4	30 - 90
	Noturno	1,4	1,4 - 20
Escritório	Diurno	4	60 - 128
	Noturno		
Oficina	Diurno	8	90 - 128
	Noturno		

Fonte: ISO 10137:2007.

2.2.5.5. Norma ISO 10137:2007– International Standard (Bases for design of structures — Serviceability of buildings and walkways against vibrations)

Esta norma internacional apresenta diretrizes sobre a avaliação do estado limite de serviço de vibrações excessivas em edifícios e passarelas. Não inclui pontes com o tráfego de veículos mesmo em conjunto com o tráfego de pedestre, nem o projeto de fundações ou estruturas suportes de máquinas.

Segundo a ISO 10137:2007, a avaliação das vibrações em edifícios e passarelas deve considerar as características da fonte de vibração, do caminho da transmissão e do receptor. A norma também apresenta as principais fontes de vibração e cita a caminhada como sendo uma delas.

Quanto à avaliação das respostas recomenda-se que a análise tenha um modelo de cálculo que incorpore as características da fonte e do caminho de transmissão e que seja então resolvido para a resposta de vibração no receptor. O tipo e a complexidade do modelo de cálculo dependem do comportamento dinâmico que ele deve representar e da precisão necessária na previsão da resposta de vibração. Hipóteses simplificadoras utilizadas para estabelecer e resolver o modelo de cálculo devem ser observadas. A análise pode ser focada em estruturas existentes ou pode ser uma parte do projeto de novas estruturas. As vibrações em estruturas de edifícios existentes devem ser avaliadas, sempre que possível, por medições, a fim de completar e verificar eventuais cálculos. Métodos aproximados para prever vibrações podem ser empregues onde:

- a) as hipóteses simplificadoras correspondem estreitamente à realidade conhecida, ou
- b) o efeito global foi verificado pela experiência de campo e / ou por cálculos mais refinados.

Quanto ao método de análise recomenda-se que a escolha deve ser ditada pelo tipo de fonte de vibração e pelo caminho de transmissão. Além disso, a norma divide o problema de vibrações em duas grandes classes: “A”: as ações da fonte de vibração mudam no tempo e no espaço, e “B”: as ações da fonte de vibração mudam no tempo, mas podem ser consideradas estacionárias no espaço.

Em relação a “Classe A”, a ISO 10137:2007 explicita que, quando a ação varia no tempo e no espaço, os problemas tornam-se muito difíceis de resolver analiticamente. Por essa razão, são frequentemente procuradas simplificações adequadas para eliminar ou desacoplar a variável espaço. A complexidade desses problemas é uma das razões pelas quais muitos deles foram tratados por métodos empíricos, ou pelo uso extensivo de medições em estruturas similares existentes.

Para uma avaliação dos níveis de vibração no receptor, recomendam-se dois passos:

- a) modelagem matemática das características dinâmicas da estrutura;
- b) cálculo da resposta no receptor, levando em conta as características da fonte de vibração.

Além disso, o modelo matemático pode ter como base uma distribuição de massa contínua ou distribuição de massa discreta (sistemas de graus de liberdade). No Anexo B estão presentes alguns exemplos de modelagem matemática e cálculos de resposta dinâmica.

Sobre amortecimento, a ISO 10137:2007 diz que em geral, essa propriedade não pode ser calculada ou prevista de forma confiável e a experiência com tipos de construção semelhantes fornece uma fonte provável de dados adequados para o amortecimento. Além disso, a ISO 10137:2007 sugere valores de taxas de amortecimento a serem adotadas em projeto.

Em relação aos critérios de vibração, inicialmente a ISO 10137:2007 agrupa as ocupações conforme o nível de reação do ocupante em:

- a) sensíveis: salas de operação do hospital;
- b) regular: escritórios e áreas residenciais;
- c) ativas: áreas de montagem ou locais de trabalho industrial pesado, pisos em arenas, ginásios e estádios sujeitos a atividades como dança, corrida, altos e movimentos coordenados de espectadores.

Em seguida, abordam-se requisitos para passarelas e critérios de vibração para as estruturas (fundação, vigas e pisos) e para o conteúdo material do edifício. Logo após,

aponta caminhos para o controle e atenuação da vibração. Os demais capítulos tratam dos métodos de análise da resposta, dos controles de vibração aplicáveis e dos atenuadores de vibração. Por último, os anexos apresentam mais detalhadamente as ações dinâmicas oriundas de pessoas, como caminhada ou corrida, ação de multidão e movimentos em escada, atividades rítmicas, entre outras, por meio de gráficos da força, tabelas com coeficientes e funções de carregamentos. Além disso, apresenta tipos de análises de vibração e exemplos de critérios de vibração. Na próxima seção serão apresentadas as diretrizes apontadas pela ISO 10137:2007 ao tema deste trabalho, presentes nos anexos da norma em questão.

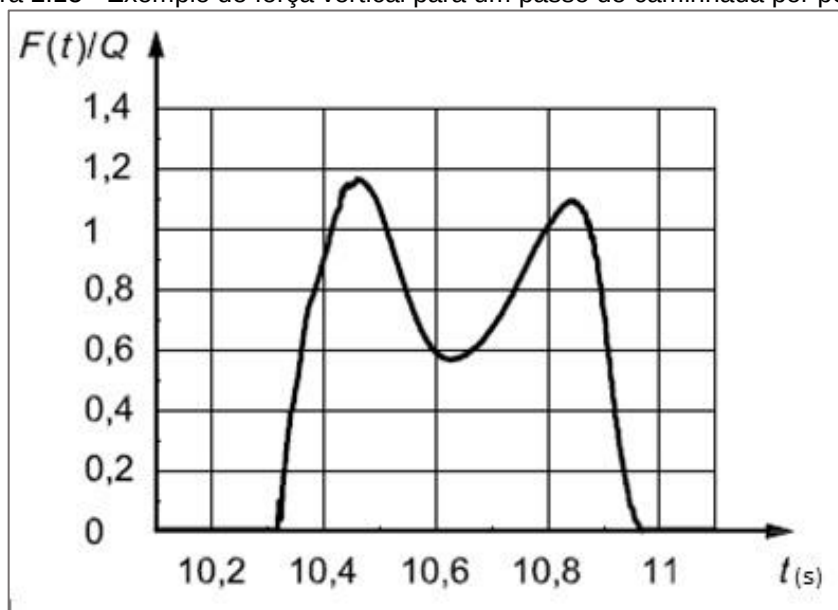
2.2.5.5.1. Caminhada

Em relação a caminhada a norma apresenta tais diretrizes:

a) obtenção da força

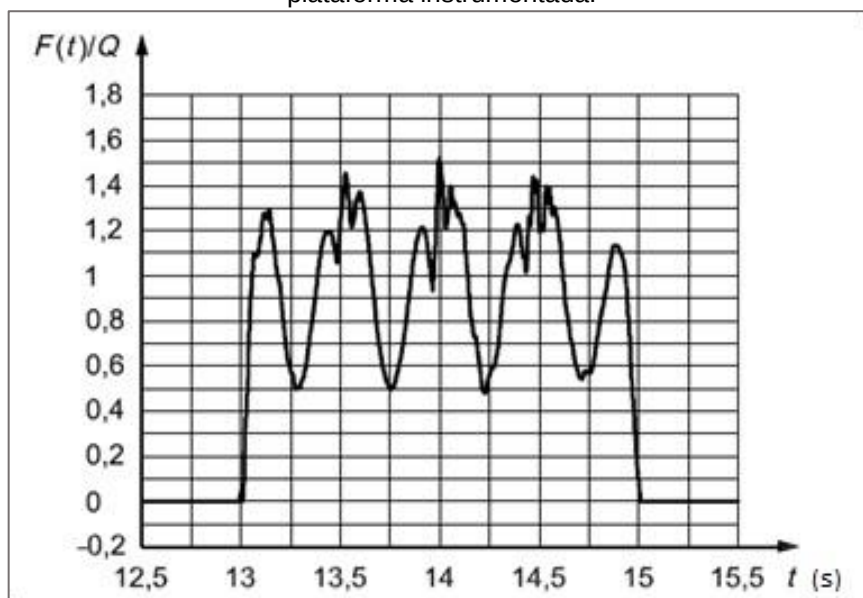
Inicialmente a norma apresenta gráficos da variação da força com o tempo para atividades humanas, dentre elas a caminhada, conforme Figuras 2.15 e 2.16, onde Q é o peso estático da pessoa. A força dinâmica pode ser expressa como uma série de Fourier na direção vertical e na horizontal.

Figura 2.15 - Exemplo de força vertical para um passo de caminhada por pessoa.



Fonte: ISO 10137:2007.

Figura 2.16 - Exemplo da função da força para uma pessoa que caminha por uma extensão de 3 m plataforma instrumentada.



Fonte: ISO 10137:2007.

Conforme a ISO 10137:2007, as forças produzidas por uma pessoa andando ou correndo dependem principalmente do físico da pessoa e da velocidade de andar ou correr e, em menor grau, do tipo de calçado e da construção do piso.

Além disso, na Tabela 2.7 são apresentados intervalos de valores para os harmônicos da função da caminhada. Coeficientes dinâmicos para as direções vertical e horizontal também são mostrados.

Tabela 2.7 - Parâmetros de projeto para forças em movimento devido a uma pessoa caminhando

Atividade	Harmônico	Frequência (Hz)	Coeficiente dinâmico para direção vertical ($\alpha_{n,v}$)	Coeficiente dinâmico para direção horizontal ($\alpha_{h,h}$)
Caminhada	1º	1,2 – 2,4	0,37 ($f - 1,0$)	0,1
	2º	2,4 – 4,8	0,1	
	3º	3,6 – 7,2	0,06	
	4º (*)	4,8 – 9,6		
	5º (*)	6,0 - 12		

(*) Esses harmônicos superiores raramente são significativos quando a percepção humana é o foco, porém podem ser importantes para edificações com ocupações mais sensíveis, como instrumentações sensíveis a vibrações.

Fonte: ISO 10137:2007.

Nota: Dados adaptados.

b) análise estrutural

Neste tópico a ISO 10137:2007 indica métodos de modelagem matemática a serem adotados conforme a complexidade da estrutura e da excitação, o grau de precisão exigido, as facilidades disponíveis para a análise e a força aplicada à estrutura.

A partir da variação de força e das propriedades geométricas e dinâmicas do piso, sugere-se calcular pela integral Duhamel as respostas do piso relacionadas à caminhada ou à corrida. A ação de mais de uma pessoa precisa ser considerada como o caminhar coordenado, corrida ou marcha sincronizada. Para grupos bem coordenados, o efeito de vibração total é a soma das contribuições individuais e, isso conduzirá a um limite superior para os níveis de vibração previstos. Para grupos maiores, um fator de redução $C(N)$ pode ser aplicado como apresentado no Anexo A desse guia. Para pessoas que atravessam um piso, a duração limitada da excitação deve ser considerada na avaliação da resposta. Uma solução de limite superior pode ser obtida considerando que a excitação é contínua.

c) critérios de avaliação

A variável usual para medir é a aceleração. Conforme a ISO 10137:2007, os níveis de vibração aceitáveis variam com a frequência do movimento, portanto, é necessário filtrar a aceleração. Os filtros apropriados são fornecidos pela ISO 2631-1:1997 para situações em que a direção de vibração crítica é especificada ou ISO 2631-2:2003 se a direção crítica for desconhecida. A ISO 2631-1:1997 também descreve como valores adequados de aceleração *r.m.s.* podem ser determinados a partir da aceleração filtrada.

A ISO 2631-2:1989 também é considerada, pois parte dela ainda é relevante como critérios para vibrações de edifícios e foi reproduzida na ISO 10137:2007 conforme visto no subitem 2.2.5.4. Esses critérios são utilizados para avaliar vibrações consideradas como contínuas e intermitentes ou transitórias. De acordo esta norma, vibrações contínuas são aquelas com duração superior a 30 minutos por 24 horas e vibrações intermitentes são que possuem mais de 10 eventos por 24 horas. Além desse, o método VDV é considerado como outra opção de critério para avaliar vibração em casos que a aceleração do piso ultrapasse o limite de tolerância do critério anterior. Contudo, a norma salienta que o método não é comumente utilizado.

2.2.5.6. Guia de Projeto de Murray, Allen, Ungar e Davis (2016): Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity

O principal objetivo deste guia é fornecer ferramentas analíticas simples para avaliar sistemas estruturais em aço (pisos, pontes e escadas) sujeitas a vibrações induzidas por atividades humanas, como caminhada, corrida e atividade rítmica. Além disso, o guia apresenta orientações sobre o uso do método dos elementos finitos para sistemas que não se enquadram no método analítico, sobre projeto de pisos que apoiam equipamentos sensíveis e sobre o desenvolvimento de medidas corretivas para os pisos problemáticos. Contudo, este trabalho abordará somente os procedimentos para avaliar o piso sujeito à atividade da caminhada.

O procedimento analítico tratado neste guia para a predição da resposta começa com obtenção da frequência fundamental da estrutura. Em seguida obtém-se a resposta estrutural em termos de aceleração e um limite de tolerância. Se a resposta estrutural não exceder o limite de tolerância, o piso ou outro elemento estrutural avaliado apresenta níveis aceitáveis de vibração devido à atividade humana. Vale destacar que, as ferramentas analíticas apresentadas neste guia representam anos de pesquisa e demonstraram produzir previsões úteis da aceitabilidade da resposta de vibração de estruturas em aço sujeitas à atividade humana.

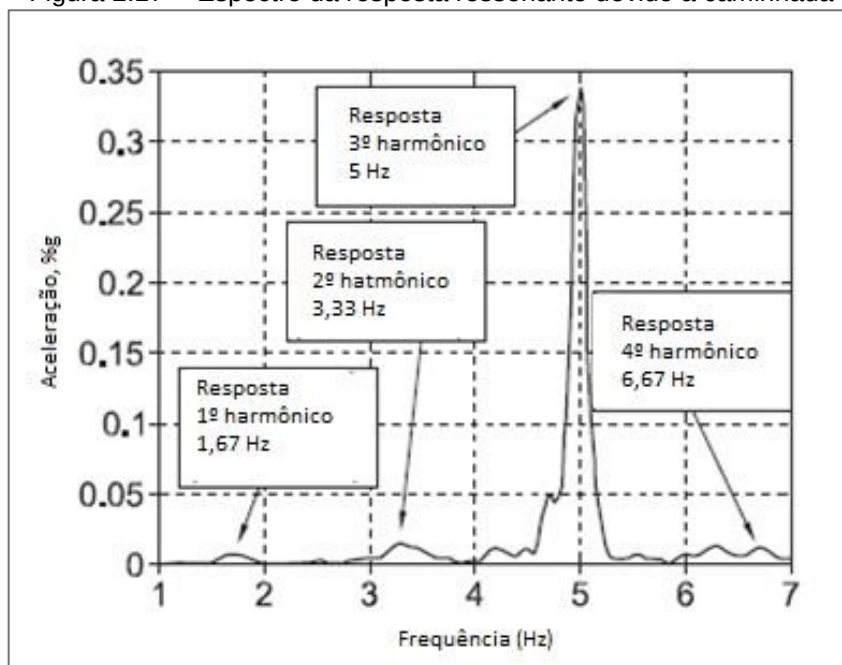
Os métodos para estimar as propriedades de piso requeridas e os procedimentos de design para pisos de baixa frequência (<9 Hz) e pontes para pedestres foram propostos pela Allen e Murray (1993) e incluídos na primeira edição deste Design Guia, e são recomendados nesta edição.

2.2.5.6.1. Resposta Ressonante

A frequência fundamental da estrutura determina o tipo de resposta de vibração às atividades humanas. Se a frequência fundamental for baixa o suficiente para ser combinada com uma frequência harmônica de força, então a resposta máxima será uma acumulação ressonante. Um sistema que permite tal resposta é referido como um sistema de baixa frequência, tipicamente inferior a 9 Hz. Conforme mostrado na Figura 2.17, as respostas ressonantes podem resultar em acelerações muito altas. Tais respostas causam quase todos os problemas de vibração relacionados ao

conforto humano. Contudo, se a frequência fundamental for maior que a frequência harmônica máxima considerada, a ressonância não é possível.

Figura 2.17 – Espectro da resposta ressonante devido a caminhada



Fonte: Murray *et al.* (2016).

Nota: Dados adaptados.

A Figura 2.17 ilustra um espectro da resposta ressonante devido a caminhada em uma estrutura com uma frequência fundamental de 5 Hz, onde a terceira harmônica da frequência do passo, 1,67 Hz (três vezes a frequência do passo) corresponde à frequência fundamental. O espectro indica pequenas respostas ao primeiro, segundo e quarto harmônicos. A grande maioria da resposta é devido à ressonância causada pela terceira harmônica.

2.2.5.6.2. Critérios de avaliação para o conforto humano

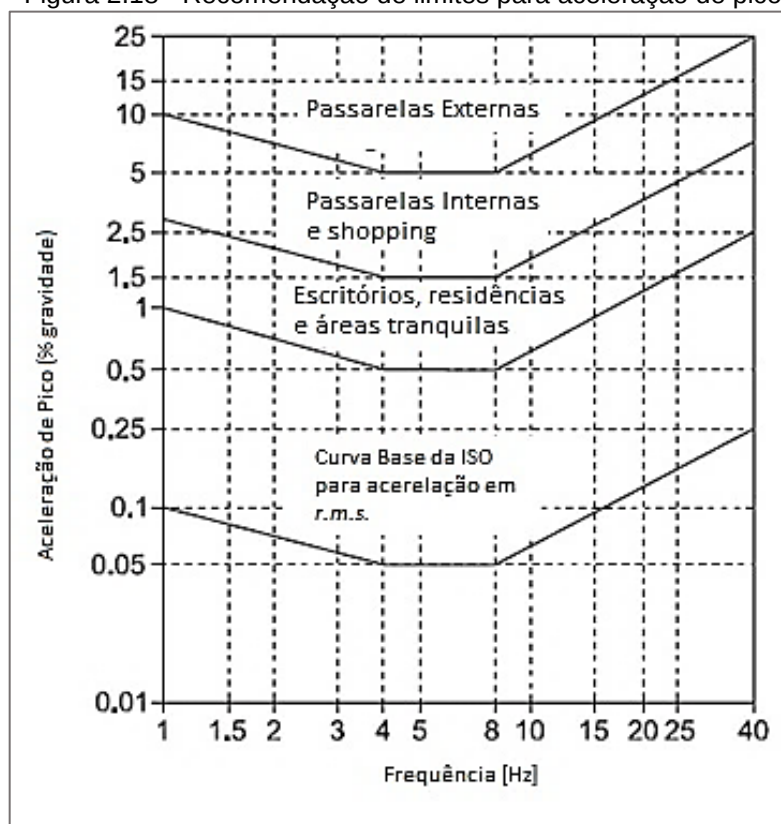
a) Fontes de limites de tolerância

Norma ISO 2631-2:2003 e ISO 10137:2007 contém uma curva base para resposta humana a acelerações sinusoidais contínuas. Além das curvas, existem os fatores de multiplicação recomendados para os limites de tolerância de vibração aplicados à curva de base (Tabela 2.6). Por exemplo, 4, para escritório sujeitos a vibração

continua ou intermitente e 60 a 128 para vibração transitória. As normas não contêm um fator de multiplicação para caminhada.

Sendo assim, Allen e Murray (1993) argumentaram que a caminhada causa uma resposta que é intermitente, mas não tão repetitiva como outras respostas intermitentes, como as que são causadas por máquinas de fundação. Eles estimaram que um intervalo razoável de fatores de multiplicação para uma caminhada em um escritório é 5 a 8, o que corresponde a uma aceleração em *r.m.s.* na faixa de 0,25% g a 0,4% g. Allen e Murray usaram uma proporção de pico para aceleração de *r.m.s.* de 1,7 para converter de *r.m.s.* para aceleração de pico. Finalmente, usando a experiência, eles estabeleceram um limite de aceleração pico sinusoidal de 0,5% g para escritórios para vibração na faixa de 3 a 10 Hz. Eles usaram um raciocínio semelhante para chegar a limites menos rigorosos para outros ambientes, como shoppings e estádios. Esses limites foram recomendados na primeira edição deste guia e novamente nesta edição são mostrados na Figura 2.18.

Figura 2.18 - Recomendação de limites para aceleração de pico



Fonte: Murray *et al.* (2016); ISO 2631:1989.

Nota: Dados adaptados.

b) Resposta da caminhada para pisos de baixa frequência (< 9 Hz)

O critério de avaliação baseia-se na resposta dinâmica dos sistemas de piso que comportam escritórios, shopping centers, escolas, igrejas, pontes para pedestres e áreas similares de baixa frequência (<9 Hz).

Uma série de forças é representada por uma série especializada de Fourier para forças induzidas pelo ser humano, Equação 2.26. No entanto, apenas um componente harmônico da Equação 2.26 é usado neste procedimento porque todos os outros produzem pequenas vibrações em comparação com o harmônico associado à ressonância, como mostrado na Figura 2.17. Como apenas um termo é usado, o atraso de fase não é considerado. O primeiro termo na Equação 2.26, G , que representa o peso estático do caminhante, que já está no piso quando a caminhada começa, também não precisa ser considerado.

$$F(t) = \alpha_h G \sin(2\pi h f_p t) \quad (2.29)$$

onde:

G = peso da pessoa, toma-se 157 lb;

α_h = coeficiente dinâmico (α_i) da força harmônica que causa ressonância;

f_p = frequência do passo;

h = número do harmônico que causa ressonância.

Os coeficientes dinâmicos adotados pelo guia, relacionados à caminhada, estão presentes na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Frequência (f) e coeficiente dinâmico* (α_i)		
Harmônico	Pessoa Caminhando	
i	f Hz	α_i
1	1,6-2,2	0,5
2	3,2-4,4	0,2
3	4,8-6,6	0,1
4	6,4-8,8	0,05

Fonte: Murray *et al.* (2016).

Nota: Dados adaptados.

Frequências do passo a passo variam entre 1,6 e 2,2 Hz com um alcance médio de aproximadamente 1,9 a 2,0 Hz. A frequência harmônica máxima é perto de 9 Hz (ver Tabela 2.8). Assim, a ressonância devido à caminhada não é possível se a frequência natural do piso está acima dessa frequência.

Um fator de redução, R , é introduzido para considerar o fato de que o pleno movimento ressonante do estado estacionário não é alcançado para a atividade da caminhada e que a pessoa que caminha e a pessoa perturbada não estão simultaneamente no local de máximo deslocamento modal. Sendo assim, a aceleração máxima é dada por:

$$a_p = \frac{R\alpha_h Q}{2\xi W_p} \quad (2.30)$$

a_p = aceleração de pico;

R = fator de redução;

ξ = taxa de amortecimento modal;

W_p = peso efetivo do painel.

É recomendado utilizar um fator de redução (R) de 0,7 para passarelas e 0,5 para estruturas de piso.

Para finalidade de projeto, a Equação 2.30 pode ser simplificada substituindo o coeficiente dinâmico, α_i , pela aproximação da relação passo entre o segundo e o quarto coeficientes dinâmicos harmônicos, conforme mostrado na Figura 2.19, pelo valor obtido pela expressão:

$$\alpha = 0,83 \exp(-0,35 f_n) \quad (2.31)$$

onde:

α = coeficiente dinâmico;

f_n = frequência fundamental do piso.

Com essa substituição, é obtido o seguinte critério de projeto:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_c e^{-0,35 f_n}}{\xi W_p} < \frac{a_0}{g} \quad (2.32)$$

onde:

$\frac{a_p}{g}$ = relação entre a aceleração de pico estimada e a aceleração da gravidade;

$\frac{a_0}{g}$ = relação limite entre as acelerações fornecidas pela Figura 2.18;

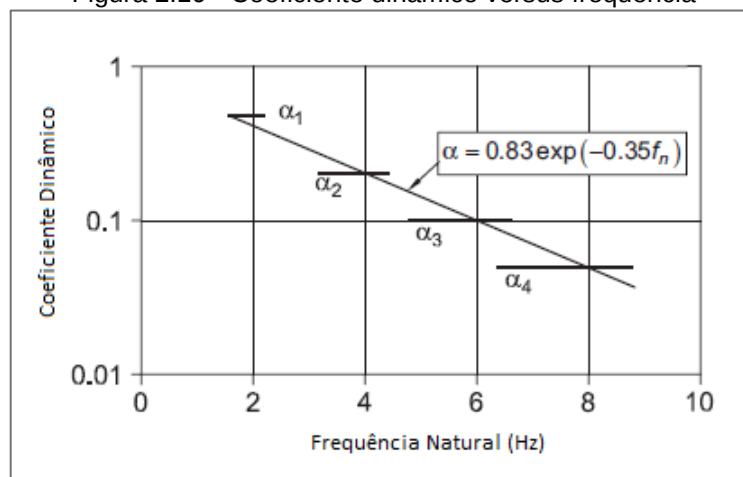
f_n = frequência fundamental do piso;

P_c = força constante igual = $0,83RG$, ou seja, 65 lb.

ξ = taxa de amortecimento (ver Tabela 2.9);

W_p = peso efetivo do painel.

Figura 2.19 - Coeficiente dinâmico versus frequência



Fonte: Murray *et al.* (2016)

Nota: Dados adaptados.

Tabela 2.9 - Valores recomendados para amortecimento dos componentes

Componente	Taxas de amortecimento (ξ)
Sistema Estrutural	0,01
Forro e dutos	0,01
Componentes de escritório convencional¹	0,01
Componentes de escritório moderno²	0,005
Igrejas, escolas e shoppings	0
Paredes de <i>drywall</i> de altura total do pé-direito	0,02 – 0,05*

¹ escritório com mobílias grandes, armários com livros e com repartições desmontáveis;

² escritório com equipamentos eletrônicos substituindo os livros e papéis, estações de trabalho amplamente espaçadas e poucas mesas e repartições desmontáveis;

*dependendo do número de repartições no compartimento e sua localização.

Exemplo: Um piso com forro no teto e dutos que suportam componentes de escritório leve possui uma taxa de amortecimento crítico igual a: $\xi = 0,01 + 0,01 + 0,005 = 0,025$.

Fonte: Murray *et al.* (2016)

Nota: Dados adaptados.

c) Resposta da caminhada para pisos de alta frequência (>9Hz)

Os pisos de alta frequência (> 9 Hz) não sofrem ressonância devido a andar; em vez disso, a resposta à marcha é semelhante a uma série de respostas de impulso aos passos individuais. Liu e Davis (2015) usaram a Equação 2.33 para determinar a aceleração do pico após um passo com um fator de ajuste, R_M , para dar conta das contribuições dos modos acima do modo fundamental, resultando em:

$$a_p = \frac{2\pi f_n R_M I_{eff}}{M} \quad (2.33)$$

onde:

R_M = Fator de modo mais alto = 2,0

I_{eff} = Impulso efetivo $\left(\frac{f_{step}^{1,43}}{f_n^{1,30}} \right) \left(\frac{Q}{17,8} \right)$;

M = Massa modal fundamental do piso ou passarela $\left(\frac{W_e}{2g} \right)$;

W_e = Peso efetivo do piso ou passarela.

d) Parâmetros requeridos

- Peso Efetivo do Painei

O peso efetivo do painel, W_p , é estimado primeiramente considerando os modos críticos das vigas secundária e principal separadamente e então combinando-os posteriormente. O peso efetivo das vigas secundária e principal são estimados por:

$$W_p = wBL \quad (2.34)$$

onde,

w = peso suportado por unidade de área;

B = largura efetiva do elemento;

L = largura efetiva.

O cálculo da largura efetiva das vigas secundárias é dado por:

$$B_j = C_j \left(\frac{D_s}{D_j} \right)^{\frac{1}{4}} L_j \leq \left(\frac{2}{3} \right) \text{ largura do piso} \quad (2.35)$$

onde:

$C_j = 2,0$ para vigas na maioria das áreas e $1,0$ para vigas de borda;

D_s = momento de inércia transformado da laje por unidade de comprimento = $\frac{d_e^3}{(12n)} mm^3$;

d_e = espessura efetiva da laje de concreto, usualmente tomada como a altura do concreto acima da fôrma mais metade da altura da fôrma;

η = razão modular dinâmica = $E_s/1,35E_c$;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

D_j = momento de inércia transformado da viga de piso por unidade de largura = I_j/Sv ;

I_j = momento efetivo de inércia da viga secundária;

Sv = espaçamento entre vigas;

L_j = vão da viga secundária.

Para os modos das vigas principais, a largura efetiva é:

$$B_g = C_g \left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{\frac{1}{4}} L_g \leq \left(\frac{2}{3} \right) \text{ comprimento do piso} \quad (2.36)$$

onde:

$C_g = 1,6$ e $1,8$ para vigas principais suportando vigas secundárias conectadas, respectivamente, à sua mesa e a alma;

D_g = momento de inércia transformado da viga por unidade de largura = I_g/L_j ;

L_g = vão da viga primária.

Quando as vigas forem contínuas sobre os seus apoios e o vão adjacente for maior que 0,7 vezes o vão em consideração, o peso efetivo, W_j ou W_g , pode ser aumentado em 50 %. Essa consideração não é feita para o caso de vigas principais que apoiam diretamente nas colunas.

Para o modo combinado, o peso equivalente é aproximadamente:

$$W_p = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g \quad (2.37)$$

Onde:

Δ_j e Δ_g = flecha máxima das vigas secundária e principal, respectivamente devido ao peso suportado;

W_j e W_g = peso efetivo dos painéis das vigas secundária e principal, respectivamente.

A ação mista da viga com a laje é normalmente assumida quando se calculam Δ_j e Δ_g , aceitando que haja conexões cisalhantes suficientes entre a laje e a viga. Se o vão da viga primária, L_g , é menor que a largura efetiva da viga secundária, B_j , o modo combinado é restringido e o sistema é efetivamente rígido. Isso pode ser levado em conta por meio da redução da flecha, Δ_g , usada na Equação 2.38:

$$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_j} \Delta_g \quad (2.38)$$

onde L_g/B_j é tomada maior que 0,5 e menor que 1,0. Se o vão da viga secundária é menor que um quarto do vão da viga primária, o modo da viga secundária e o modo combinado devem ser verificados separadamente.

2.2.5.6.3. Frequência Natural do Piso

O parâmetro mais importante para a verificação do estado limite de serviço de vibrações excessivas é a frequência fundamental do sistema de piso. A seguir, um procedimento simplificado para a determinação da frequência fundamental da vibração vertical é apresentado.

Para fins de cálculos, o piso consiste numa laje de concreto (com ou sem fôrma de aço) apoiada em vigas ou treliças de aço, que por sua vez se apoiam em paredes ou outras vigas de aço entre pilares. A frequência natural é determinada, primeiramente, considerando as frequências naturais do painel da viga secundária e do painel da viga principal, separadamente. Depois, as mesmas são combinadas.

Para uma viga simplesmente apoiada, com uma carga uniformemente distribuída, a frequência natural fundamental pode ser obtida pela equação:

$$f_n = \frac{\pi}{2} \left[\frac{g E_s I_t}{w_u L_e^4} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.39)$$

onde,

f_n = frequência natural fundamental;

g = aceleração da gravidade, 9,81 m/s²;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

I_t = momento de inércia transformado; momento de inércia transformado efetivo caso as deformações de cisalhamento sejam incluídas;

w_u = carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento (carga real, não a de projeto);

L_e = vão do elemento.

A norma recomenda para algumas ocupações valores de projeto para a sobrecarga (ver Tabela 2.10). Os valores recomendados para escritório pesado e residência são os mesmos presentes na primeira edição deste guia.

O modo combinado é obtido pela relação de Dunkerley:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad (2.40)$$

onde:

f_j = frequência do painel da viga secundária;

f_g = frequência do painel da viga principal.

A Equação 2.39 pode ser reescrita como:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (2.41)$$

onde Δ é a flecha no meio do vão do elemento. Se ambas as vigas secundária e principal forem consideradas simplesmente apoiadas, a relação de Dunkerley pode ser reescrita como:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g)}} \quad (2.42)$$

Δ_j = flecha do painel da viga secundária devido à carga suportada;

Δ_g = flecha do painel da viga principal devido à carga suportada.

Tabela 2.10 - Sobrecarga recomendada para análise da vibração da caminhada

Ocupação	Sobrecarga (psf)
Escritório convencional¹	11
Escritório moderno²	6-8
Residência	6
Shopping	0
Área de reunião³	0

¹ escritório com mobílias grandes, armários com livros e com repartições desmontáveis;

² escritório com equipamentos eletrônicos substituindo os livros e papéis, estações de trabalho amplamente espaçadas e poucas mesas e repartições desmontáveis;

³ espaço para reunião, ou algo similar, com pequenas mobílias.

Fonte: Murray *et al.* (2016)

Nota: Dados adaptados.

2.2.5.7. Guia de Projeto de Smith, Hicks e Devine (2009): *Design of Floors for Vibration: A New Approach*

Este guia de projeto tem como objetivo fornecer aos projetistas um método simples para a determinação da aceleração de pisos para que se possa compará-la com os níveis de aceitabilidade descritos na BS 6472:1992 e na ISO 10137:2007 para projeto de edifícios e no padrão de desempenho *Health Technical Memorandum* 08-01 para hospitais. O guia inclui orientação de projeto para pisos usando elementos estruturais de aço em perfis laminados ou formados a frio, sendo particularmente útil para arranjos estruturais que são regulares em planta. Faz referência à pesquisa e medições em uma variedade de edifícios que demonstraram um bom desempenho à vibração alcançado com pisos mistos de aço e concreto.

Segundo o guia de projeto, no Reino Unido, uma aproximação tradicional usada para projetar pisos convencionais a critérios de serviço era verificar as vigas primária e secundária independentemente para uma frequência natural mínima de 4 Hz, assumindo condições de apoio simplesmente apoiadas. Esse limite de frequência mínima reduz a possibilidade de desconforto dos usuários e minimiza a probabilidade da ocorrência de ressonância quando a frequência do primeiro harmônico das atividades humanas coincidir com a frequência fundamental do piso. Entretanto não fornece nenhuma indicação do nível da resposta do piso.

O guia menciona que em estruturas, o amortecimento é fornecido a partir do atrito e deslizamento nas ligações e a partir da mobília e fixações dos compartimentos (o conteúdo de um compartimento removerá energia da vibração, pela vibração ou movimento dele mesmo). Como esses fatores variam entre edifícios e entre partes do edifício, é necessário ter como base em projeto, valores que historicamente se mostraram apropriados. A Tabela 2.11 apresenta os valores da taxa de amortecimento a serem utilizados em projeto, a menos que informações mais precisas sejam disponíveis.

Tabela 2.11 - Taxas de amortecimento para projeto

ξ	Piso Acabado
0,5%	Para estruturas de aço totalmente soldadas e escadas.
1,1%	Para pisos completamente descobertos ou pisos onde apenas uma pequena quantidade de mobiliário está presente.
3,0 %	Para pisos totalmente equipados e mobiliados em uso normal.
4,5%	Para um piso onde o projetista está confiante de que as divisórias estarão adequadamente localizadas para interromper o (s) modo (s) de vibração relevante (isto é, as linhas de partição são perpendiculares aos elementos vibratórios principais da forma de modo crítico).

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Para o cálculo das frequências modais de pisos mistos, recomenda-se adotar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto igual a 38 GPa para concreto de peso normal e 22 GPa para concreto leve (densidade seca de aproximadamente 2350 kg/m³ e 1800 kg/m³, respectivamente).

O guia apresenta dois procedimentos para a análise da resposta de pisos mistos a vibrações. Um procedimento geral é estabelecido quando se utiliza uma modelagem numérica em elementos finitos para determinar as frequências naturais, massas modais e modos de vibração do piso em consideração. Esse procedimento é particularmente útil para estruturas que são complexas ou têm requisitos muito rigorosos no que diz respeito à vibração.

O outro procedimento é manual, sendo aplicável somente às estruturas regulares, que em geral, têm de ser criadas a partir de uma grelha retilínea. Esse procedimento de avaliação simplificada compreende o cálculo manual da frequência natural das vigas primária e secundária e conseqüentemente do piso, a definição da massa modal do piso, a avaliação da resposta e verificação da resposta em relação ao critério de aceitabilidade. O procedimento simplificado e os critérios de aceitabilidade para vibrações contínuas são apresentados a seguir. Vale ressaltar que, primeiro obtém-se a primeira frequência fundamental do piso, para então encontrar a resposta em *r.m.s.* e comparar aos limites recomendados.

2.2.5.7.1. Frequência Natural do Piso

Para a vibração livre de uma viga com seção uniforme, a frequência do enésimo modo de vibração é dada resolvendo a Equação 2.43.

$$f_n = \frac{K_n}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{mL_e^4}} \quad (2.43)$$

onde:

EI = rigidez à flexão;

m = massa;

L_e = vão do elemento.

K_n = constante que representa as condições de apoio da viga para o enésimo modo de vibração.

Alguns valores padrão de K_n são dados na Tabela 2.12. Um método conveniente para determinar a frequência fundamental é utilizar o deslocamento máximo (Δ) causado pelo peso da massa uniforme por unidade de comprimento. Para um elemento

simplesmente apoiado submetido a uma carga uniformemente distribuída, esta é a expressão familiar:

$$\Delta = \frac{5mgL^4}{384 EI} \quad (2.44)$$

onde a aceleração da gravidade (g) é 9,81 m/s².

Tabela 2.12 – Valores padrão de K_n

Condições de Apoio	K_n para modo n		
	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$
Rótula / Rótula (simplesmente apoiado)	π^2	$4 \pi^2$	$9 \pi^2$
Engaste / Engaste	22,4	61,7	121
Engaste / livre	3,52	22	61,7

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Reorganizando a Equação 2.44, e substituindo o valor de m e K_1 na Equação 2.43, obtém-se a seguinte equação:

$$f_n = \frac{17,8}{\sqrt{\Delta}} \cong \frac{18}{\sqrt{\Delta}} \quad (2.45)$$

onde Δ é o deslocamento (em milímetros) da laje, das vigas secundárias e das vigas primárias utilizando condições de apoio apropriadas e a massa correspondente ao peso próprio, cargas permanentes e 10% da sobrecarga. O valor 10% representa a porção permanente da sobrecarga no piso para um edifício de uso normal (isto é, um escritório com mobília).

Além disso, utilizando a aproximação de Dunkerly (Equação 2.40) a Equação 2.45 fornece a frequência fundamental de um sistema de piso, quando Δ é tomada como a soma dos deslocamentos de cada um dos componentes estruturais (vigas primárias, secundárias e laje). Para assegurar que as atividades de caminhada estão fora da faixa que poderia causar ressonância, nenhuma estrutura de piso deve ter uma frequência fundamental inferior a 3 Hz.

2.2.5.7.2. Resposta do Piso

Para frequências fundamentais entre 3 Hz e 10 Hz, a aceleração *r.m.s.* deve ser calculada conforme a Equação 2.46 assumindo uma resposta ressonante a um dos harmônicos da frequência da caminhada.

$$a_{w,rms} = \mu_e \mu_r \frac{0,1 G}{2\sqrt{2}M\xi} W \rho_r \quad (2.46)$$

Se a frequência fundamental for superior a 10 Hz, a aceleração *r.m.s.* deve ser calculada a partir da Equação 2.47, que pressupõe que o piso apresente uma resposta transitória.

$$a_{w,rms} = 2\mu_e \mu_r \frac{185}{M f_n^{0,3}} \frac{G}{700} \frac{1}{\sqrt{2}} W \quad (2.47)$$

onde:

μ_e = fator de forma modal no ponto da excitação, normalizado para o anti-nó;

μ_r = fator de forma modal no ponto de resposta, normalizado para o anti-nó;

ξ = taxa de amortecimento modal, conforme indicado na Tabela 2.11;

G = peso de uma pessoa, normalmente tomado como 746 N (76 kg x 9,81 m/s²);

M = massa modal (item “a” desta seção);

ρ_r = fator de acumulação da ressonância (item “b” desta seção);

W = fator de ponderação (item “d” desta seção);

f_n = frequência fundamental do piso.

O guia recomenda que μ_e e μ_r podem ser conservadoramente considerados como 1, se os pontos de resposta e de excitação forem desconhecidos, ou se for necessária uma resposta geral para todo o piso.

a) Massa Modal

A massa modal, M , é calculada a partir de uma área de plano efetiva do piso que participa no movimento da seguinte maneira:

$$M = m_p L_{eff} S \quad (2.48)$$

m_p = massa do piso por unidade de área incluindo a carga permanente e a uma parcela da sobrecarga;

L_{eff} = comprimento efetivo do piso (ver Equação 2.49);

S = largura efetiva do piso (ver Equação 2.50).

Para os pisos construídos utilizando lajes sobrepostas às vigas, a variável L_{eff} deve ser calculada a partir da seguinte equação:

$$L_{eff} = 1,09 (1,10)^{n_y-1} \left(\frac{EI_b}{mbf_n^2} \right)^{1/4} L_{eff} \leq n_y L_y \quad (2.49)$$

onde:

n_y = número de painéis na direção do vão da viga secundária (menor ou igual a 4);

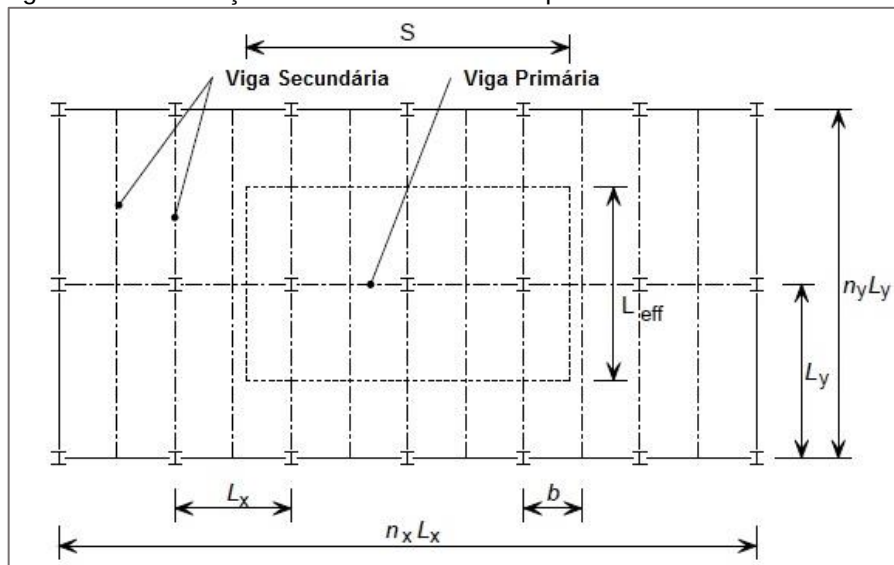
EI_b = rigidez dinâmica à flexão da viga mista secundária;

b = espaçamento entre vigas;

f_n = frequência fundamental;

L_y = vão da viga secundária (ver Figura 2.20).

Figura 2.20 - Definição de variáveis utilizadas para estabelecer massa modal



Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Nota: Dados adaptados

E a largura efetiva S do piso deve ser calculada a partir da equação:

$$S = \eta_f (1,15)^{n_x-1} \left(\frac{EIs}{mf_n^2} \right)^{1/4} S \leq n_x L_x \quad (2.50)$$

onde:

L_x = vão da viga primária (ver Figura 2.20);

n_x = número de painéis na direção do vão da viga primária (menor ou igual a 4);

η_f = fator que leva em conta a influência da frequência do piso na resposta da laje, dado na Tabela 2.13;

El_s = rigidez dinâmica à flexão da laje;

f_n = frequência fundamental.

Tabela 2.13 – Fator η_f

Frequência Fundamental	η_f
$f_n < 5 \text{ Hz}$	0,5
$5 \text{ Hz} \leq f_n \leq 6 \text{ Hz}$	$0,21f_0 - 0,55$
$f_n > 6 \text{ Hz}$	0,71

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

b) Fator de acúmulo de ressonância

Se um percurso de caminhada é suficientemente curto, a condição de estado estacionário pode não ser atingida. Quando se conhece a disposição das divisórias e o comprimento dos corredores, esta acumulação da resposta pode ser levada em conta. O seguinte fator de acumulação de ressonância pode ser aplicado à aceleração *r.m.s.* do estado estacionário:

$$\rho_r = 1 - e^{\left(\frac{-2\pi\xi L_p f_p}{v}\right)} \quad (2.51)$$

Onde:

ξ = taxa de amortecimento modal, conforme indicado na Tabela 2.11;

f_p = frequência do passo;

L_p = distância do caminho da caminhada;

v = velocidade da caminhada.

Para frequências fundamentais entre 1,7Hz e 2,4Hz, a velocidade pode ser obtida pela equação:

$$v = 1,67f_p^2 - 4,83f_p + 4,50 \quad (2.52)$$

c) Categorias de ponderação

O valor do fator de ponderação, W , é detectado através das curvas de ponderação com base na frequência fundamental do piso. O tipo de curva é adotado conforme o eixo de vibração, W_b (eixo z) ou W_d (eixo x e y), a forma de ocupação e a categoria da sensação da vibração (percepção ou desconforto). Sendo que o tipo de categoria, “percepção”, só se aplica em circunstâncias especiais, como as salas de operação, local onde o nível de vibração precisa ser tal que não possa ser percebido e não afete a estabilidade da mão ou da visão. A Tabela 2.14 apresenta os tipos de curva de ponderação para o tipo de ocupação abordado neste trabalho conforme o eixo de vibração. A Figura 2.21 mostra a curva de ponderação W_b para o eixo z. A Tabela 2.15 apresenta os mesmos dados da curva de ponderação por meio de números.

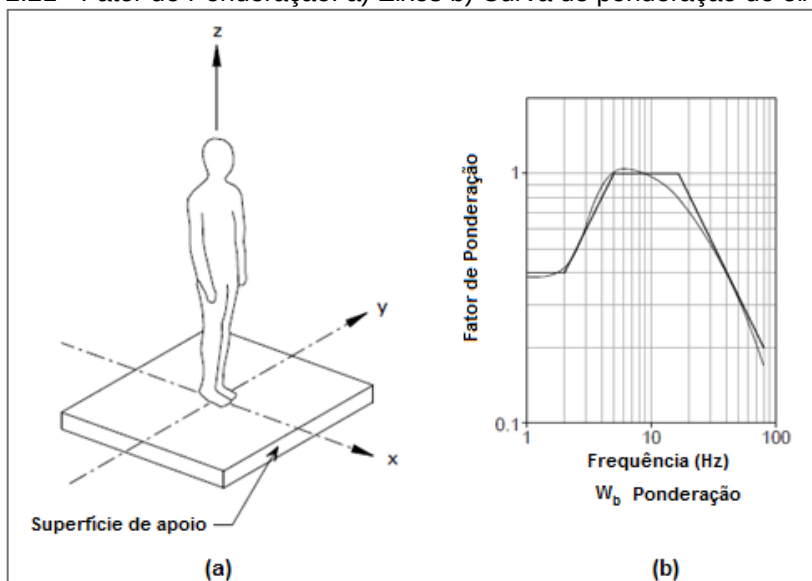
Tabela 2.14 – Curvas de ponderação para o projeto do piso para escritórios, residências e consultórios.

Tipo de ocupação	Eixo de Vibração	Categoria	Curva de ponderação (BS 6841)
Residência, escritório, laboratórios em geral e consultório	Eixo z	Desconforto	W_b
	Eixos x e y		W_d

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Nota: Dados adaptados

Figura 2.21 - Fator de Ponderação: a) Eixos b) Curva de ponderação do eixo z (W_b)



Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Nota: Dados adaptados.

Tabela 2.15 - Valor de ponderação, W , baseados na Figura 2.21b para o eixo z

$W = 0,4$	$1 \text{ Hz} < f_n < 2 \text{ Hz}$
$W = \frac{f}{5}$	$2 \text{ Hz} \leq f_n < 5 \text{ Hz}$
$W = 1,0$	$5 \text{ Hz} \leq f_n \leq 16 \text{ Hz}$
$W = \frac{f}{5}$	$f_n > 16 \text{ Hz}$

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Nota: Dados adaptados.

2.2.5.7.3. Critério de Aceitabilidade

Quanto ao critério de aceitabilidade desse guia é o mesmo apresentado na ISO 10137:2009 para vibrações contínuas. Contudo, o guia recomenda adotar o seguinte método. Encontrar o fator de resposta, R_p , que para vibrações no eixo z, é dado pela equação:

$$R_p = \frac{a_{w,rms}}{0,005} \quad (2.53)$$

O denominador da Equação 2.53 é semelhante ao que pode ser obtido por meio da curva base da ISO 10137:2009 (Figura 2.14), entretanto, nesse caso, 0,005 só se aplica as frequências contidas no intervalo de 4Hz à 8 Hz.

Em seguida, recomenda-se comparar o fator de resposta a multiplicadores idênticos aos da ISO 10137:2007. Além disso, o guia também apresenta outros fatores multiplicadores (Tabela 2.16). Mesmo sendo menos conservadores, o guia explica que não foram recebidas reclamações dos ocupantes dos pisos quanto ao conforto.

Tabela 2.16 - Fatores multiplicadores da aceleração contínua baseados na excitação de uma pessoa

Local	Fator Multiplicador
Escritório	8
Shopping	4
Escada (utilização leve)	32
Escada (utilização pesada)	24

Fonte: Smith, Hicks e Devine (2009).

Nota: Dados adaptados.

Para o guia se os valores de resposta calculados estão dentro dos limites para vibrações contínuas, não há necessidade de considerar a natureza intermitente das forças dinâmicas. No entanto, para a situação em que o piso tem uma resposta maior do que seria aceitável sob os limites conservadores de vibração contínua, e a especificação de projeto permite o uso de VDV, a aceitabilidade pode ser avaliada considerando a natureza intermitente das forças dinâmicas. Uma análise VDV efetivamente permite que a resposta seja maior do que as especificadas para vibrações contínuas, mas apenas por pequenos períodos de tempo.

2.3. ESTADO DA ARTE: COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS DE PISOS UTILIZADOS EM ESTRUTURAS DE AÇO

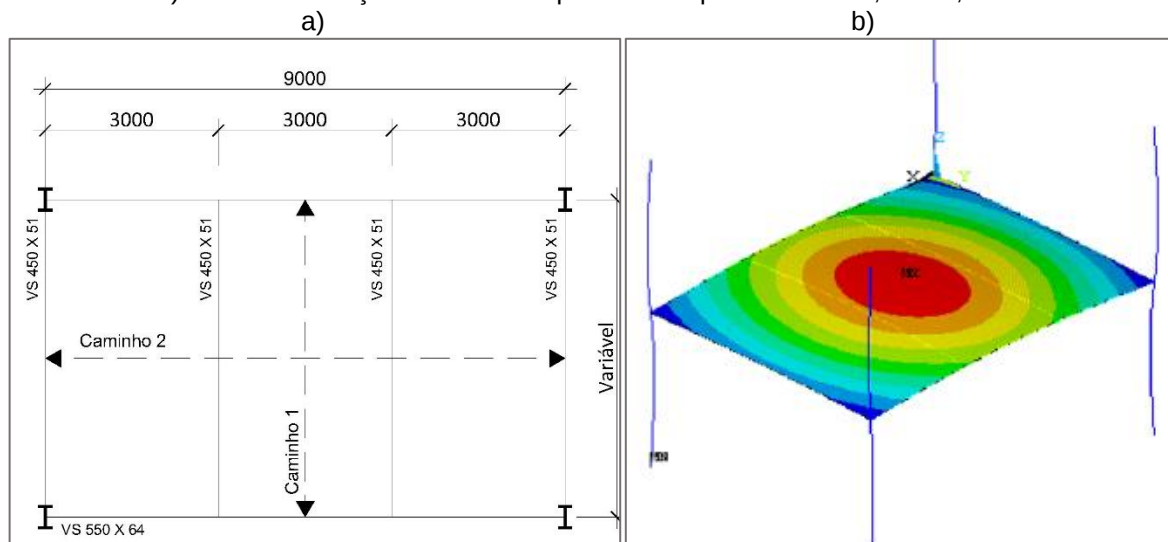
Os sistemas de piso abordados nesse estado da arte são compostos por vigas de aço ou mistas de aço e concreto, lajes de concreto ou lajes mistas de aço e concreto. Também, são abordados sistemas de piso compostos por vigas em perfis leves do tipo *Light Steel Framing* e lajes em painel OSB, placas cimentícias ou mistas de aço e concreto.

Pernica e Allen (1982) realizaram medições em cinco pisos de um shopping center, três delas em locais com lajes mistas de aço e concreto (*steel deck*) e duas em locais com lajes pré-moldados protendidas. Considerando a finalidade do piso como área de passeio, os critérios de conforto humano foram atendidos segundo a norma canadense CAN 3-A3.3-M77.

Mello *et al.* (2008) contribuíram também na investigação dos efeitos dinâmicos causados por carregamento humano devido à caminhada. Por meio de análise numérica no *software* ANSYS®, a estrutura de um piso com vigas mistas de aço e concreto, laje maciça de concreto e pilares de aço (Figura 2.22) foi analisada e teve os seus primeiros modos de vibração determinados, conforme mostra a Figura 2.22b. Foram analisados quatro tipos de carregamentos: os dois primeiros compostos apenas por variação temporal e os dois últimos contemplando, além da variação temporal, a variação espacial da carga (caminhos 1 e 2 da Figura 2.22a), tornando-os mais próximos da realidade do carregamento humano da caminhada. Ao comparar os resultados da aceleração de pico de cada modelo de carga com os valores propostos por Murray, Allen e Ungar (2003) e os valores limites da ISO 2631-2:1989, uma das

conclusões de Mello *et al.* (2008) foi que os modelos de carga com variação espacial produziram acelerações maiores que os carregamentos sem variação espacial e que os valores limites, enfatizando, dessa maneira, que a variação da carga no espaço tem um papel importante na avaliação dos efeitos dinâmicos.

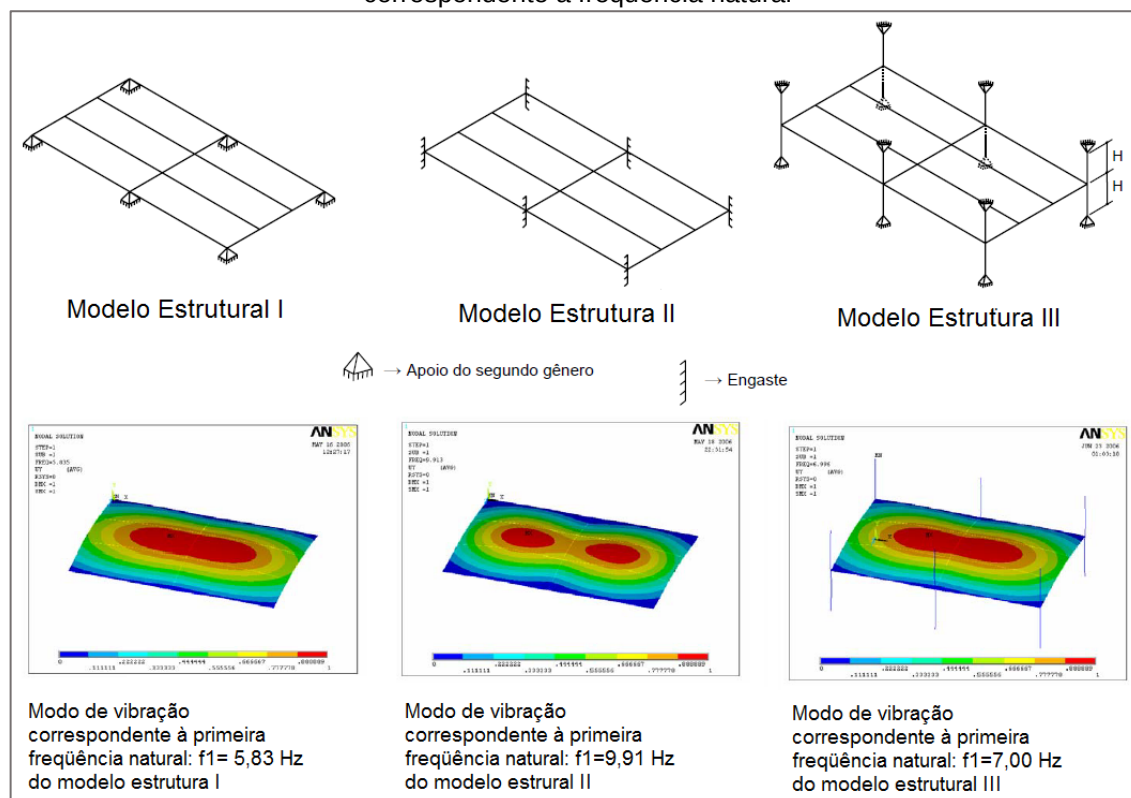
Figura 2.22 - a) Layout do sistema estrutural estudado por Mello *et al.* (2008) (cotas em milímetros)
b) Modo de vibração associada a primeira frequência natural, $f_n = 7,42$ Hz



Fonte: Mello *et al.* (2008).

Loose (2007) analisou um modelo estrutural composto por dois painéis de laje apoiados em vigas e pilares de aço. O trabalho buscou avaliar o comportamento de pisos mistos em aço e concreto, quando submetidos a carregamentos dinâmicos provenientes das atividades humanas rítmicas, como a ginástica aeróbica e os saltos à vontade. Para isso, foram apresentadas duas propostas de carregamentos, a fim de representar de forma realista as cargas em estudo. O primeiro modelo de carregamento utiliza uma função matemática que incorpora parâmetros obtidos experimentalmente por Faísca (2003), que levam em consideração os efeitos de multidão. O outro modelo de carregamento utiliza a série de Fourier que incorpora parâmetros reconhecidos pela literatura internacional Murray, Allen e Ungar (2003). As análises numéricas foram realizadas por meio do programa computacional ANSYS®, por meio do método dos elementos finitos. Condições de apoio diferentes foram consideradas nos modelos e estas influenciaram nos resultados das frequências naturais do piso, (Figura 2.23). Com relação aos carregamentos, em grande parte dos resultados encontrados utilizando o segundo carregamento, as acelerações de pico foram superiores aos resultados obtidos utilizando o primeiro carregamento.

Figura 2.23 - Modelos estruturais estudados por Loose (2007) e respectivos modelos de vibração correspondente à frequência natural



Fonte: Loose (2007).

Silva e Thambiratnam (2009) determinaram as características dinâmicas de um sistema de piso com múltiplos painéis sobre atividades humanas aeróbicas do tipo dança, usando técnicas de elementos finitos. Modelos de carregamento com parâmetros variáveis como intensidade, razão de contato do pé, frequência e amortecimento foram desenvolvidos e aplicados como padrões de carregamento. As respostas do painel, em termos de deslocamentos e acelerações, foram utilizadas para verificar a adequação do tipo de ocupação. Os resultados indicaram a ocorrência de vibração multimodal nessas estruturas e a importância da aplicação dos padrões de carregamento para capturar esses modos. A vibração oriunda de maiores harmônicos da carga causou desconforto e deslocamento excessivo nos painéis de piso.

Parnell, Davis e Xu (2010) estudaram o comportamento dinâmico de sistemas de piso compostos por perfis formados a frio. Foram construídos e analisados 23 sistemas de piso no laboratório na Universidade de Waterloo, 8 sistemas de piso na *Dietrich Design Group* e 12 sistemas de piso em edifícios residenciais. A pesquisa analisou características e respostas dinâmicas (frequência fundamental, taxas de

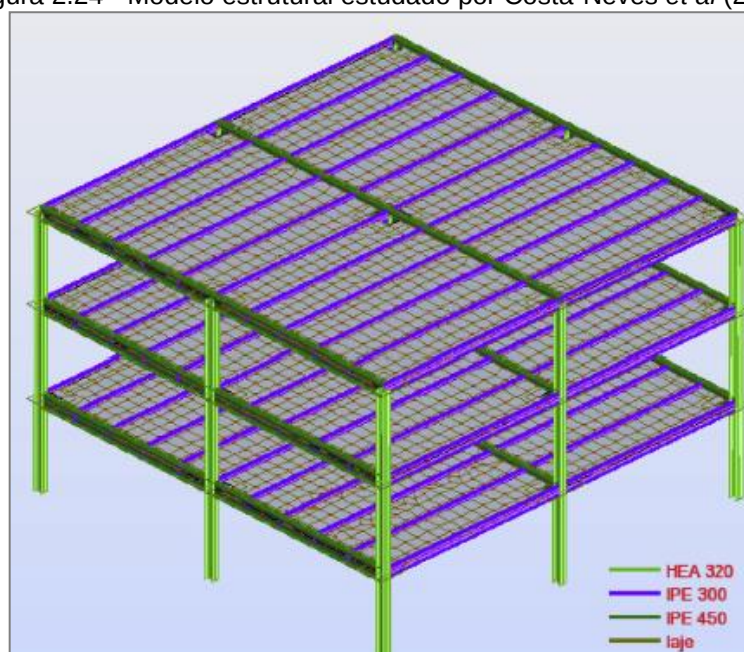
amortecimento, deslocamentos e acelerações) e avaliou a influência de algumas alterações construtivas. Os elementos construtivos que variavam foram: as aberturas na alma com reforço, o tipo de piso, e a condição de concepção. Em relação às aberturas na alma com reforço, concluíram que o tipo de viga exerce pouca influência nas respostas dinâmicas. Em relação ao tipo de piso, foram analisadas placas de OSB (*Oriented Strand Board*), placas cimentícias reforçadas chamadas de FORTACRETE® (FC) com e sem contrapiso e a laje mista com fôrma de aço e contrapiso. Entre o OSB e o FC sem contrapiso, o FC apresentou maior frequência fundamental e menores deslocamentos, pois, apresenta mais rigidez que o OSB. Entre o FC com contrapiso e a laje mista com fôrma de aço e contrapiso, a laje mista possui maior frequência fundamental e menores deslocamentos. Em relação à condição de concepção, no sistema tipo *ballon frame* houve o aumento da frequência fundamental e redução dos deslocamentos, na plataforma aporticada também houve aumento da frequência fundamental e redução dos deslocamentos se comparado com a condição de simplesmente apoiada. Entretanto, na condição simplesmente apoiada, as taxas de amortecimento foram maiores. As respostas de aceleração em relação à caminhada também foram analisadas em todos os sistemas de piso e todas estavam em níveis aceitáveis quando comparadas com a ISO 2631.

Dietrich *et al.* (2014) estudaram o comportamento dinâmico de dois tipos de sistemas de piso, a saber, lajes em concreto armado suportadas por vigas de aço e chapas de piso metálicas suportadas por vigas de aço, submetidos à atividade de caminhada. Os resultados numéricos obtidos por meio do software ANSYS® foram comparados com os resultados obtidos pelo método simplificado de Murray, Allen e Ungar (2003). Desse modo, observou-se que as frequências fundamentais calculadas pelo método analítico são, na maioria das vezes, um pouco menores do que as frequências fundamentais numéricas, constituindo-se, portanto, numa simplificação analítica confiável para a determinação da frequência fundamental do piso. Concluiu-se também que quanto às acelerações, os valores calculados pelo método analítico se apresentaram consideravelmente maiores do que os do modelo computacional, mostrando que a formulação do Murray, Allen e Ungar (2003) apresenta uma razoável margem de segurança.

Costa-Neves *et al.* (2014) analisaram o estado limite de vibração excessiva em pisos de um edifício de múltiplos andares e vãos (Figura 2.24) devido às atividades humanas

rítmicas. O edifício possuía três pavimentos com pilares de aço e vigas e lajes mistas de aço e concreto. Dois modelos de carga dinâmica foram implementados. O primeiro levava em consideração ações dinâmicas tais como saltos, aeróbica, futebol, espectadores em um show e dança e utilizava uma função com três harmônicos cujos coeficientes de impacto e de defasagem foram determinados por Faisca (2003). O segundo modelo considerou uma variação espacial e temporal da ação dinâmica e a força dependente do tempo foi expressa pela série de Fourier com três harmônicos correspondentes a aulas de aeróbica. As acelerações foram medidas no meio de cada painel, de forma que as respostas dinâmicas puderam ser analisadas tanto no painel com carga quanto nos painéis adjacentes descarregados. Os resultados obtidos para as acelerações de pico foram comparados com os valores limites para o conforto humano prescritos pela ISO 2631-2:1989 e por Murray, Allen e Ungar (2003), sendo que em algumas situações os valores numéricos ultrapassaram os valores limites. Desta forma, Costa-Neve *et al.* (2014) mostraram que as vibrações devido às atividades rítmicas é um estado limite importante e deve ser analisado concomitantemente com as demais verificações de projeto.

Figura 2.24 - Modelo estrutural estudado por Costa-Neves *et al* (2014)



Fonte: Costa-Neve *et al.* (2014).

3. MODELAGEM NUMÉRICA DO SISTEMA DE PISO

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta a modelagem numérica desenvolvida para a análise do sistema de piso de um escritório construído com laje seca (Painel Misto Estruturado). O projeto do escritório foi apresentado no capítulo 1. O modelo numérico procura retratar da forma mais real possível o sistema de piso em estudo. As características do sistema de piso foram implementadas no modelo numérico para realização das análises estática e dinâmica que serão descritas no capítulo 4.

Técnicas usuais de discretização são empregadas na confecção dos modelos numéricos via método dos elementos finitos, por meio do programa computacional ANSYS® *Academic Research*, Release 17.0.

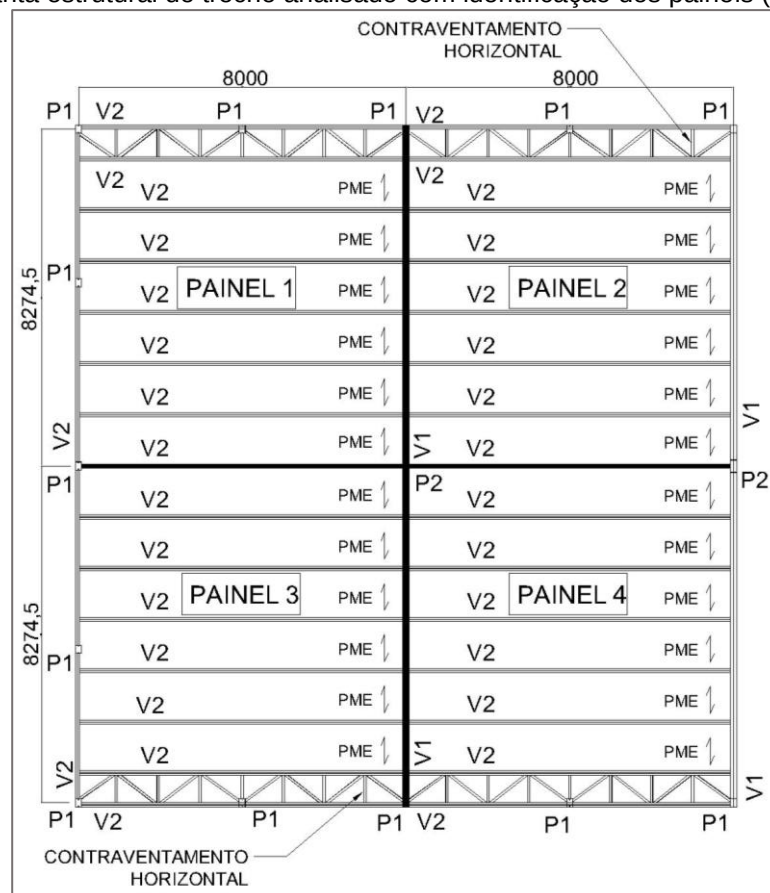
O item 3.2 apresenta os elementos estruturais que compõem o sistema de piso em estudo com informações retiradas do projeto executivo da edificação. O item 3.3 apresenta os pontos principais referentes à modelagem numérica, são eles: as características do software utilizado neste trabalho (subitem 3.3.1), as propriedades físicas dos materiais (subitem 3.3.2) os carregamentos estáticos estimados (subitem 3.3.3), os tipos de elementos finitos empregados na análise (subitem 3.3.4), as condições de contorno (subitem 3.3.5) e a definição da magnitude da malha (subitem 3.3.6).

3.2. DEFINIÇÃO DO MODELO PARA O SISTEMA DE PISO

Para simplificar a análise numérica apenas uma região do piso do mezanino, de área igual a 264,78 m², foi selecionada para a modelagem numérica conforme a planta baixa da Figura 1.2. A região modelada apresenta quatro módulos, identificados em planta como painéis (Figura 3.1), com dimensões em planta iguais a 8 m x 8,2745 m, podendo ser considerada representativa do comportamento global do piso. Os módulos são compostos por vigas, pilares e contraventamentos horizontais em aço e a laje é formada por painéis mistos estruturados (PME). Os perfis dos elementos estruturais desse sistema estão descritos na Tabela 3.1. Os pilares foram simulados por meio de apoios de restrição translacional, ficando necessária apenas a

modelagem dos elementos contidos no plano do piso. Com relação aos detalhes construtivos, as ligações entre as vigas secundárias e as vigas primárias são flexíveis e os PMEs, que compõem a laje, são parafusados nas vigas. Além disso, contraventamentos horizontais foram previstos no projeto executivo a fim de proporcionar estabilidade ao plano horizontal.

Figura 3.1 - Planta estrutural do trecho analisado com identificação dos painéis (cotas milímetros)



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 3.1 - Elementos estruturais

Elemento	Identificação	Quantidade	Perfil
Pilar	P1	13	2 U 200x75x25x2,66 (Perfil duplo)
Pilar	P2	2	W 310x44,5
Viga Principal	V1	2	W 530x66
Viga Secundária	V2	32	W 310x23,8
Contraventamento	-	60	U 150x60x20x2,66
Laje (PME)	-	264,78m ²	40 mm

Fonte: Acervo pessoal.

3.3. MODELAGEM NUMÉRICA

3.3.1. Sobre o Programa ANSYS®

O ANSYS® é um programa de implementação computacional com o método dos elementos finitos para resolver uma ampla gama de problemas de diversas naturezas, como, análises térmicas, eletromagnéticas, estruturais, entre outras. Neste trabalho utilizou-se o ambiente de simulação ANSYS® *Multiphysics* para solucionar problemas classificados como estruturais.

O ANSYS® diferencia-se de outros programas de análise estrutural por oferecer uma linguagem de programação chamada *Ansys Parametric Design Language* (APDL) que o usuário pode utilizar para criar seu modelo, realizar a análise desejada e extrair resultados. Todas as tarefas que podem ser desempenhadas com o uso da interface gráfica (GUI) podem ser desempenhadas com código em APDL, entretanto o inverso não é totalmente possível.

Além disso, a linguagem paramétrica do ANSYS® permite a criação de estruturas de programação como loops e condicionais. Após escrito o código, este pode ser armazenado em um simples arquivo de texto e lido pelo programa posteriormente.

Formular rotinas computacionais em APDL requer do usuário um maior tempo de estudo e uma boa familiaridade com um grande número de comandos. Contudo, quando é necessário criar diversos modelos similares é enormemente vantajoso fazer uso da linguagem paramétrica, que permite resolver inúmeros problemas com códigos relativamente curtos. Sendo assim, neste trabalho os modelos foram escritos na forma de código em APDL com o intuito de reduzir drasticamente o tempo requerido durante a modelagem.

3.3.2. Propriedades Físicas dos Materiais

A modelagem do sistema de piso iniciou-se com a identificação das propriedades físicas dos materiais dos elementos estruturais que o compõem. As vigas V1 e V2 e os contraventamentos horizontais são em aço ASTM A572-Grau 50 e adotou-se, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o módulo de elasticidade igual a 200 GPa, o

coeficiente de Poisson igual a 0,3 e a densidade igual a 7850 kg/m³. O material foi considerado linear, elástico e isotrópico.

O PME possui 40 mm de espessura e é composto por duas placas cimentícias nas extremidades com 4 mm de espessura cada e no meio por uma placa de OSB (*Oriented Strand Board*) com 32 mm de espessura. A placa cimentícia foi considerada isotrópica e os valores das propriedades mecânicas inseridos foram: 7 GPa para o módulo de elasticidade (DERCOLIT), 0,2 para o coeficiente de Poisson (CAMPELLO, 2013) e 1450 kg/m³ para a densidade. Já as propriedades mecânicas do OSB variam segundo as três direções ortogonais, sendo assim, é considerado um material ortotrópico. Os valores do módulo de elasticidade longitudinal (E), do módulo de elasticidade transversal (G) e do coeficiente de Poisson (ν) foram extraídos do estudo experimental de Morrissey, Dinehart e Dunn (2009) e estão apresentados na Tabela 3.2. Quanto à densidade, o valor utilizado foi 590 kg/m³. Vale ressaltar que, os valores da espessura e da densidade de ambos os materiais foram fornecidos pela *Louisiana Pacific Corporation* (LP), uma das empresas fabricantes dos painéis.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do OSB

Propriedades	Valores	
Módulo de Elasticidade Longitudinal (N/mm²)	E_x	6200
	E_y	3100
	E_z	6200
Módulo de Elasticidade Transversal (N/mm²)	G_{xy}	1600
	G_{yz}	240
	G_{xz}	240
Coeficiente de Poisson	$\nu_{xy} / \nu_{yz} / \nu_{xz}$	0,3

Fonte: Morrissey; Dinehart; Dunn (2009).

Comportamento elástico-linear foi considerado para todos os materiais do sistema de piso, ou seja, para o aço das vigas e contraventamentos e para os materiais constituintes dos PMEs.

3.3.3. Carregamentos Estáticos

Os carregamentos estáticos do modelo apresentam-se como massa e são relevantes para os cálculos de frequências naturais uma vez que alteram as propriedades de amortecimento do sistema, resultando na obtenção de menores valores de aceleração. Existe a massa relacionada aos elementos estruturais que compõem o sistema e massa adicional à estrutura proveniente das cargas permanentes e de uma parcela das cargas acidentais.

A primeira massa é calculada pelo programa computacional em questão conforme a geometria e densidade volumétrica de cada elemento estrutural. Desta maneira, é necessário inserir a densidade de cada material (ver seção 3.3.2) que compõe o modelo.

Já a massa adicional deve ser estimada e inserida após a modelagem. Para o cálculo desta massa, estimou-se o valor das cargas permanentes em 15 kg/m^2 , considerando-se o peso do revestimento e das paredes. O revestimento adotado foi o piso laminado ou vinílico. Para as divisórias adotou-se o sistema *drywall* e para os fechamentos externos adotou-se o sistema *Light Steel Framing*. Nota-se que o valor da carga permanente nesse sistema de piso é inferior quando comparado ao de uma construção tradicional, isso acontece pelo fato da edificação ser composta por elementos industrializados e consequentemente mais leves.

Em seguida, considerando-se a ocupação de escritório da estrutura analisada, adotou-se no cálculo da massa adicional, uma parcela da sobrecarga de valor igual a 50 kg/m^2 , semelhante ao recomendado por Murray *et al.* (2016) na Tabela 2.10 para escritório convencional. A soma dos valores das cargas permanentes e da parcela da sobrecarga resultou em uma massa adicional igual a 65 kg/m^2 . Essa massa adicional é levada em consideração em todas as análises.

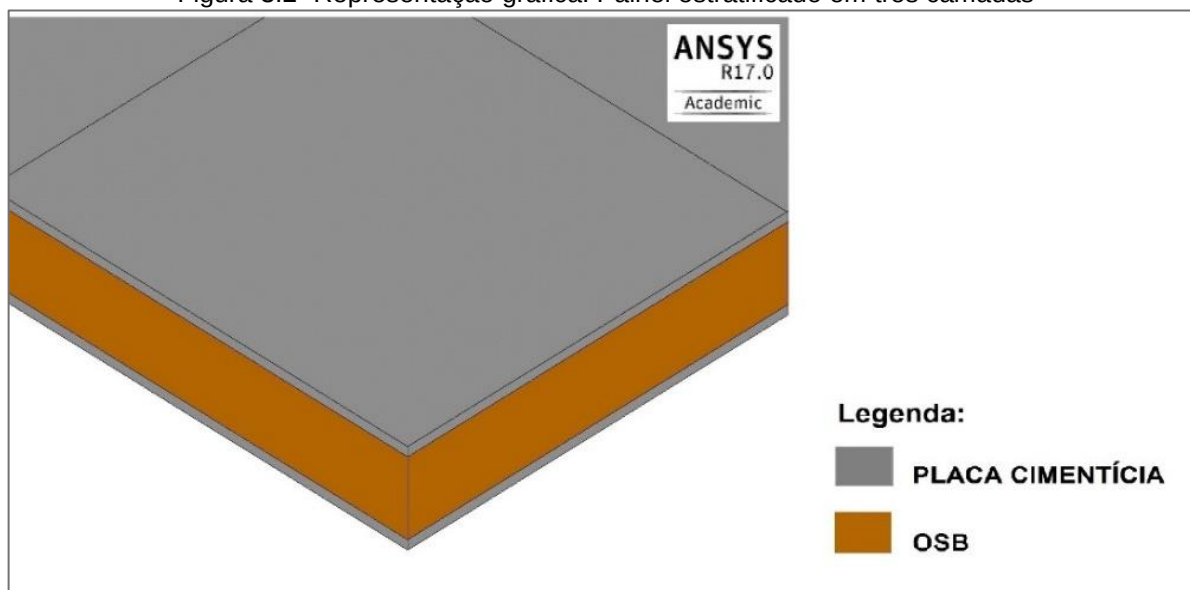
3.3.4. Tipos de Elementos Finitos

O ANSYS® *Academic Research, Release 17.0* possui uma biblioteca com mais de duzentos tipos de elementos. Determinar o tipo de elemento a ser utilizado para cada parte da estrutura não é tarefa simples. Vale ressaltar que, todos os elementos utilizados nessa análise são voltados à análise estrutural.

Na modelagem, as vigas são simuladas por elementos finitos de barra, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção, sendo utilizado o elemento BEAM 188. Os contraventamentos horizontais por serem solicitados apenas por esforços axiais de tração ou compressão foram modelados com o elemento LINK 180. O PME foi simulado por meio de elementos finitos de casca, utilizando o elemento SHELL 181 estratificado a fim de representar as três camadas que compõem o painel (ver Figura 3.2).

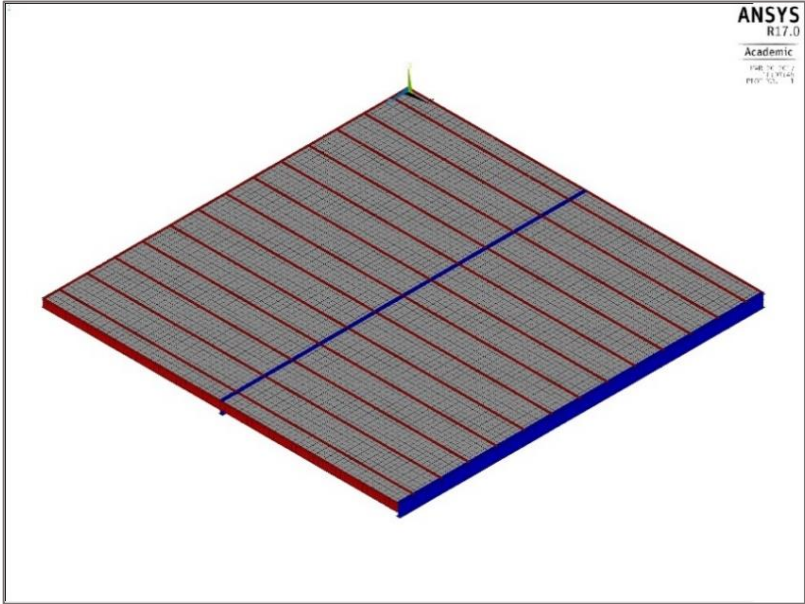
Esses elementos, com suas demais características, são apresentados no Quadro 3.1. As Figuras 3.3 e 3.4 mostram a representação gráfica do modelo no programa ANSYS®, onde as vigas principais estão na cor azul, as vigas secundárias e uma principal de extremidade em vermelho, os contraventamentos na cor preta e os PMEs na cor cinza.

Figura 3.2- Representação gráfica: Painel estratificado em três camadas



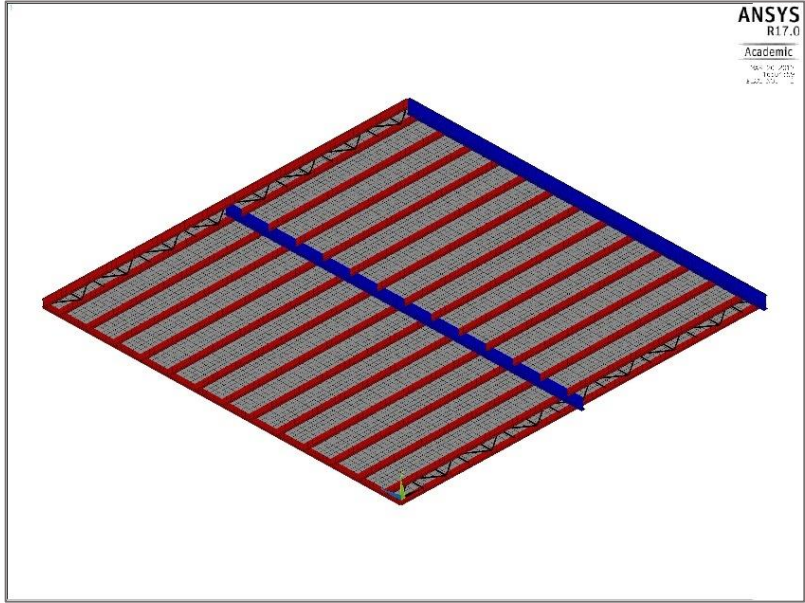
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.3 - Representação gráfica: vista superior



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.4 - Representação gráfica: Vista inferior



Fonte: Acervo pessoal.

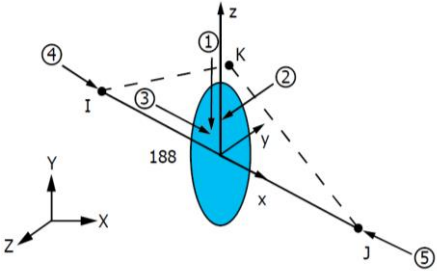
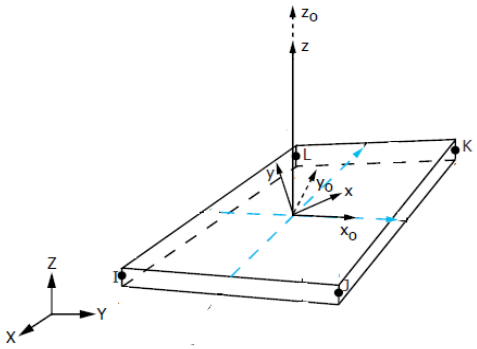
Quadro 3.1 - Elementos do ANSYS® utilizados na modelagem

(continua)

Elemento	Característica	Figura
LINK 180	É um elemento de tensão-compressão uniaxial com três graus de liberdade em cada nó: translações na direção nodal x, y, e z. Não é considerada a flexão do elemento.	The figure shows a 3D coordinate system with axes x, y, and z. To the right, a 2D representation of the LINK 180 element is shown as a blue line segment connecting two nodes, labeled 'I' and 'J'.

Quadro 3.2 - Elementos utilizados na modelagem

(continuação)

Elemento	Característica	Figura
BEAM 188	BEAM188 é adequado para a análise de estruturas de vigas. Que inclui efeitos de deformação por cisalhamento. Ele tem seis ou sete graus de liberdade em cada nó. Estes incluem translações nas direções x, y e z e rotações nas direções x, y e z. Um sétimo grau de liberdade (empenamento) é opcional. Este elemento é adequado para aplicações lineares, de grande rotação e / ou de grandes deformações não-lineares.	
SHELL 181	É adequado para a análise de estruturas de casca. É um elemento de quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y e z, e rotações nos eixos x, y e z. O SHELL181 é adequado para aplicações lineares, de grande rotação e / ou de grandes deformações não lineares. A variação na espessura do invólucro é contabilizada em análises não-lineares. Ele pode ser usado para aplicações em camadas para modelagem de elementos com camadas.	

Fonte: ANSYS® Academic Research, Release 17.0.

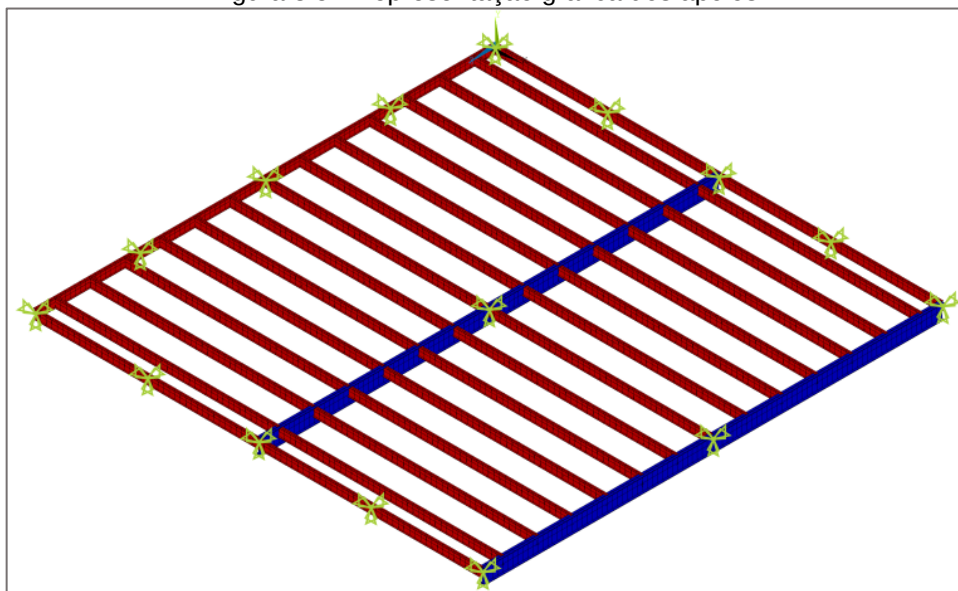
3.3.5. Condições de Contorno

Os pilares foram simulados por meio de apoios simples com as três translações impedidas. As ligações entre as vigas secundárias com as primárias são rotuladas, com intuito de não transmitir momento e consequentemente torção nas vigas principais. As Figuras 3.5 e 3.6 mostram representação gráfica dos apoios e das rótulas, respectivamente.

Além disso, alguns recursos foram utilizados para que o modelo numérico representasse de forma mais realística o sistema de piso adotado. Primeiramente, o deslocamento aplicado às seções das vigas e da laje do modelo, definido pelo

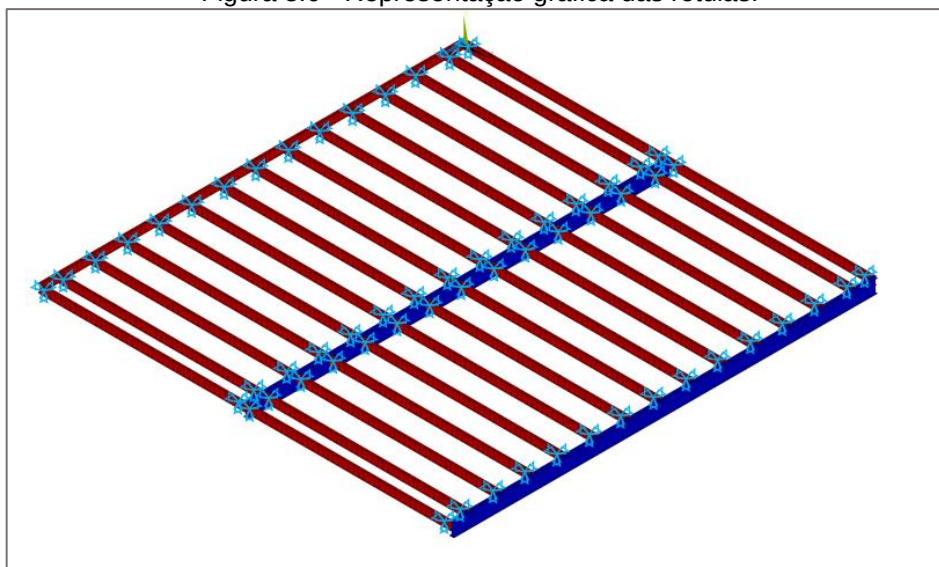
comando *SECOFFSET* no ANSYS®. Esse recurso tem diferentes funções para as seções de vigas e de laje. Para as vigas, a posição do centroide é recalculada pelo programa de acordo com o deslocamento definido. Em relação as seções da laje, nenhuma dimensão física é alterada, esse recurso apenas introduz uma nova referência de superfície para as medidas de deslocamentos. A Figura 3.7 apresenta o resultado, por meio de uma representação gráfica, dos deslocamentos aplicados nas seções das vigas e da laje, respectivamente, para que a mesa superior das vigas primárias e secundárias ficassem no mesmo nível da face superior da laje e não mais niveladas pelo centroide de cada elemento.

Figura 3.5 - Representação gráfica dos apoios.



Fonte: Acervo pessoal.

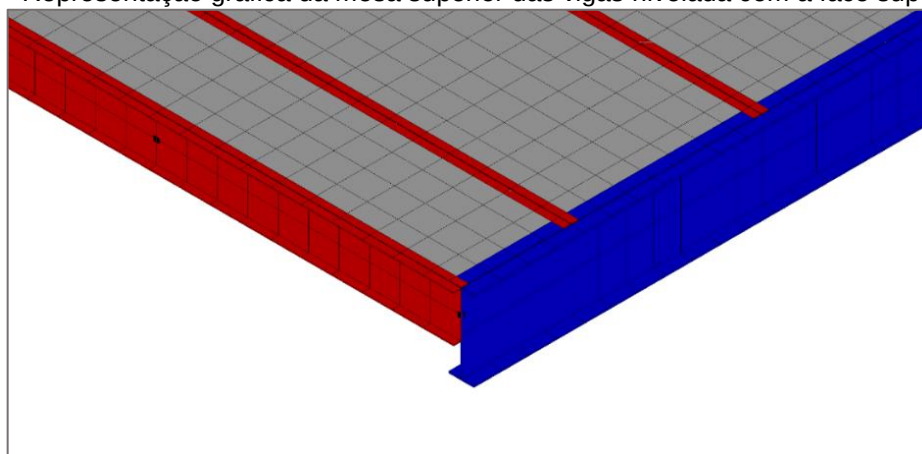
Figura 3.6 - Representação gráfica das rótulas.



Fonte: Acervo pessoal.

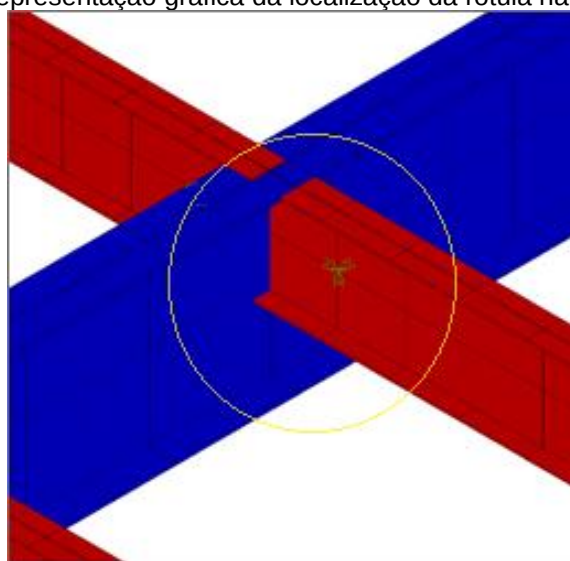
Outro recurso utilizado no modelo numérico foi basicamente uma adaptação da real localização das rótulas. As rótulas são aplicadas por meio do comando do ANSYS® *ENDRELEASE*, que especifica o desacoplamento de determinado grau de liberdade em um nó situado entre dois elementos de viga conectados. Sendo assim, como a aplicação direta das rótulas no nó entre os elementos da viga secundária e primária apresentou certa inconsistência nos resultados, optou-se por aplicar as rótulas no nó entre os dois primeiros elementos da viga secundária mais próximos da viga principal, como mostrado na Figura 3.8. Portanto, com a utilização de deslocamentos de seções e de desacoplamento de graus de liberdade foi possível fazer com que as condições de contorno do modelo numérico se aproximassem mais do problema real estudado.

Figura 3.7 - Representação gráfica da mesa superior das vigas nivelada com a face superior da laje



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.8 - Representação gráfica da localização da rótula na viga secundária



Fonte: Acervo pessoal.

Vale destacar que, nas ligações entre painéis e vigas considerou-se interação total entre eles, isto é, translações e rotações sendo transmitidas entre esses elementos em torno de todos os eixos. Numa modelagem numérica em elementos finitos, isso significa que os elementos de placa que simulam os painéis têm nós coincidentes com os elementos de viga que as simulam.

Com relação aos PMEs, eles foram modelados como um único painel por toda a extensão da laje. Essa alternativa levou em conta a existência dos acabamentos finais sob a laje, como, a cola elastomérica e o piso laminado ou vinílico.

3.3.6. Definição da Malha

Após a modelagem da estrutura realizou-se a definição da malha que será aplicada no modelo para a realização das análises.

O método dos elementos finitos requer que o modelo contínuo a ser calculado seja discretizado em entidades menores. A quantidade de elementos que será utilizada para compor os elementos estruturais não é fixa. Quanto maior for o número de elementos utilizados menores serão as dimensões de cada elemento e maior será a precisão do modelo.

Vale lembrar que, o aumento do número de elementos causa também aumento no custo computacional do processamento da solução. Não é desejável, portanto, ter um modelo com número excessivo de elementos que acarretará em longo tempo de processamento e alto consumo de memória RAM do computador, para gerar um pequeno ganho adicional de precisão. Em contrapartida, não é aceitável ter um modelo que tenha tão poucos elementos que os resultados calculados apresentem pouca precisão.

O procedimento para determinação da malha ideal de elementos finitos é nomeado estudo de malha e é de simples descrição: basta rodar diversas vezes um mesmo modelo, com dimensões, seções transversais, materiais, cargas e configurações de solução iguais, mas com malhas cada vez mais refinadas e estimar o ponto a partir do qual os resultados apresentem o maior nível de precisão, ou seja, menor erro

relativo entre o resultado da malha mais refinada para uma malha com elementos de maior dimensão.

A variável selecionada para o estudo da malha foi a frequência fundamental do piso. Assim, 181 análises de vibração livre foram realizadas. A malha dos painéis das lajes teve forma quadrada com os nós coincidentes com os nós das vigas. A dimensão dos elementos da malha variou de 0,5 cm em 0,5 cm, dentro do intervalo de 10 cm a 100 cm. Os dados de saída do programa que foram extraídos são: a quantidade de elementos, a dimensão da malha, a frequência fundamental do piso e o tempo de análise de cada modelo (Tabela 3.3). Em seguida, com os dados extraídos, foram traçados os gráficos das Figuras 3.9 e 3.10.

Tabela 3.3 - Dados do estudo da malha

(continua)

Quantidade de Elementos	Dimensão (cm)	Frequência Fundamental (Hz)	Tempo de Processamento (s)
734	100	6,2379	4
898	80	6,2042	4
1062	72,5	6,1754	3
1170	67	6,1560	4
1350	62,5	6,1319	3
1660	57,5	6,1004	3
1880	52,5	6,0827	3
1950	50	6,0716	4
2178	44,5	6,0569	3
2406	42	6,0454	3
2836	40	6,0166	4
3104	36,5	6,0057	4
3576	33,5	5,9932	4
3860	31,5	5,9864	4
4410	31	5,9824	5
4734	29	5,9778	4
5058	27	5,9743	4
5382	26,5	5,9716	5
5516	25	5,9667	6
6558	24,5	5,9522	5

Tabela 3.3 - Dados do estudo da malha

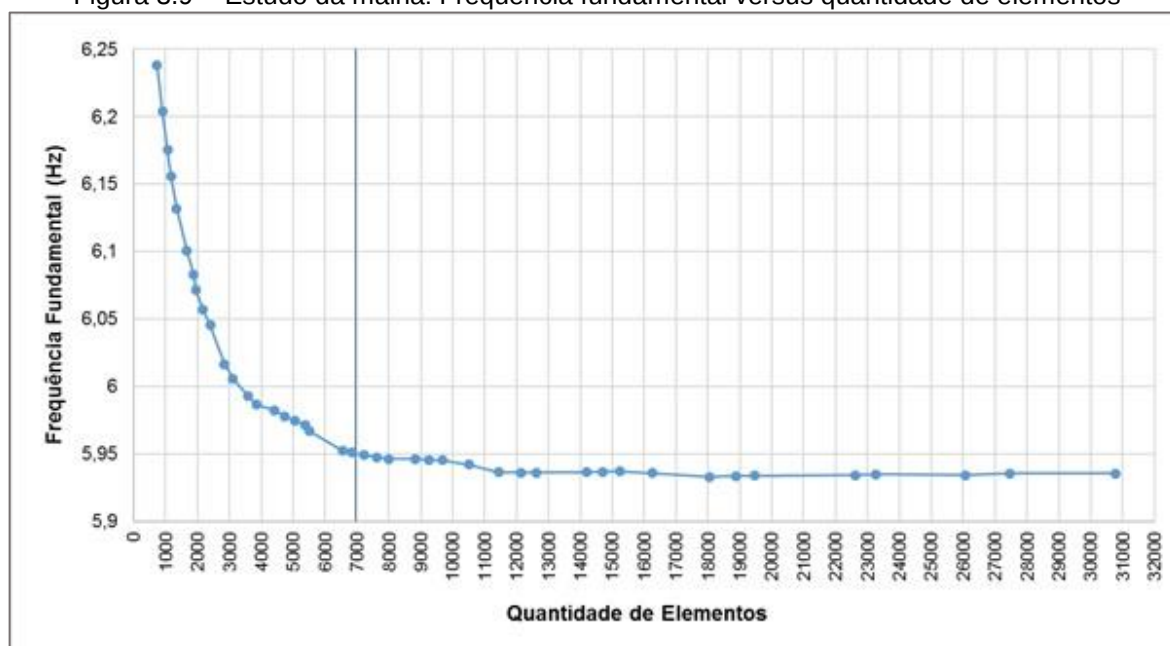
(conclusão)

Quantidade de Elementos	Dimensão (cm)	Frequência Fundamental (Hz)	Tempo de Processamento (s)
6842	24	5,9510	5
7230	22,5	5,9490	6
7618	21,5	5,9474	6
8006	21	5,9462	6
8836	20	5,9462	6
9264	19,5	5,9456	7
9692	18,5	5,9452	7
10500	18	5,9422	6
11450	17,5	5,9362	7
12132	17	5,9360	7
12624	16	5,9359	7
14186	15,5	5,9362	9
14718	15	5,9365	10
15250	14,5	5,9369	11
16258	14	5,9357	9
18036	13,5	5,9329	11
18878	13	5,9334	12
19474	12,5	5,9339	11
22612	12	5,9342	14
23264	11,5	5,9348	13
26078	11	5,9341	14
27462	10,5	5,9354	15
30762	10	5,9354	19

Fonte: Acervo pessoal.

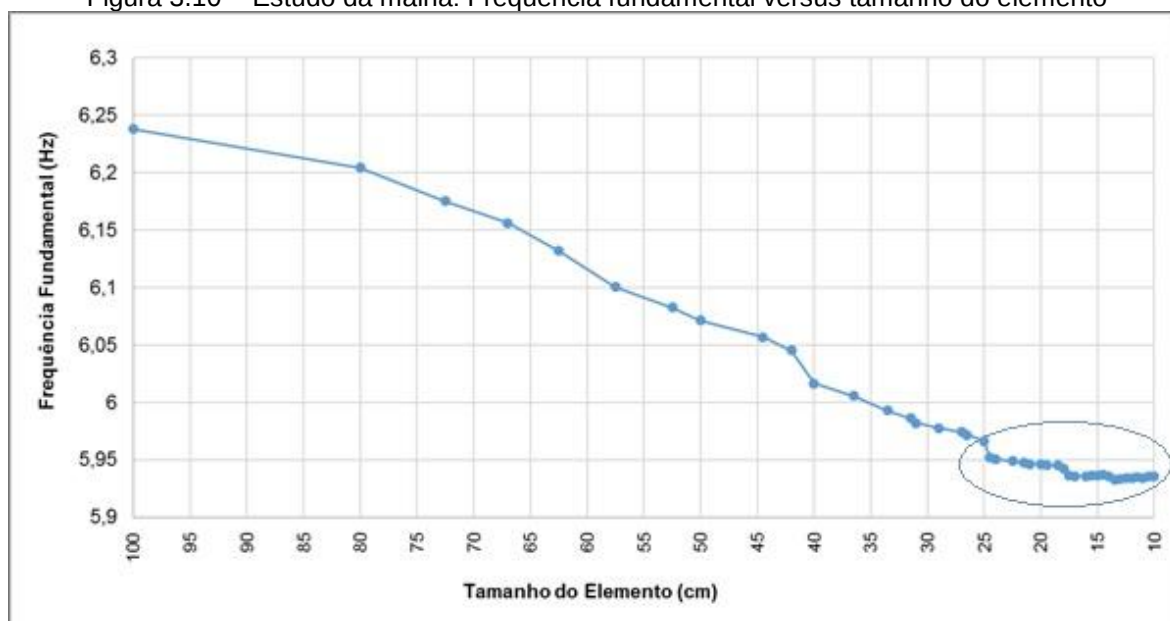
Mesmo visualmente é possível perceber a característica assintótica da curva da Figura 3.9. Seria possível marcar como número de elementos ótimo aquele que ocorre ao final do trecho curvo do gráfico, ou seja, a partir de 7000 elementos. No gráfico da Figura 3.10 também é possível identificar visualmente em qual ponto a malha se torna ótima, uma vez que graficamente no intervalo de magnitude de 10 cm a 25 cm, a curva está mais densa. Isto aconteceu porque a diferença de frequência nesse intervalo é bem menor quando comparada ao intervalo que vai de 25 cm a 100 cm.

Figura 3.9 - Estudo da malha: Frequência fundamental versus quantidade de elementos



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 3.10 - Estudo da malha: Frequência fundamental versus tamanho do elemento



Fonte: Acervo pessoal.

Contudo, neste trabalho, para encontrar a dimensão da malha ótima, um erro relativo percentual foi calculado conforme Equação 3.1, considerando como valor exato a frequência obtida a partir da malha mais refinada da análise, isto é, 5,9354Hz, e as demais frequências foram consideradas como valores aproximados. Considerando o limite máximo para o erro relativo igual a 0,5%, as malhas com frequências acima de 5,96 Hz foram descartadas. Consequentemente, a malha com elementos de 24,5 x 24,5 cm (5,9522 Hz) foi considerada ótima e capaz de gerar respostas boas o

suficiente. Entretanto, optou-se por adotar uma malha com elementos de 20 x 20 cm (5,9462 Hz) com o intuito de promover uma compatibilidade entre as dimensões da malha e as características geométricas do modelo. Vale ressaltar que, o tempo de processamento não foi prejudicado, pois ambas dimensões têm tempo de processamento similar (ver Tabela 3.3).

$$\% \text{ erro} = \frac{|\text{valor exato} - \text{valor aproximado}|}{|\text{valor exato}|} \times 100 \quad (3.1)$$

4. ANÁLISE ESTRUTURAL DO MODELO

No item 4.1 realizou-se a análise estática do modelo do sistema de piso com o intuito de se determinar os pontos de deslocamentos máximos em cada painel das lajes de piso. Os resultados de deslocamento estático foram comparados com os limites máximos prescritos pela ABNT NBR 8800:2008 equivalentes à frequência mínima requerida (ver seção 2.2.5.2). O dimensionamento dos elementos estruturais não foi verificado uma vez que o projeto já contemplava os perfis utilizados.

As etapas da análise dinâmica são descritas no item 4.2. Cada etapa da análise dinâmica foi realizada seguindo a ordem cronológica: análise de vibração livre, item 4.3, análise harmônica, item 4.4, e análise transiente, item 4.5. As características da análise transiente tais como montagem da matriz de amortecimento, tempo de integração e padrões de carregamento são apresentadas nos subitens 4.5.1, 4.5.2 e 4.5.3 respectivamente. Os resultados e as discussões da análise transiente são apresentados no subitem 4.5.4.

4.1. ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática foi realizada considerando o peso próprio dos elementos estruturais, o carregamento permanente oriundo de revestimento e divisórias igual a 15 kg/m^2 e a sobrecarga devido ao uso e ocupação tomada igual a 200 kg/m^2 de acordo com ABNT NBR 6120:1980 (somente nesta análise). O carregamento permanente foi aplicado como massa adicional e a sobrecarga como força por unidade de área. Para as demais análises o carregamento estático adotado é o descrito no subitem 3.3.3.

A Tabela 4.1 e a Figura 4.1 apresentam os nós de maior deslocamento vertical em cada painel das lajes. Os nós 7108 e 6268, dos painéis 4 e 2 respectivamente, apresentaram o maior deslocamento estático, de valor igual a 18,96 mm. A estrutura apresenta simetria em relação a sua linha de centro paralela ao eixo x, por isso, os deslocamentos nodais dos painéis 1 e 3 são iguais e os deslocamentos nodais dos painéis 2 e 4 são iguais. A deformada vertical do piso pode ser observada na Figura 4.2.

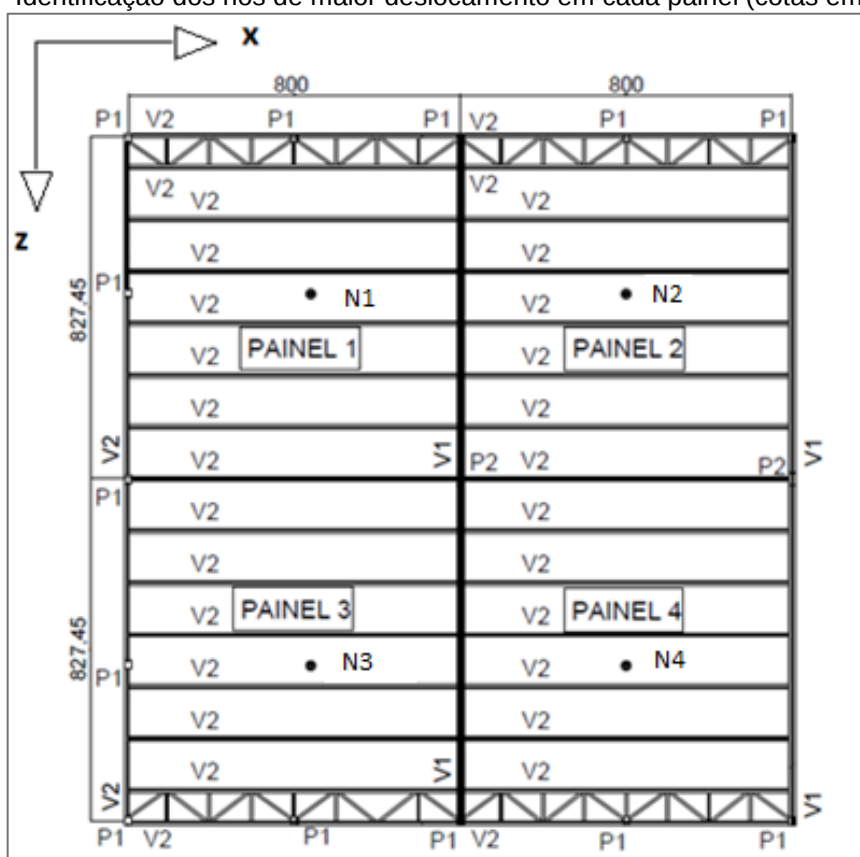
Com relação ao estado de serviço de vibração excessiva, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda que o maior deslocamento vertical nos pisos em que pessoas caminham regularmente não supere o limite de 20 mm, subitem 2.2.5.2. Assim, pode-se concluir que o piso estudado estaria aprovado em relação ao referido estado limite de serviço uma vez que o deslocamento máximo, 18,96 mm, é inferior a 20 mm.

Tabela 4.1 - Nós com maior deslocamento vertical

Nó ANSYS®	Painel	Identificação do nó	Coordenadas (cm)		Deslocamento (mm)
			X	Z	UY
7108	4	N4	1200	1270	-18,96
6268	2	N2	1200	375	-18,96
4772	1	N1	440	375	-17,08
5570	3	N3	440	1270	-17,08

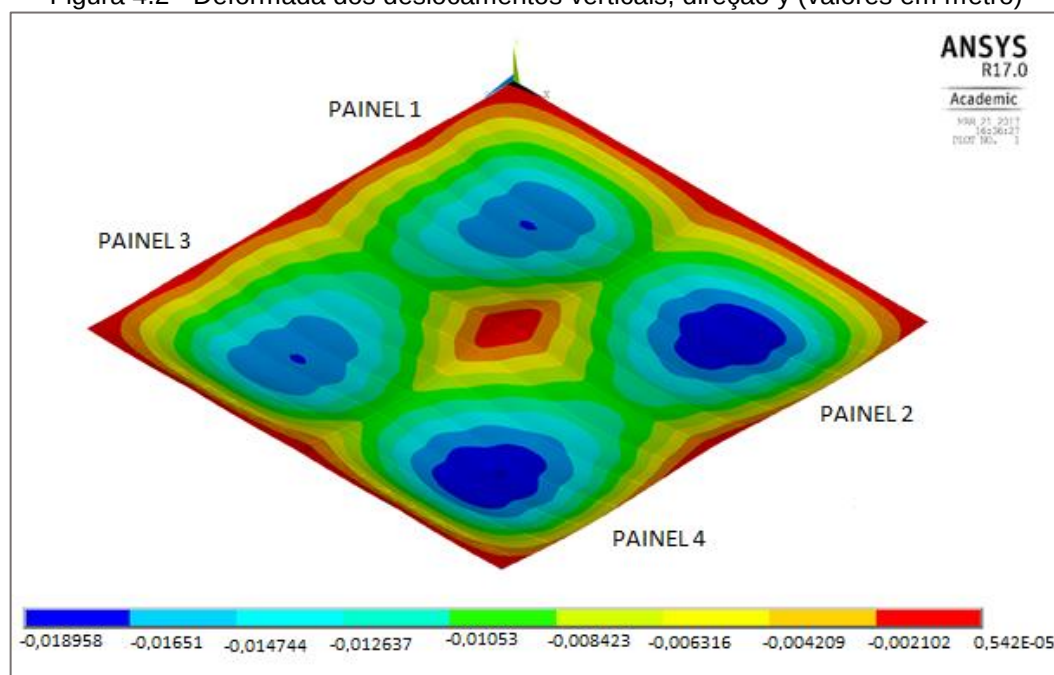
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.1 - Identificação dos nós de maior deslocamento em cada painel (cotas em centímetro)



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.2 - Deformada dos deslocamentos verticais, direção y (valores em metro)



Fonte: Acervo pessoal.

4.2. ETAPAS DA ANÁLISE DINÂMICA

Foram realizadas as análises: de vibração não amortecida, harmônica e transiente. Na vibração livre, foram extraídos parâmetros importantes do sistema de piso como as frequências naturais e os modos de vibração. Este foi o ponto inicial para as outras análises (harmônica e transiente).

A análise harmônica é uma técnica usada para determinar a resposta de uma estrutura sob a ação de cargas que variam harmonicamente com o tempo, cargas cíclicas. Qualquer carga cíclica produz uma resposta cíclica estacionária (função temporal conhecida). A ideia é calcular a resposta da estrutura para várias frequências e obter um gráfico da resposta (deslocamento nodal) em função da frequência. Os picos de resposta são identificados no gráfico e as tensões podem ser analisadas para esses valores. Picos na resposta ocorrem quando as frequências das forças se igualam às frequências naturais da estrutura. Essa análise é muito importante, pois fornece uma ideia de quais modos de vibração contribuem efetivamente para a resposta dinâmica da estrutura.

A análise transiente é uma técnica usada para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura sob ação de cargas de variação qualquer ao longo do tempo. Geralmente,

na análise transiente, o amortecimento considerado é o amortecimento proporcional, sendo a matriz de amortecimento montada a partir dos parâmetros de proporcionalidade, α e β , determinados em função das taxas de amortecimento modais. Pode-se utilizar esse tipo de análise para encontrar as respostas dinâmicas, como acelerações, deslocamentos e velocidades (MOREIRA, 2004).

4.3. ANÁLISE DE VIBRAÇÃO NÃO AMORTECIDA

A análise de vibração livre consistiu na extração das frequências naturais e dos modos de vibração. É possível extrair todas as frequências naturais de um modelo numérico, contudo, as primeiras frequências são as mais relevantes. Isso porque, os modos de frequência mais elevada praticamente não têm participação na resposta do modelo, além do que, os primeiros modos naturais de vibração são os de maior acurácia (SORIANO, 2014).

Foram extraídas as 200 primeiras frequências naturais numéricas, contudo neste capítulo apresentam-se somente as quatro primeiras frequências com seus respectivos modos de vibração (Ver Tabela 4.2 e Figuras 4.3 – 4.6). As demais frequências naturais numéricas estão no Apêndice A. Vale destacar que, o valor da frequência fundamental desta análise é levemente diferente do obtido no estudo da malha. Tal fato ocorreu devido à ausência dos contraventamentos no modelo para definição da malha.

Tabela 4.2 - As quatro primeiras frequências naturais do modelo estudado

1ª Frequência	6,004 Hz
2ª Frequência	6,611 Hz
3ª Frequência	6,814 Hz
4ª Frequência	7,122 Hz

Fonte: Acervo pessoal.

A frequência fundamental do sistema de piso estudado também foi obtida pelos métodos aproximados de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009), 5,22 Hz e 5,143 Hz, respectivamente (ver apêndices B e C).

Quando se compara a frequência fundamental numérica com as obtidas pelos métodos aproximados de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009), ver

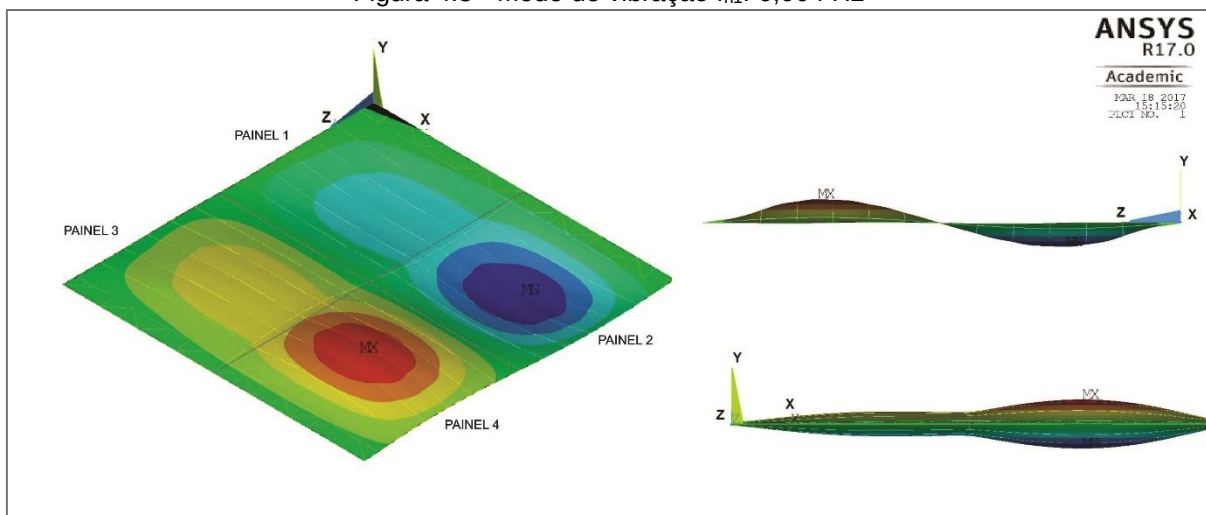
Tabela 4.3, nota-se que a frequência fundamental numérica é maior que as obtidas pelas formulações analíticas. Contudo, a diferença percentual em relação à frequência numérica é relativamente pequena, 13,1% e 14,3%, para as formulações de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009), respectivamente.

Tabela 4.3 - Frequências fundamentais obtidas pelo ANSYS® 17.0, Murray *et al.* (2016) e Smith, Hicks e Devine (2009)

Frequência (Hz)	Numérica	Analítica		Limite Recomendado	
		Murray <i>et al.</i> (2016) AISC	Smith, Hicks e Devine (2009) SCI	NBR 6118:2014	NBR 8800:2008
	6,004	5,22	5,143	>4,8	>4

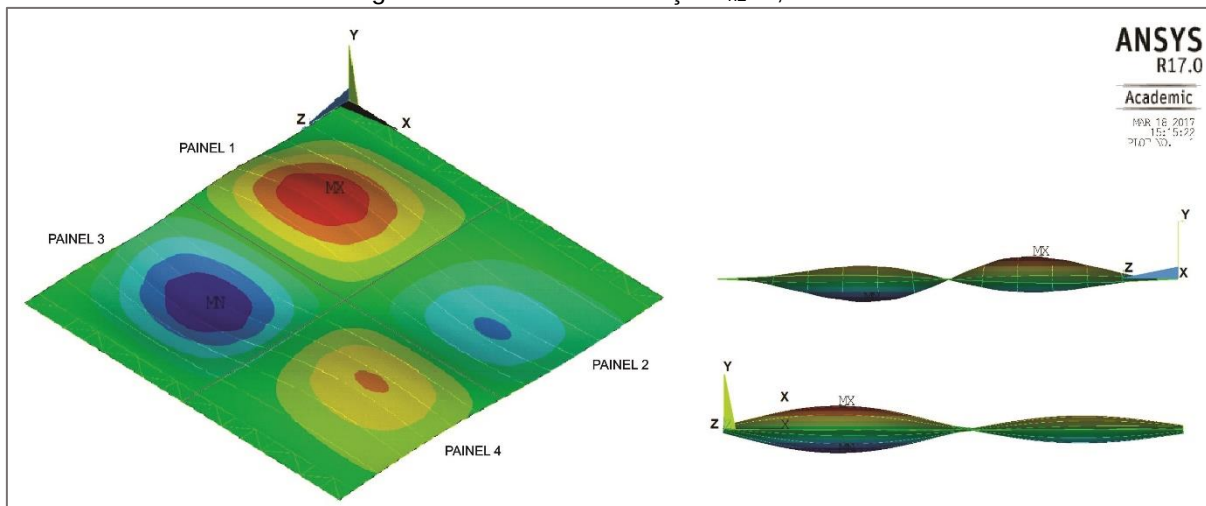
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.3 - Modo de vibração f_{n1} : 6,004 Hz

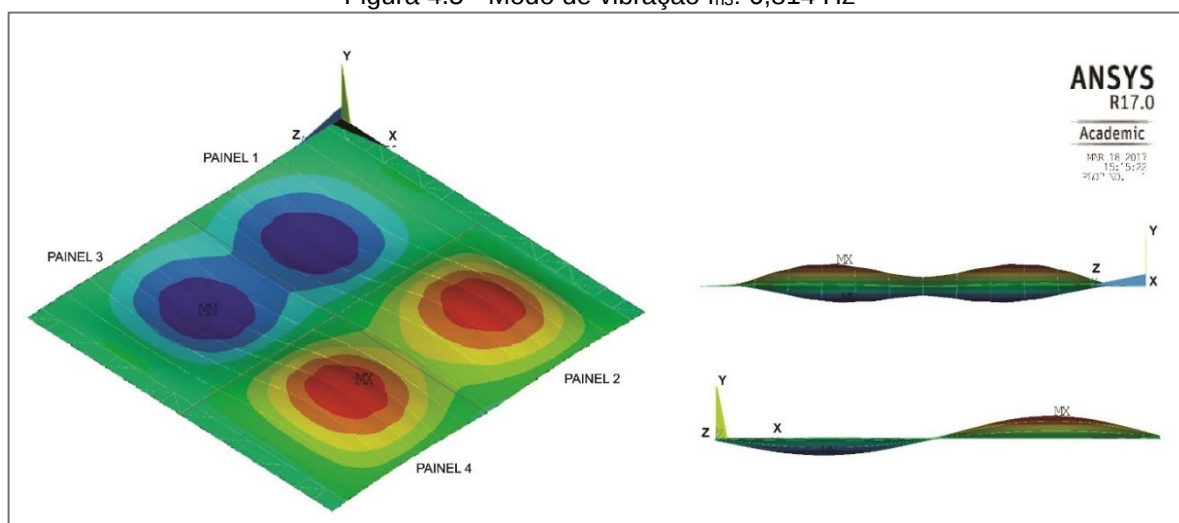


Fonte: Acervo pessoal.

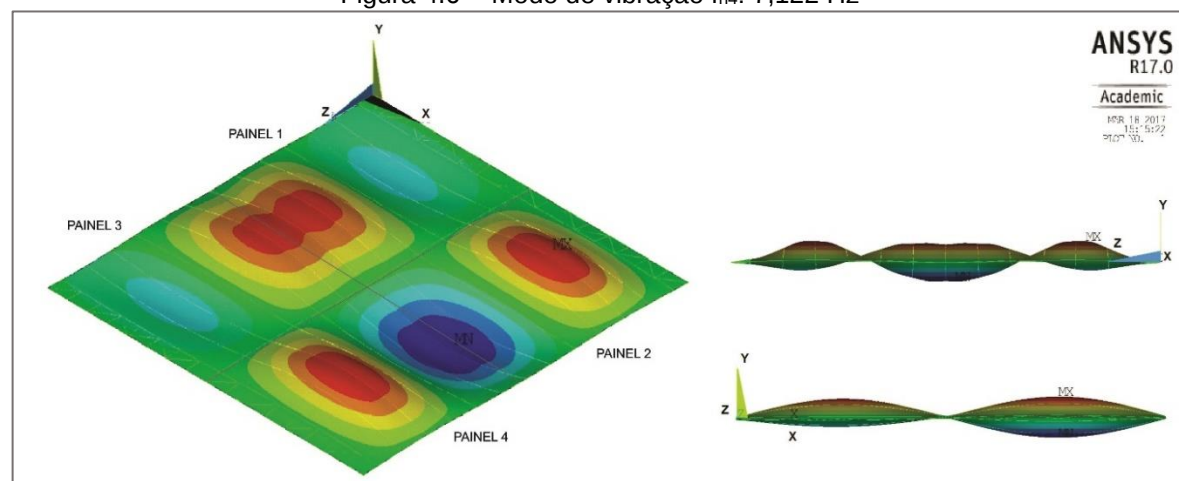
Figura 4.4 - Modo de vibração f_{n2} : 6,611 Hz



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.5 - Modo de vibração f_{n3} : 6,814 Hz

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.6 - Modo de vibração f_{n4} : 7,122 Hz

Fonte: Acervo pessoal.

Vale destacar que, para a verificação do estado-limite de vibração excessiva segundo as normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 8800:2008 só é necessário determinar o valor da frequência fundamental do piso. A frequência fundamental do piso obtida pelos métodos numérico, de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009) atenderam às recomendações de ambas as normas. A Tabela 4.3 apresenta os critérios considerados com base do contexto em questão (ver itens 2.2.5.1 e 2.2.5.2).

4.4. ANÁLISE HARMÔNICA

A resposta dessa análise é dada em termos do espectro de frequência dos deslocamentos nodais. Com esse espectro, pode-se calcular o FAD (fator de

amplificação dinâmica), parâmetro obtido por meio da razão entre o deslocamento máximo dinâmico e o deslocamento máximo estático e então, fazer um gráfico do FAD em função de β_f , sendo β_f a razão entre a frequência de excitação e a frequência fundamental da estrutura. Gráficos de FAD versus β_f fornecem a informação de quais harmônicos são mais relevantes para a resposta dinâmica.

A análise harmônica foi feita aplicando-se uma carga de variação senoidal no tempo com amplitude igual a 700 N (peso da pessoa), Equação 4.1. A carga foi aplicada em um ponto fixo, em um dos nós de maior deslocamento estático do piso, nó N4.

$$f_h(t) = 700 \sin(\bar{\omega}t + \phi) \quad (4.1)$$

onde:

$\bar{\omega}t$ = frequência da excitação em termos de ciclos por tempo;

ϕ = ângulo de fase.

O ângulo de fase foi tomado igual a zero e o valor da frequência de excitação variou de 0 a 50 Hz. A taxa de amortecimento modal considerada para todos os modos de vibração foi igual a 0,03¹². Foi necessário fornecer ao programa ANSYS® *Academic Research, Release 17.0*, o intervalo de tempo da integração das equações de movimento.

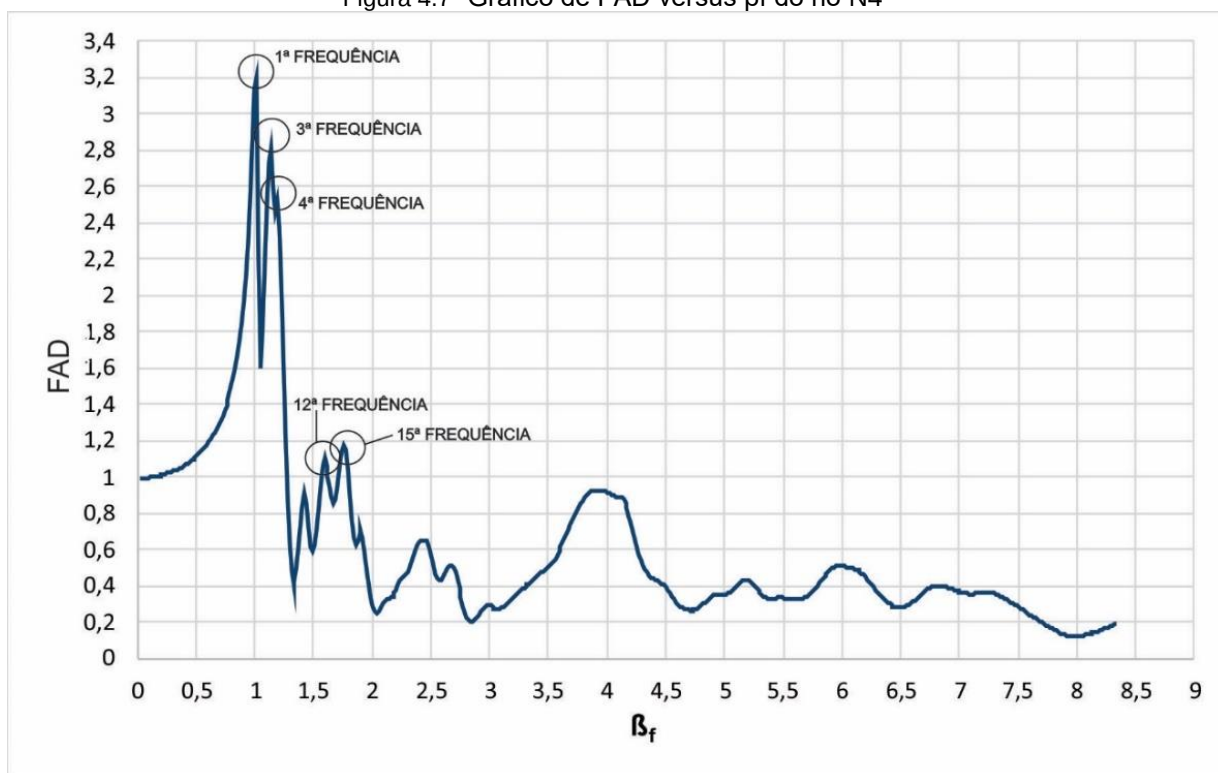
Resultados satisfatórios foram alcançados com Δt de 0,1s. Contudo, com o intuito de verificar o nível de influência nos resultados com a diminuição do intervalo de tempo utilizado na integração das equações, realizou-se duas análises harmônicas variando apenas no tempo utilizado na integração das equações, com Δt de 0,1s e de 0,002s. Os resultados foram semelhantes em ambas análises.

O gráfico da Figura 4.7 mostra que para β_f igual a 1, isto é, para a frequência de excitação igual à frequência fundamental houve a amplificação máxima da resposta e, o valor do FAD correspondente foi de 3,14, o que significa que o deslocamento dinâmico foi 314% maior que o deslocamento estático. Sendo assim, confirmou-se que o harmônico de frequência igual à frequência fundamental é o mais significativo e

¹² Conforme, Murray et al. (2016), Tabela 2.9, refere-se a um piso com forro no teto e dutos que suportam componentes de escritório convencional, onde, $\xi=0,01+0,01+0,01=0,03$. Conforme, Smith, Hicks e Devine (2009), Tabela 2.11, refere-se a um piso totalmente equipado e mobiliado em uso normal.

que mais exerce influência na resposta do piso em estudo. Além disso, nota-se que no gráfico da Figura 4.7 ocorreram mais quatro picos com FAD maior que 1, conforme Tabela 4.4, onde o 2º pico equivale a 3ª frequência natural, o 3º pico equivale a 4ª frequência natural, 4º pico equivale a 12ª frequência natural e o 5º pico equivale a 15ª frequência natural.

Figura 4.7- Gráfico de FAD versus βf do nó N4



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 4.4 - Picos com FAD acima de um

Picos	FAD	βf	Frequência (Hz)	Modo do modelo
1º	3,14	1	6,004	1ª
2º	2,81	1,13	6,8	3ª
3º	2,52	1,18	7,1	4ª
4º	1,10	1,58	9,5	12ª
5º	1,17	1,74	10,5	15ª

Fonte: Acervo pessoal.

4.5. ANÁLISE TRANSIENTE

Para a realização de uma análise transiente é necessário fornecer informações a respeito do amortecimento do sistema estrutural. Essas informações subsidiam a montagem da matriz de amortecimento, conforme descrito no subitem 4.5.1. O intervalo do tempo de integração das equações diferenciais, definido no subitem 4.5.2, é outro parâmetro muito importante em uma análise transiente, uma vez que o tempo de processamento computacional está intimamente ligado a ele. Nesse trabalho foram considerados três padrões de carregamentos distintos para simular a atividade humana de caminhada conforme descrito no subitem 4.5.3. Os resultados de aceleração e deslocamentos da análise transiente são apresentados no subitem 4.5.4.

Vale destacar que, os resultados numéricos de aceleração foram avaliados de acordo com os critérios de conforto humano para escritório das principais recomendações técnicas sobre o assunto, a saber. Com relação ao limite em aceleração de pico, adotou-se o valor fornecido pelo guia de projeto publicado pela AISC de Murray *et al.* (2016), $0,05 \text{ m/s}^2$. Para os limites fornecidos em *r.m.s.*, adotou-se os valores fornecidos pela ISO 10137:2009, ou seja, $0,02 \text{ m/s}^2$ e pelo guia de projeto publicado pela SCI de Smith, Hicks e Devine (2009), $0,04 \text{ m/s}^2$.

4.5.1. Matriz de Amortecimento

Nesse trabalho, optou-se por utilizar uma matriz de amortecimento viscoso, ou seja, proporcional às matrizes de massa e rigidez, conforme subitem 2.2.2.3. Para construção e formulação dessa matriz de amortecimento, que tem como base uma combinação linear (Equação 2.14), é necessário calcular as constantes de proporcionalidade, α e β , que dependem de duas frequências naturais do piso. A primeira frequência é a fundamental. É recomendado por Clough e Penzien (2003) que a segunda frequência esteja entre as maiores frequências dos modos que contribuem efetivamente para a resposta dinâmica.

A primeira frequência é de fácil obtenção, contudo, não se pode afirmar o mesmo da segunda frequência, pois, são poucos os estudos referentes a esse assunto e não foi encontrado nenhum procedimento numérico ou sugestão na bibliografia para a

determinação com exatidão do modo de vibração com frequência mais elevada que ainda contribua significativamente com a resposta dinâmica. Então optou-se nesse trabalho por utilizar a ideia de truncamento modal, que define o número de modos a serem incluídos na matriz de coordenadas modais em função da distribuição espacial da ação externa e da correlação entre o conteúdo de frequência dessa ação e as frequências naturais do modelo. Assim, a segunda frequência é tomada como a frequência de truncamento modal.

Conforme Soriano (2014, p.236),

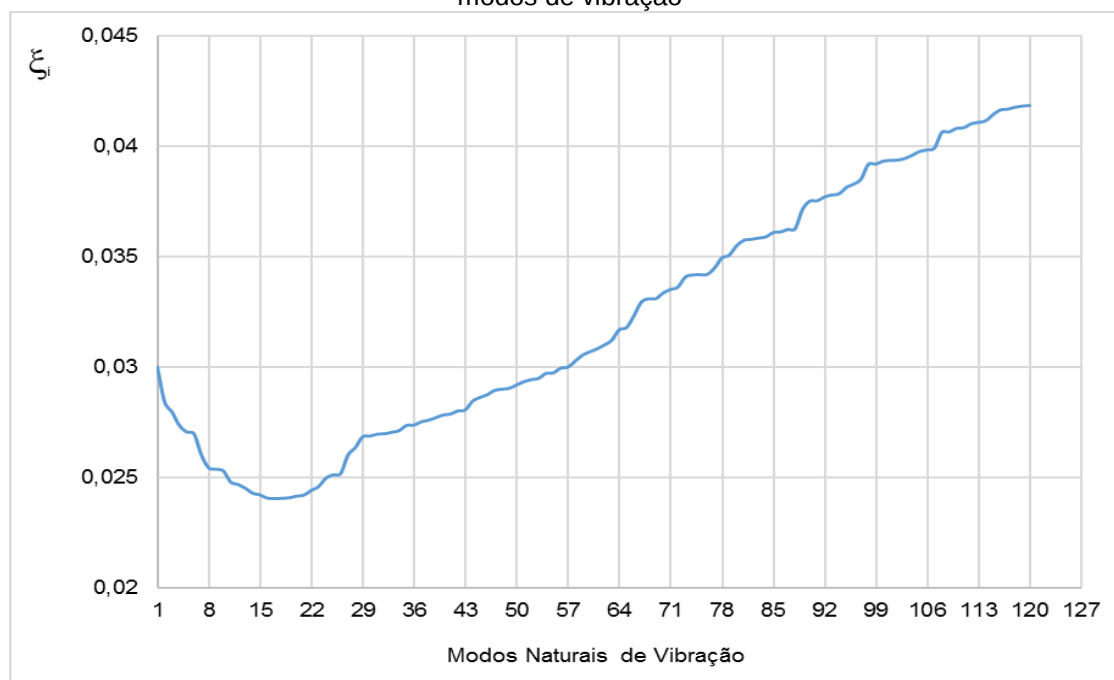
“[...] com forças modais externas harmônicas de uma única frequência (ω) à medida que uma frequência natural (ω_j) se afasta por valor superior da frequência forçante (ω), a razão (ω/ω_j) decresce de valor. Logo, tem-se a redução do efeito dinâmico da j -ésima força modal. Assim, com as usuais razões de amortecimento e ($\omega/\omega_j < 0,25$), o correspondente fator de amplificação dinâmica é próximo da unidade, sugere-se excluir, da transformação modal, os modos naturais de vibração de frequências maiores do que quatro vezes ω .”

Em caso de forças nodais periódicas não harmônicas, o autor sugere adotar o harmônico com a frequência mais significativa da força. Sendo assim, neste trabalho adotou-se o 3º harmônico por ser a frequência mais significativa da força. Dentre os quatro harmônicos da série de Fourier, o 3º harmônico é o mais próximo da frequência fundamental do piso (ver Tabela 2.8) e, conseqüentemente, com maior amplificação dinâmica da resposta (ver subseção 4.4).

Com isso, a frequência do maior modo de vibração que ainda contribui para a resposta do sistema é determinada por quatro vezes a frequência fundamental f_1 ($4 \times 6,004\text{Hz}$) sendo igual a 24,018 Hz, que corresponde aproximadamente ao 57º modo de vibração do piso (frequência igual a 23,93 Hz). Como a taxa de amortecimento adotada para as análises transientes é 3%, os valores de α e β foram 1,8096 e 0,000319, respectivamente.

A Figura 4.8, apresenta o gráfico que ilustra o amortecimento de Rayleigh, a partir da consideração de taxas de amortecimento iguais ($\xi = 0,03$) para o primeiro e o quinquagésimo sétimo modos naturais de vibração deste modelo. Nota-se decréscimo da razão de amortecimento entre esses modos e crescimento dessa razão a partir do modo 58.

Figura 4.8 - Gráfico taxa de amortecimento versus modos de vibração para $\xi=0,03$ nos 1° e 57° modos de vibração



Fonte: Acervo pessoal.

4.5.2. Intervalo de Tempo para Integração

A precisão da resposta dinâmica depende do intervalo de tempo de integração: quanto menor o intervalo de tempo, maior a precisão. Um intervalo de tempo muito grande introduz um erro que afeta a resposta dos modos superiores (e, portanto, a resposta global). Um intervalo de tempo muito pequeno desperdiça recursos computacionais.

Conforme Clough e Penzien (2003), a resposta dinâmica de uma estrutura pode ser pensada como uma combinação de modos e o intervalo de tempo deve ser capaz de resolver o modo mais alto que contribui para a resposta. Para o esquema de integração no tempo de Newmark, verificou-se que a utilização de aproximadamente vinte pontos por ciclo da maior frequência de interesse resulta numa solução razoavelmente exata. Isto é, o intervalo de tempo para integração é dado por:

$$\Delta T = \frac{1}{(20f_{57})} \quad (4.2)$$

onde, f_{57} é a frequência do maior modo que ainda influencia na resposta.

Conforme a subseção anterior, a maior frequência natural que ainda interessa para o sistema de piso analisado foi determinada como sendo aquela correspondente

pertence ao 57º modo de vibração, ou seja, 23,93 Hz. Sendo assim, o intervalo de tempo foi calculado como a razão $1/(20 \times 23,93)$ e vale portanto, 0,00208 s. Valor esse adotado para todas as análises transientes.

4.5.3. Padrões de Carregamento

Modelar cargas dinâmicas induzidas por atividades de seres humanos não é um trabalho trivial. Pois, as particularidades dos carregamentos gerados envolvem aspectos individuais que são bastante distintos. Isto pode ser notado no caso específico da locomoção, onde cada indivíduo tende a assumir um tipo de marcha e de velocidade mais eficiente de acordo com a sua estrutura particular.

Três padrões de carregamentos foram estudados com base em algumas recomendações normativas. A modelagem do carregamento de caminhada feita nessa pesquisa contempla desde modelos mais simples, como é o caso do padrão de carregamento 1, que trabalha com uma carga ressonante, até modelos mais complexos como o padrão de carregamento 3 cuja variação espacial da carga sobre o piso indica uma percepção mais fidedigna da atuação do carregamento. A metodologia de aplicação da carga e a sua modelagem matemática são os principais objetivos dessa seção.

4.5.3.1. Padrão de Carregamento 1

Nesse padrão de carregamento, a solicitação dinâmica é considerada estacionária e sua modelagem tem como base o procedimento simplificado recomendado por Murray *et al.* (2016). Considera-se que um dos harmônicos da caminhada, quando aplicado no ponto de maior deslocamento do piso, pode provocar ressonância da estrutura. Para isso, o valor da frequência do harmônico do passo deve estar próximo do valor da frequência ressonante, que na maioria dos casos, é a frequência fundamental da estrutura.

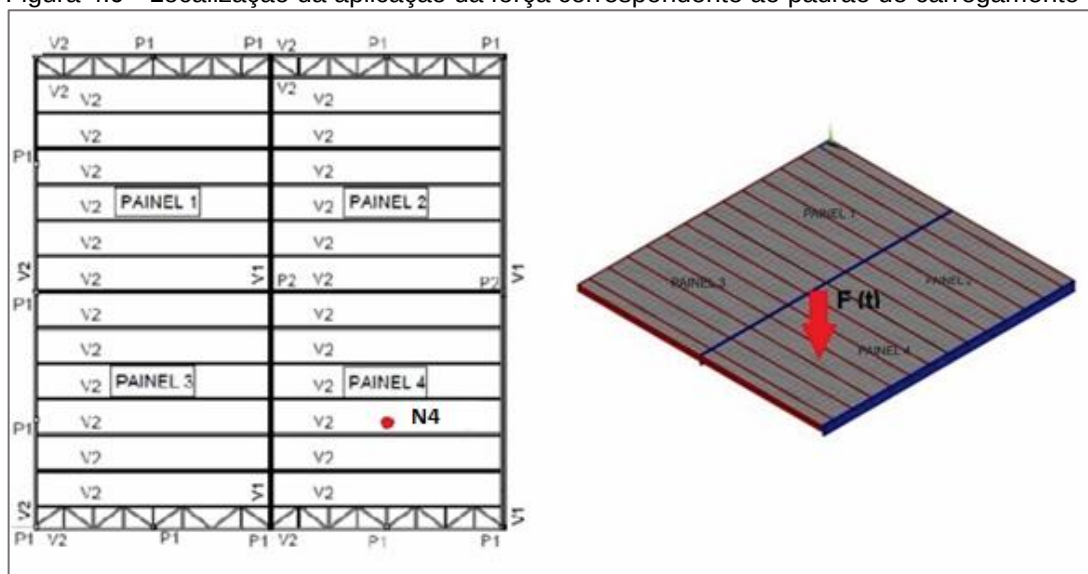
Além disso, o procedimento utiliza um fator de redução igual a 0,7 para passarelas e 0,5 para pisos de edificações, para levar em conta o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto

de máximo deslocamento modal. Neste padrão de carregamento, a força dinâmica representativa da caminhada, é dada pela Equação 2.29.

Na Equação 2.29, o valor da frequência do passo adotado foi de 2,001 Hz. Sendo assim, frequência ressonante (6,004 Hz) corresponde ao terceiro harmônico da caminhada, conforme a Tabela 2.8 de coeficiente dinâmico igual a 0,1. O tempo de aplicação da carga ou período do passo foi 0,49 s, ou seja, o inverso da frequência correspondente ao primeiro harmônico da caminhada, ou seja, a frequência do passo (1/ 2,001). Assim, a força dinâmica da caminhada, dada pela Equação 4.3, foi aplicada em um dos pontos de maior deslocamento do piso localizado no painel 4 (ver Figura 4.9). A Tabela 4.5 apresenta, de forma sucinta, os dados desse padrão de carregamento.

$$F(t) = (0,1) (700) \text{ sen } (2\pi (3) (2,001) t) \quad (4.3)$$

Figura 4.9 - Localização da aplicação da força correspondente ao padrão de carregamento 1



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 4.5 - Parâmetros do padrão de carregamento 1

Frequência Fundamental	6,004 Hz
Frequência do Passo	2,001 Hz
Harmônico ressonante	3º
Período do passo	0,49 s
Peso da pessoa	700 N
Coeficiente dinâmico ressonante	0,1

Fonte: Acervo pessoal.

4.5.3.2. Padrão de Carregamento 2

O segundo padrão de carregamento foi composto por uma parcela estática de valor igual ao peso da pessoa mais os quatros harmônicos iniciais da caminhada. De forma similar ao padrão anterior, a força dinâmica é aplicada no ponto de maior deslocamento (Figura 4.9). O peso da pessoa e o período do passo também são iguais aos do padrão de carregamento 1. Vale ressaltar que, esta estratégia de aplicação não considera uma variação espacial da carga ao longo do tempo. A representação desse carregamento é dada pela Equação 2.26.

A frequência de cada harmônico foi definida a partir da frequência fundamental do piso e com base em dois parâmetros: que uma das frequências fosse igual a frequência ressonante do piso e que as demais frequências obedecessem aos intervalos das frequências de cada harmônico apresentados na Tabela 2.8. O critério adotado é apresentado na coluna “Razão da Frequência” da Tabela 4.6, onde se tem também os coeficientes dinâmicos (Tabela 2.8) e os ângulos de fase (Tabela 2.2) que foram utilizados.

Tabela 4.6 - Parâmetros referentes aos harmônicos para a análise do padrão de carregamento 2

Harmônicos (i)	Razão da Frequência	Frequência	Coeficiente Dinâmico (α_i)	Ângulo de Fase (ϕ_i)
1	$f_n/3$	2,001	0,5	0
2	$2(f_n/3)$	4,002	0,2	$-\pi/2$
3	f_n	6,004	0,1	π
4	$4(f_n/3)$	8,005	0,05	$\pi/2$

f_n é a frequência fundamental da estrutura

Fonte: Acervo pessoal.

Substituindo os dados da Tabela 4.6 na Equação 2.26, a equação da força dinâmica do padrão de carregamento 2 fica:

$$F(t) = 700 + 350 \cdot \text{sen}(2,001\pi t) + 140 \cdot \text{sen}\left(4,002\pi t - \frac{\pi}{2}\right) + 70 \cdot \text{sen}(6,004\pi t + \pi) + 35 \cdot \text{sen}\left(8,005\pi t + \frac{\pi}{2}\right) \quad (4.4)$$

4.5.3.3. Padrão de Carregamento 3

Seguindo a mesma metodologia utilizados para representar o padrão de carregamento 2, considera-se para este padrão todos os quatro harmônicos representativos do caminhar humano mais a parcela estática devido ao peso da pessoa. Contudo, neste caso, a força é móvel com sua posição no espaço variando com o tempo.

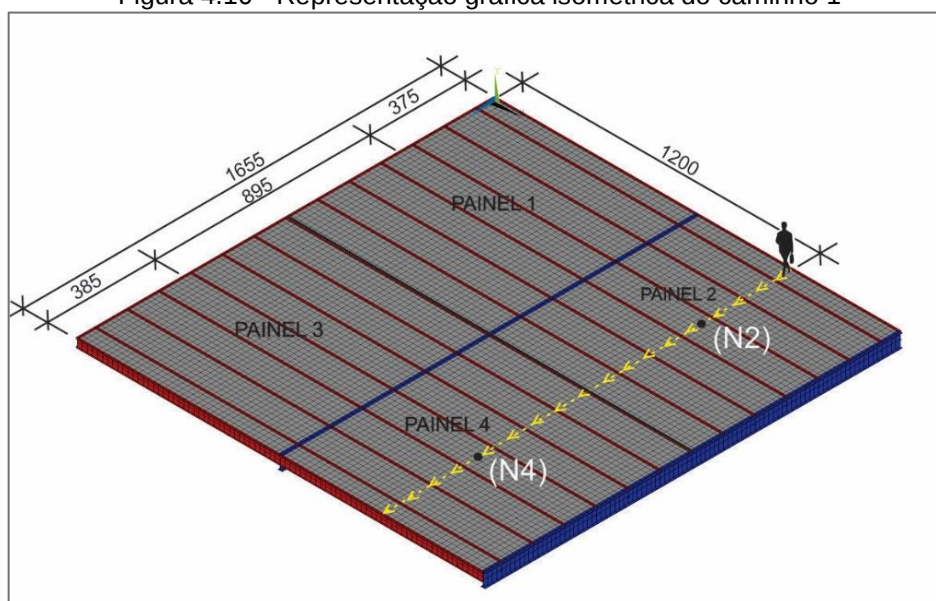
Este padrão de carregamento é mais realista que os demais e demanda mais informações sobre os parâmetros da caminhada, como a distância do passo e velocidade da caminhada. Esses parâmetros estão interligados com a frequência e podem ser visualizados na Tabela 2.3. Nota-se que à medida que a distância entre os passos aumenta, a frequência do passo também aumenta. Para utilizar valores intermediários é necessário ser feita uma interpolação linear. Vale notar que, em um escritório a caminhada “lenta” e a “normal” são as mais frequentes.

O período e a distância do passo são parâmetros que devem ser selecionados para uma análise transiente com variação temporal e espacial. Nesse trabalho, a distância do passo foi escolhida dentro de um intervalo prático, o que permitiu a compatibilização dessa distância com a distância entre os nós da malha do modelo.

4.5.3.3.1. Caminho 1

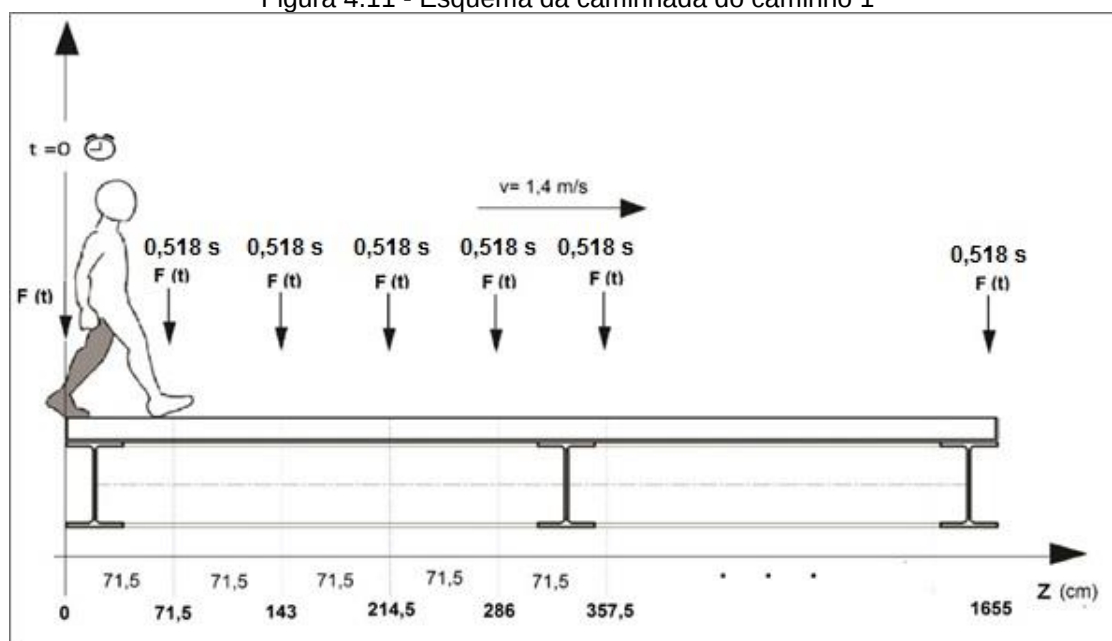
O caminho 1 é paralelo às vigas primárias e passa pelos nós com maior deslocamento estático dos painéis 2 e 4 (Figura 4.10). Após a definição do percurso, foi necessário determinar a distância do passo da caminhada para este caminho. Tal parâmetro foi definido levando em conta o tamanho da malha no eixo z (em média 17,875 cm) e o intervalo da distância do passo referente as caminhadas lenta e normal. Sendo assim, a distância do passo que atendia os pré-requisitos foi de 71,5 cm ($17,875 \times 4$). Em seguida, por meio da interpolação determinou-se a frequência do passo e a velocidade. A Tabela 4.7 apresenta os dados supracitados e a Figura 4.11 ilustra o esquema da caminhada no caminho 1. Vale destacar que, o peso da pessoa é igual aos dos padrões de carregamento anteriores.

Figura 4.10 - Representação gráfica isométrica do caminho 1



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.11 - Esquema da caminhada do caminho 1



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 4.7 - Parâmetros para modelo de carregamento 3 do caminho 1

Distância do passo	71,5 cm
Frequência do passo	1,93 Hz
Velocidade	1,4 m/s
Período do passo	0,518 s
Distância Percorrida	1655 cm

Fonte: Acervo pessoal.

As frequências dos demais harmônicos foram determinadas com base na frequência do passo (ver Tabela 4.8).

Tabela 4.8 - Parâmetros referentes aos harmônicos para modelo de carregamento 3 do caminho 1

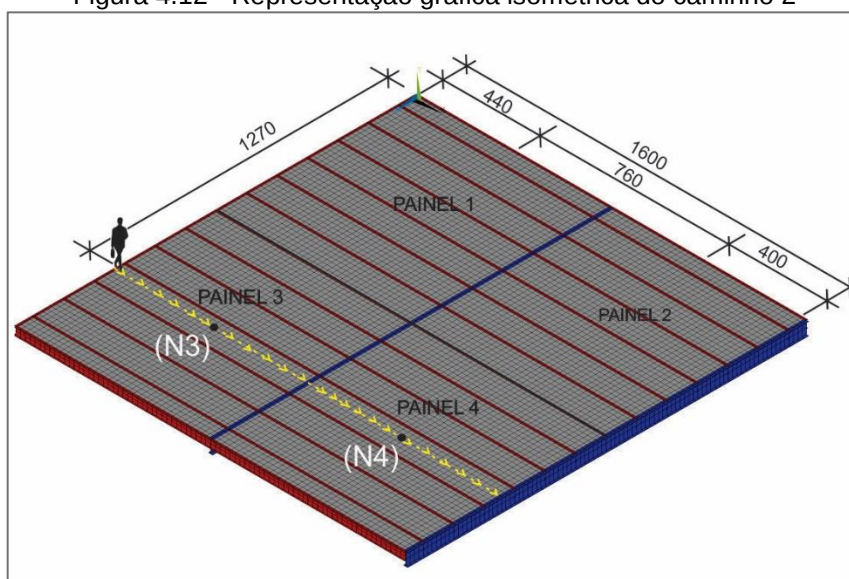
Harmônicos (i)	Critério da Frequência	Frequência	Coefficiente Dinâmico (α_i)	Ângulo de Fase (ϕ_i)
1	f_p	1,93	0,5	0
2	$2f_p$	3,86	0,2	$-\pi/2$
3	$3f_p$	5,79	0,1	π
4	$4f_p$	7,72	0,05	$\pi/2$

Fonte: Acervo pessoal.

4.5.3.3.2. Caminho 2

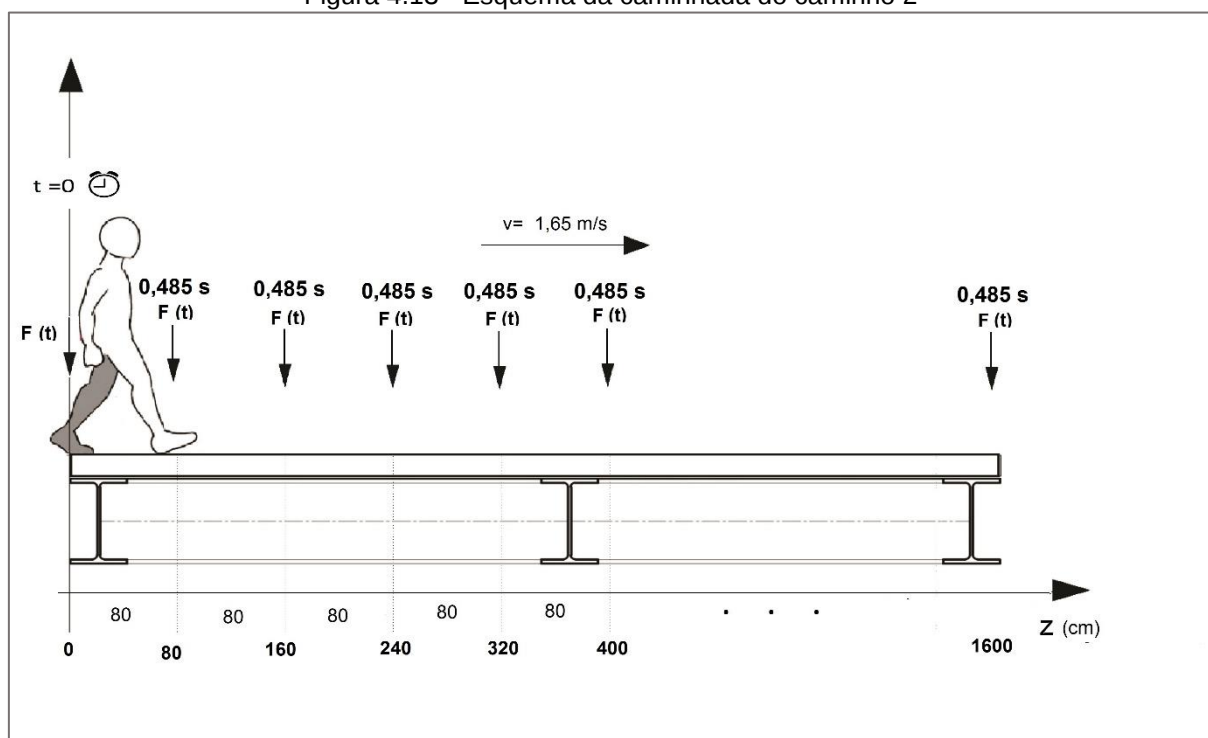
O caminho 2 é paralelo às vigas secundárias e passa pelos nós com maior deslocamento estático dos painéis 3 e 4 (Figura 4.12). A distância do passo foi definida levando em conta a dimensão da malha no eixo x (20 cm) e o intervalo da distância do passo referente as caminhadas lenta e normal. Sendo assim, a distância do passo foi de 80 cm. Por meio da interpolação determinou-se a frequência do passo e a velocidade. A Tabela 4.9 apresenta os dados supracitados e a Figura 4.13 ilustra o esquema da caminhada do caminho 2.

Figura 4.12 - Representação gráfica isométrica do caminho 2



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.13 - Esquema da caminhada do caminho 2



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 4.9 - Parâmetros para modelo de carregamento 3 do caminho 2

Distância do passo	80 cm
Frequência do passo	2,06 Hz
Velocidade	1,65 m/s
Período do passo	0,485 s
Distância Percorrida	1600 cm

Fonte: Acervo pessoal.

Além disso, foi necessário, determinar as frequências dos demais harmônicos com base na frequência do passo (ver Tabela 4.10).

Tabela 4.10 - Parâmetros referentes aos harmônicos para modelo de carregamento 3 - caminho 2

Harmônicos (i)	Critério da Frequência	Frequência	Coefficiente Dinâmico (α_i)	Ângulo de Fase (ϕ_i)
1	f_p	2,06	0,5	0
2	$2f_p$	4,12	0,2	$-\pi/2$
3	$3f_p$	6,18	0,1	π
4	$4f_p$	8,24	0,05	$\pi/2$

Fonte: Acervo pessoal.

4.5.4. Respostas Numéricas da Análise Transiente

Neste trabalho, os resultados de aceleração são apresentados em ambas formas, aceleração de pico e aceleração *r.m.s.* para os três padrões de carregamento. Contudo, no padrão de carregamento 3, por ser mais realístico, as respostas de aceleração capturaram impactos no piso gerados durante a caminhada apresentando alguns picos concentrados de alta amplitude. Esses picos ocorreram em intervalos de tempo muito curtos em relação a duração da caminhada, portanto não eram representativos para a resposta. Diferentemente dos padrões de carregamento 1 e 2 onde a aceleração de pico foi obtida visualmente, para o padrão de carregamento 3 utilizou-se uma distribuição de probabilidade, uma vez a força da caminhada é uma variável aleatória e a aceleração proveniente da caminhada também pode ser considerada como aleatória e determinou-se uma aceleração de pico característica no lugar de aceleração de pico. Admitiu-se que a função densidade de probabilidade da aceleração durante o período da caminhada segue a curva normal de Gauss, conforme indicado na Figura 4.14.

De acordo com a Figura 4.14, definem-se aceleração média, a_m , e as acelerações de pico superior e inferior, a_{inf} e a_{sup} respectivamente, que apresentam sinal positivo ou negativo indicando o sentido da aceleração. A aceleração de pico superior é um valor tal que existe uma probabilidade de 1% de se obter acelerações superiores à mesma, já a inferior a probabilidade é a mesma para se obter valores inferiores a ela. Sendo assim, tem-se uma probabilidade de 98% para que as acelerações ocorridas no período de tempo da caminhada estejam dentro dessa faixa de valores. De acordo com a equação da distribuição normal de probabilidades, tem-se que:

$$a_{inf} = a_m - 2,33S \quad (4.5)$$

$$a_{sup} = a_m + 2,33S \quad (4.6)$$

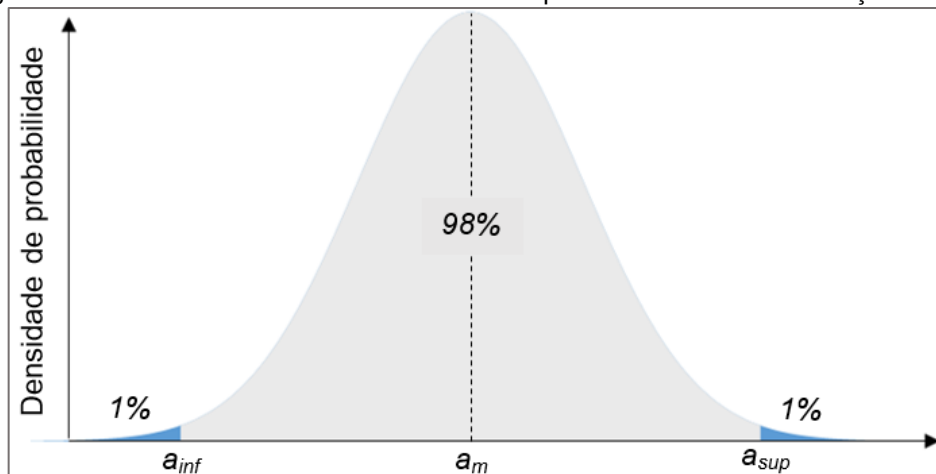
onde S_p é o desvio padrão das acelerações, dado por:

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(a_i - a_m)^2}{n-1}} \quad (4.7)$$

sendo a_i os valores genéricos da aceleração obtidas em n intervalos de tempo.

Assim, obtendo-se os valores da aceleração inferior e superior, determina-se a aceleração de pico, que será o maior valor em módulo entre ambas as acelerações.

Figura 4.14 - Densidade de Probabilidade da resposta dinâmica da aceleração do piso



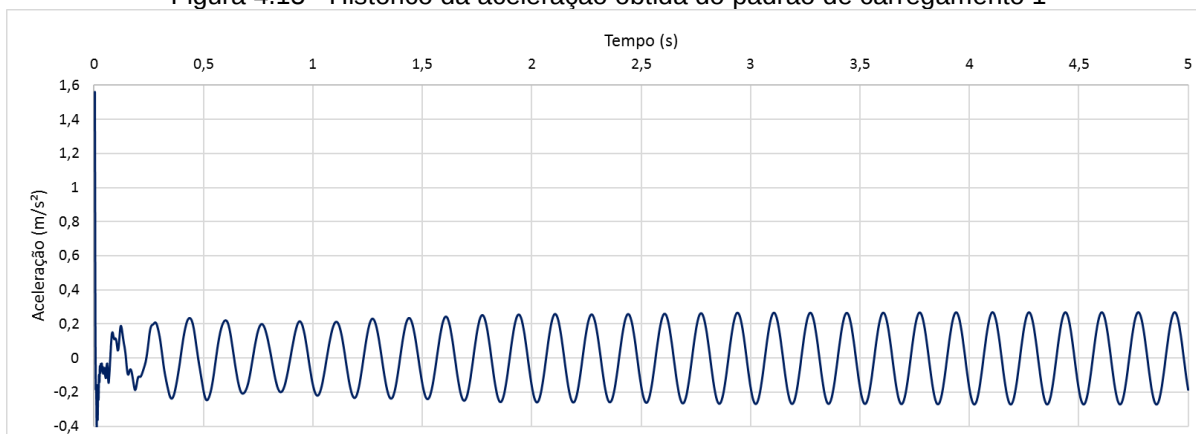
Fonte: Acervo pessoal.

4.5.4.1. Discussões para o Padrão de Carregamento 1

As Figuras 4.15 e 4.16 mostram respectivamente os históricos da aceleração e do deslocamento obtidos para o padrão de carregamento 1. O tempo de aquisição dos dados foi de 5 s.

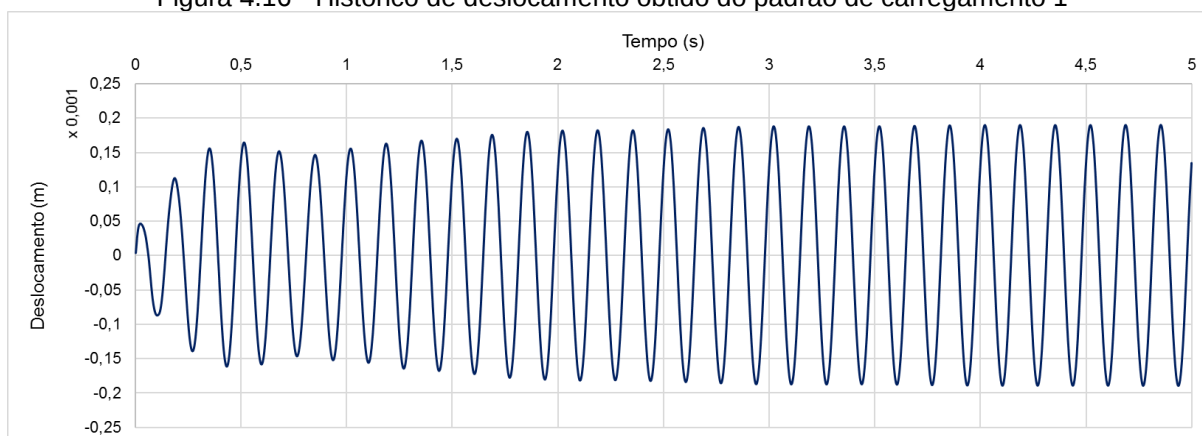
Na Tabela 4.11 estão as acelerações numéricas e as obtidas pelos métodos simplificados de Murray *et al.* (2016) (AISC) e Smith, Hicks e Devine (2009) (SCI) para o padrão de carregamento 1. As respostas são comparadas com os valores limites recomendados pela ISO 10137:2007 e pela SCI (2009) para vibração contínua e pela AISC (2016).

Figura 4.15 - Histórico da aceleração obtida do padrão de carregamento 1



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.16 - Histórico de deslocamento obtido do padrão de carregamento 1



Fonte: Acervo pessoal.

Deve-se lembrar que, para verificar a aceitabilidade do piso em relação aos limites de conforto de Murray *et al.* (2016), o valor da aceleração de pico numérica precisa ser multiplicado por 0,5 (fator de redução para pisos).

O resultado da aceleração de pico foi igual a $0,2703 \text{ m/s}^2$ e o deslocamento máximo obtido foi de 0,18 mm. Vale ressaltar que, esses resultados foram extraídos na fase estacionária do gráfico, ou seja, após 2s.

Tabela 4.11 - Acelerações para o padrão de carregamento 1

	Numérica	Analítica	Limite Recomendado		
$a_{\text{pico}} \times 0,5$ (m/s^2)	0,1351	Murray <i>et al.</i> (2016)	0,1579	0,05	AISC (2016)
$a_{\text{r.m.s.}}$ (m/s^2)	0,1869	Smith, Hicks e Devine (2009) SCI	0,0973	0,04	SCI (2009)
				0,02	ISO 10137: 2007

Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das respostas encontradas ao longo das análises, Figuras 4.15 e 4.16 e Tabela 4.11, pode-se concluir que:

- a aceleração de pico obtida do modelo numérico é muito próxima da prevista por Murray *et al.* (2016), com uma diferença de 16%, sendo a resposta analítica mais conservadora que a numérica;
- comparando as repostas de aceleração em *r.m.s.*, percebe-se que a aceleração numérica foi 92% superior à obtida por Smith, Hicks e Devine

(2009), demonstrando um caráter contrário à segurança da formulação analítica;

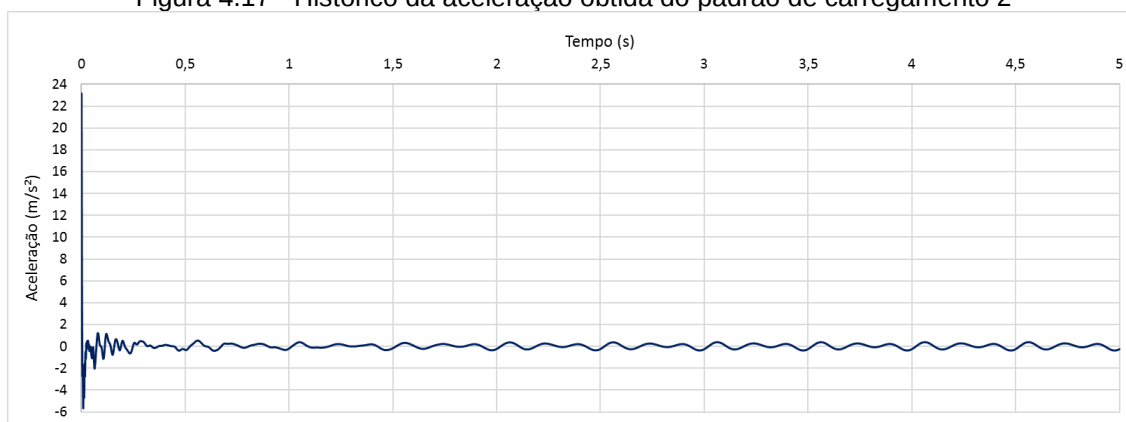
- c) conforme os limites recomendáveis de conforto adotados, de acordo com todos os métodos analisados, o piso é considerado inaceitável.

4.5.4.2. Discussões para o Modelo de Carregamento 2

As Figuras 4.17 e 4.18 mostram respectivamente os históricos da aceleração e do deslocamento obtidos para o padrão de carregamento 2. O tempo de aquisição dos dados foi de 5 s.

Na Tabela 4.12 estão as acelerações numéricas e as obtidas pelos métodos simplificados de Murray *et al.* (2016) e Smith, Hicks e Devine (2009) para o padrão de carregamento 2. As respostas são comparadas com os valores limites recomendados pela AISC (2016), pela ISO 10137:2007 e pela SCI (2009).

Figura 4.17 - Histórico da aceleração obtida do padrão de carregamento 2



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.18 - Histórico do deslocamento obtido do padrão de carregamento 2



Fonte: Acervo pessoal.

Os resultados da aceleração de pico e aceleração *r.m.s.* foram iguais a 0,4039 m/s² e 0,2021 m/s², respectivamente e, o deslocamento máximo obtido foi de 1,28 mm. Vale ressaltar que, esses resultados foram extraídos na fase estacionária do gráfico, ou seja, após 2s.

Tabela 4.12 - Acelerações para o padrão de carregamento 2

	Numérica	Analítica	Limite Recomendado		
a_{pico} x 0,5 (m/s²)	0,2020	Murray <i>et. al.</i> (2016) AISC	0,1579	0,05	AISC (2016)
a_{r.m.s.} (m/s²)	0,2021	Smith, Hicks e Devine (2009) SCI	0,0973	0,04 0,02	SCI (2009) ISO 10137: 2007

Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das respostas encontradas ao longo das análises, Figuras 4.17 e 4.18 e Tabela 4.12, pode-se concluir que:

- o deslocamento máximo obtido no padrão de carregamento 2 foi sete vezes maior que o do padrão de carregamento 1;
- a aceleração de pico obtida do modelo numérico é maior que a prevista por Murray *et al.* (2016), com uma diferença de 27%, o que mostra que a resposta analítica ficou contra a segurança;
- comparando as repostas de aceleração em *r.m.s.*, percebe que a aceleração numérica foi 208% superior à obtida por Smith, Hicks e Devine (2009), demonstrando um caráter contrário a segurança da formulação analítica;
- com relação aos limites recomendáveis de conforto, de acordo com todos os métodos analisados, o piso é considerado inaceitável;
- a inclusão de mais três harmônicos na força dinâmica da caminhada foi significativa no valor das respostas de aceleração, uma vez que os valores desta análise são superiores aos da análise com o padrão de carregamento 1.

4.5.4.3. Discussões para o Modelo de Carregamento 3

A Tabela 4.13 apresenta os dados da caminhada utilizados na análise do padrão de carregamento 3 para os caminhos 1 e 2. O tempo de aquisição dos dados foi o tempo total da caminhada mais três segundos.

As Figuras 4.19 e 4.20 mostram os históricos da aceleração dos nós dos painéis 2 e 4 obtidos para o caminho 1 e as Figuras 4.21 e 4.22 mostram os históricos do deslocamento desses nós.

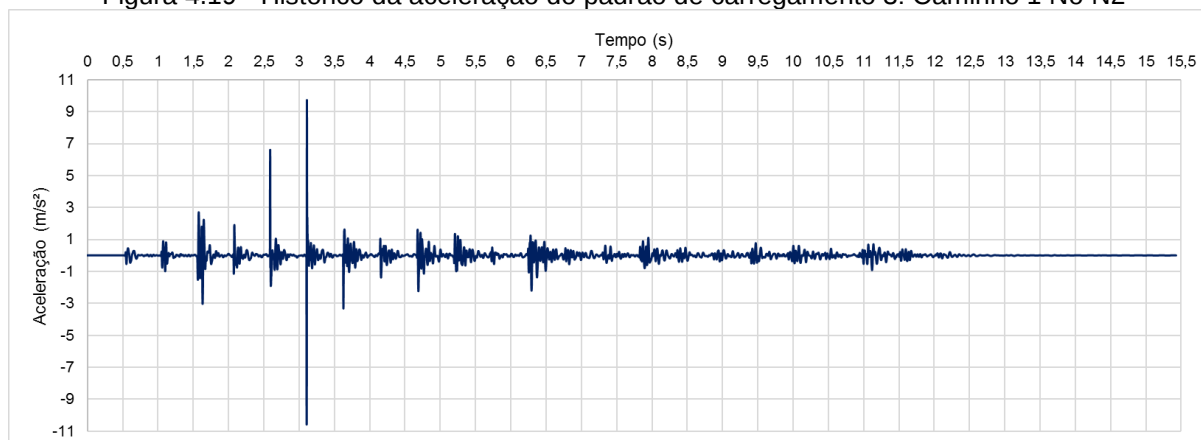
Os resultados numéricos das acelerações de pico característica e *r.m.s.* do caminho 1 são apresentados nas Tabela 4.14, onde também constam as acelerações obtidas pelos métodos simplificados de Murray *et al.* (2016) e Smith, Hicks e Devine (2009) e os limites recomendados.

Tabela 4.13 - Dados da caminhada para o padrão de carregamento 3

	Caminho 1	Caminho 2
Distância do passo	71,5 cm	80 cm
Período do passo	0,518 s	0,485 s
Distância do Caminho 1	1655 cm	1600 cm
Velocidade	1,4 m/s	1,65 m/s
Tempo de aquisição de dados	15,43 s	13,19 s

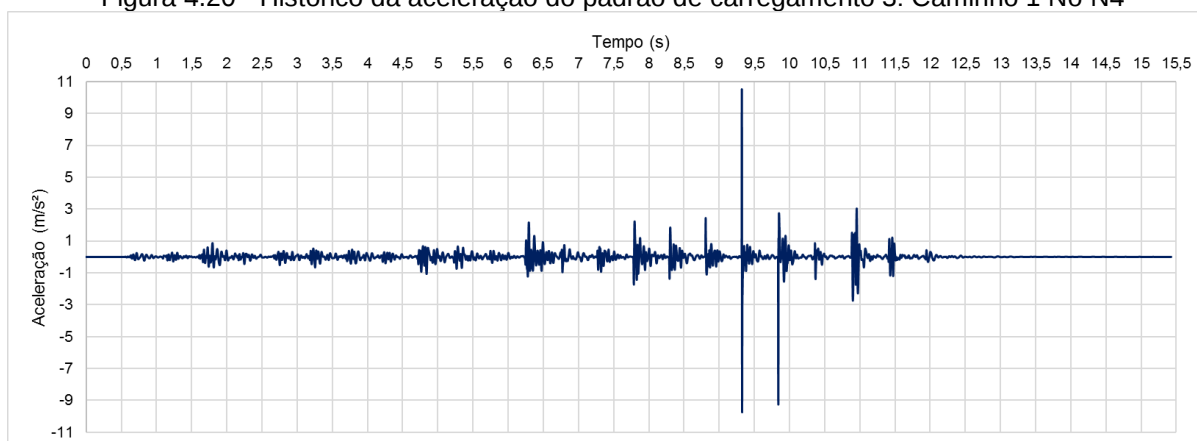
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.19 - Histórico da aceleração do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N2



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.20 - Histórico da aceleração do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N4



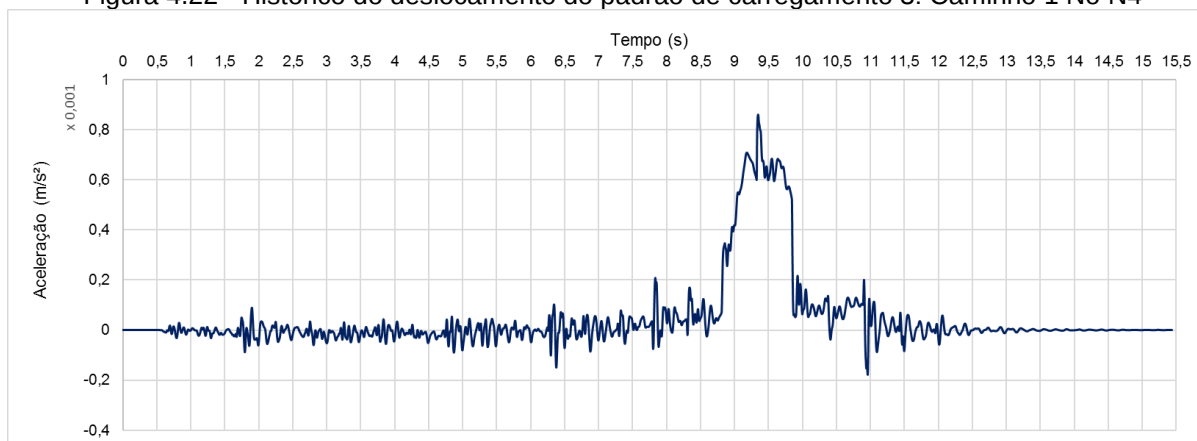
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.21 - Histórico do deslocamento do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N2



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.22 - Histórico do deslocamento do padrão de carregamento 3: Caminho 1 Nó N4



Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 4.14 - Acelerações do piso no caminho 1 – padrão de carregamento 3

Tipo	Numérica		Analítica	Limite Recomendado		
$a_{\text{pico}} \times 0,5$ (m/s ²)	N2	0,839	Murray <i>et. al.</i> (2016) AISC	0,1579	0,05	AISC (2016)
	N4	0,866				
$a_{r.m.s.}$ (m/s ²)	N2	0,360	Smith, Hicks e Devine (2009) SCI	0,0973	0,04	SCI (2009)
	N4	0,372			0,02	ISO 10137: 2007

Fonte: Acervo pessoal.

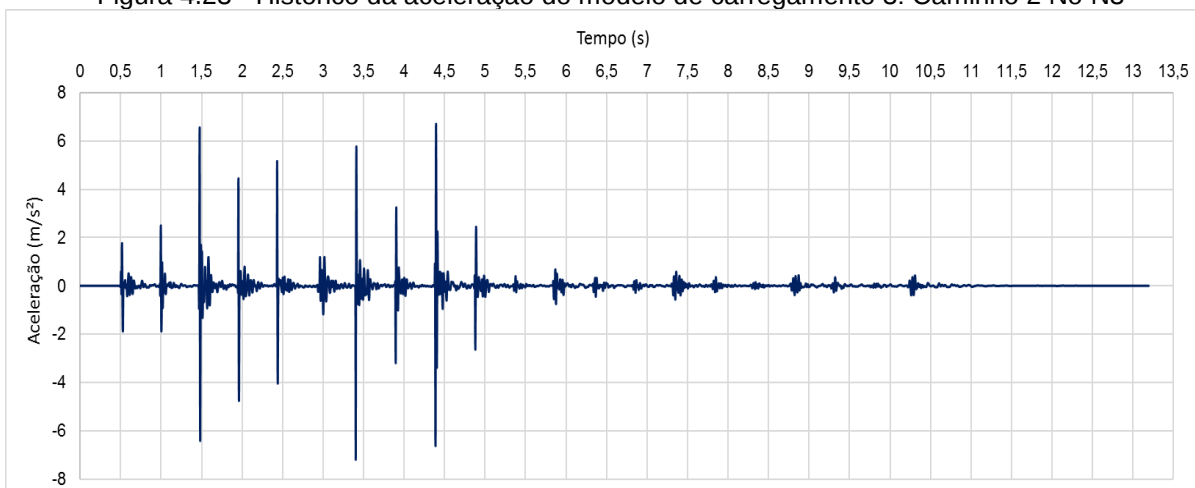
Os deslocamentos máximos obtidos foram 1,05 mm e 0,85 mm para os nós N2 e N4, respectivamente (Figuras 4.21 e 4.22).

Com referência aos valores das respostas encontradas ao longo das análises, Figuras 4.19 e 4.22 e Tabela 4.14, pode-se concluir que:

- o deslocamento máximo do nó N4 obtido para o padrão de carregamento 3 foi menor em 33% ao obtido para o padrão de carregamento 2 e, em média quatro vezes maior ao obtido para padrão carregamento 1;
- o maior valor da aceleração de pico característica é de 0,866 m/s², ou seja 530% maior que a previsão de Murray *et al.* (2016). A maior aceleração *r.m.s.* é de 0,372 m/s², 382% superior ao resultado analítico de Smith, Hicks e Devine (2009). Pode-se concluir então que as formulações analíticas não devem ser utilizadas para estimar aceleração nesse tipo de sistema de piso, uma vez que se mostraram contrárias à segurança, justamente no padrão de carregamento 3 que mais se assemelha a caminhada real de uma pessoa;
- percebe-se que em ambos os nós mostrados na Tabela 4.14, os limites de aceleração no que tange a aspectos referentes ao conforto humano são ultrapassados, portanto o sistema de piso é inaceitável.

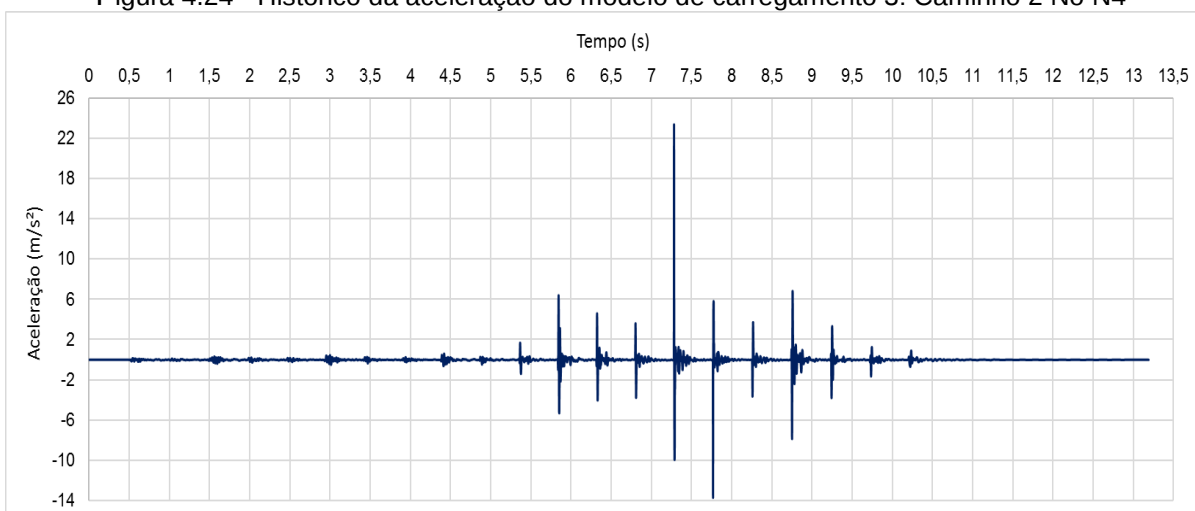
As Figuras 4.23 e 4.24 mostram os históricos da aceleração dos nós dos painéis 3 e 4 obtidos para o caminho 2 e as Figuras 4.25 e 4.26 mostram os históricos do deslocamento desses nós.

Figura 4.23 - Histórico da aceleração do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N3



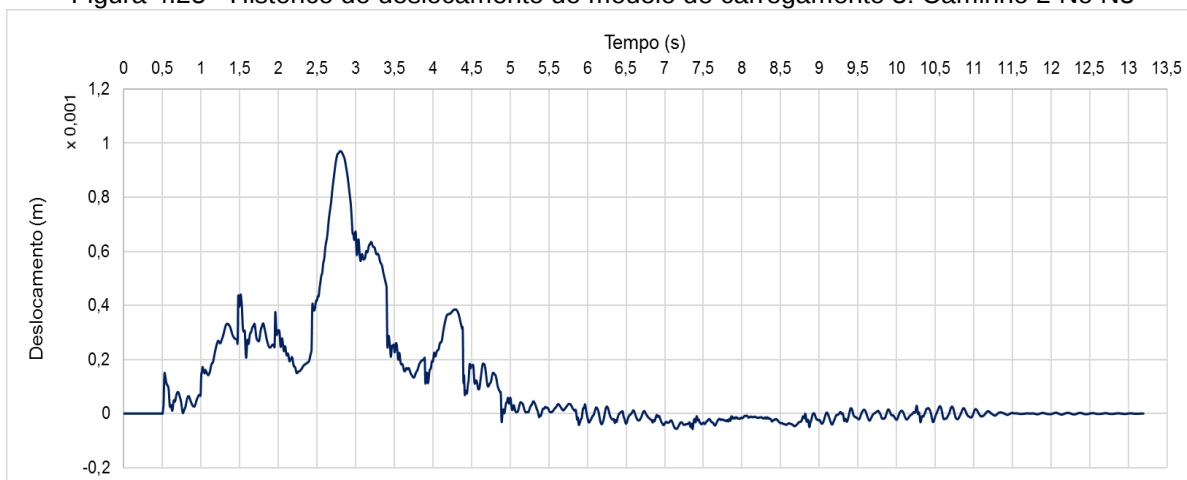
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.24 - Histórico da aceleração do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N4



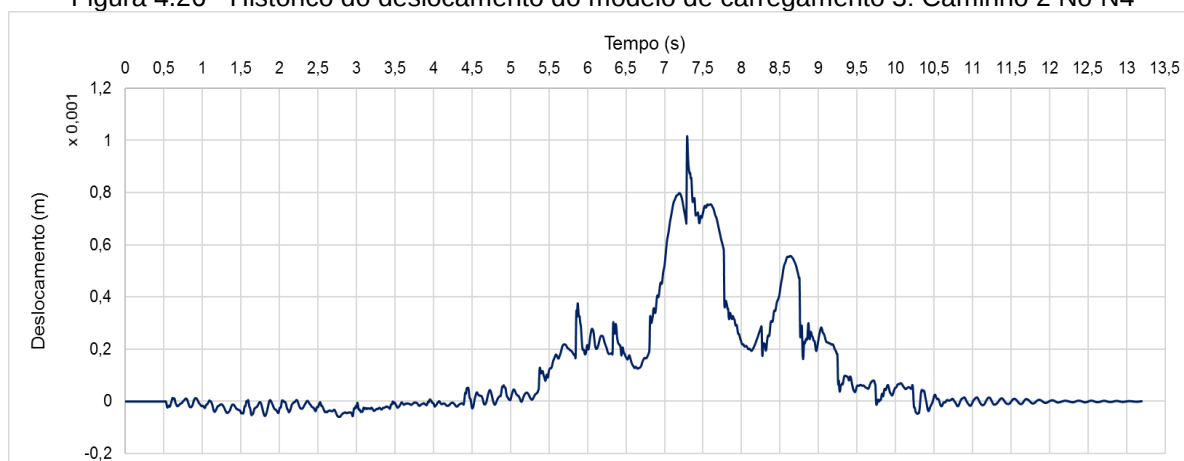
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.25 - Histórico do deslocamento do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N3



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4.26 - Histórico do deslocamento do modelo de carregamento 3: Caminho 2 Nó N4



Fonte: Acervo pessoal.

Os deslocamentos máximos obtidos, foram 0,96 mm e 1,02 mm para os nós N3 e N4 respectivamente (Figuras 4.25 e 4.26).

Os resultados numéricos das acelerações de pico característica e *r.m.s.* do caminho 2 são apresentados nas Tabela 4.15, onde também constam as acelerações obtidas pelos métodos simplificados de Murray *et al.* (2016) e Smith, Hicks e Devine (2009) e os limites recomendados.

Tabela 4.15 - Acelerações do piso no caminho 2 – modelo de carregamento 3

Tipo	Numérico		Método Simplificado	Limite Recomendado		
a_{pico} (m/s²)	N3	0,903	Murray <i>et al.</i> (2016)	0,1579	0,05	AISC (2016)
	N4	1,272	AISC			
a_{r.m.s.} (m/s²)	N3	0,388	Smith, Hicks e Devine	0,0973	0,04	SCI (2009)
	N4	0,546	(2009) SCI			
					0,02	ISO 10137: 2007

Fonte: Acervo Pessoal.

Com referência aos valores das respostas encontradas ao longo das análises, Figuras 4.23 e 4.26 e Tabela 4.15, pode-se concluir que:

- o deslocamento máximo do nó N4 obtido para o padrão de carregamento 3 no caminho 1 foi menor em 16% ao obtido para o padrão de carregamento 3 no caminho 2;
- o maior valor da aceleração de pico característica é de 0,903 m/s², ou seja 571% maior que a previsão de Murray *et al.* (2016). A maior aceleração *r.m.s.* é de 0,546 m/s², 561% superior ao resultado analítico

de Smith, Hicks e Devine (2009). Pode-se concluir então que as formulações analíticas não devem ser utilizadas para estimar aceleração nesse tipo de sistema de piso, uma vez que se mostraram contrárias à segurança, justamente no padrão de carregamento 3 que mais se assemelha a caminhada real de uma pessoa;

- c) percebe-se que em ambos os nós mostrados na Tabela 4.15, os limites de aceleração no que tange a aspectos referentes ao conforto humano são ultrapassados, portanto o sistema de piso é inaceitável.

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.1. INTRODUÇÃO

Nesse capítulo, são realizadas análises paramétricas com o intuito de avaliar a influência da variação da taxa de amortecimento no comportamento dinâmico do sistema de piso estudado e analisar também a resposta dinâmica da caminhada com mais de uma pessoa. Outro parâmetro analisado é a propagação da vibração de painel a painel do sistema de piso, para isso, o nível de vibração nos painéis adjacentes ao painel da caminhada foi quantificado permitindo uma análise global do desempenho dinâmico do sistema de piso. O modelo computacional desse estudo possui os mesmos materiais, condições de contorno e geometria relativos ao modelo numérico descrito no capítulo 3. O intervalo de integração das equações é o mesmo adotado no capítulo 4.

A metodologia da análise paramétrica incluiu as análises harmônica e transiente para cada parâmetro estudado, utilizando o programa computacional ANSYS® *Academic Research, Release 17.0*. A partir dessas análises, a resposta dinâmica dos pisos em termos de frequências naturais e acelerações foram obtidas e analisadas.

Adicionalmente, os resultados numéricos de aceleração foram comparados com os critérios de conforto humano das principais recomendações técnicas sobre o assunto, a saber, ISO 10137:2009, Murray *et al.* (2016) (guia de projeto publicado pelo AISC), e Smith, Hicks e Devine (2009) (guia de projeto publicado pelo SCI).

5.2. VARIAÇÃO DA TAXA DE AMORTECIMENTO

As análises dessa seção visam avaliar os efeitos do amortecimento no comportamento dinâmico do sistema de piso estudado. Para isso, diferentes taxas de amortecimento foram selecionadas para nesse estudo: 1,6%, 3%, 6% e 12%. Essas taxas foram definidas com base no trabalho de Silva e Thambiratnam (2009), que adotaram as seguintes taxas de amortecimento em seus estudos numéricos: 1,6% (piso inacabado), 3% (para escritórios sem divisórias permanentes), 6% (para escritórios com divisórias permanentes) e 12% (com presença de pessoas).

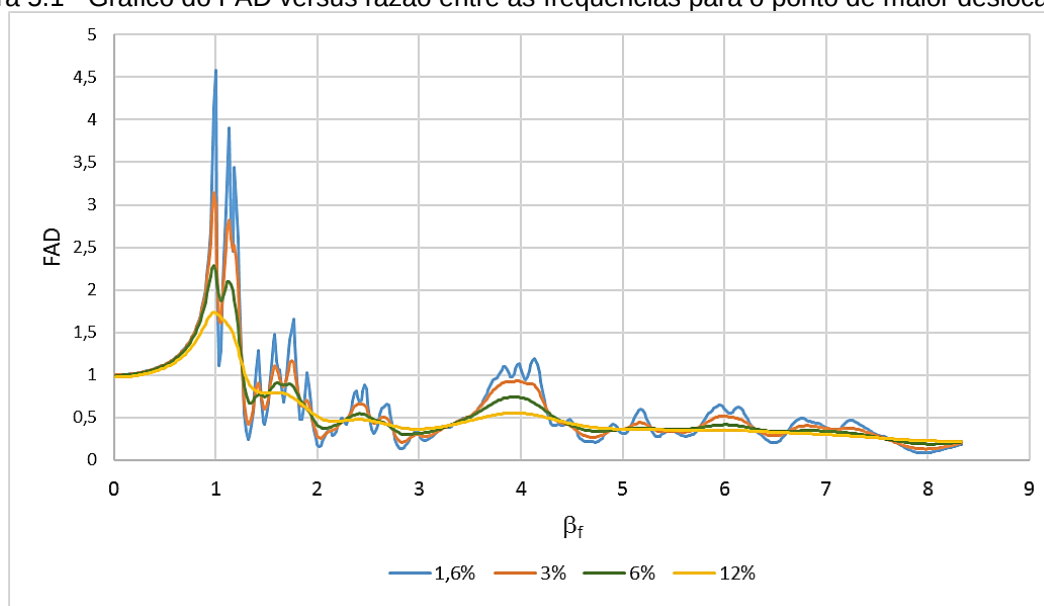
Como a alteração realizada nos modelos numéricos foi somente na taxa de amortecimento, as frequências naturais e os modos de vibração do piso não se alteram. Sendo assim, foram realizadas análises harmônica e transiente.

5.2.1. Análise Harmônica

A análise harmônica foi feita aplicando-se uma força de variação senoidal no tempo com amplitude igual a 700 N (peso da pessoa), Equação 4.1. A carga foi aplicada em um ponto fixo, em um dos nós de maior deslocamento estático dos painéis, no nó N4. O ângulo de fase foi tomado igual a zero e o valor da frequência de excitação variou de 0 a 50 Hz. O intervalo de tempo para integração das equações foi 0,002 s.

Na Figura 5.1 são mostrados os espectros de resposta associados ao modelo em estudo. Esses espectros apresentam o FAD (fator de amplificação dinâmica) em função de β_f para os quatro valores de taxa de amortecimento 1,6%, 3%, 6% e 12%.

Figura 5.1 - Gráfico do FAD versus razão entre as frequências para o ponto de maior deslocamento

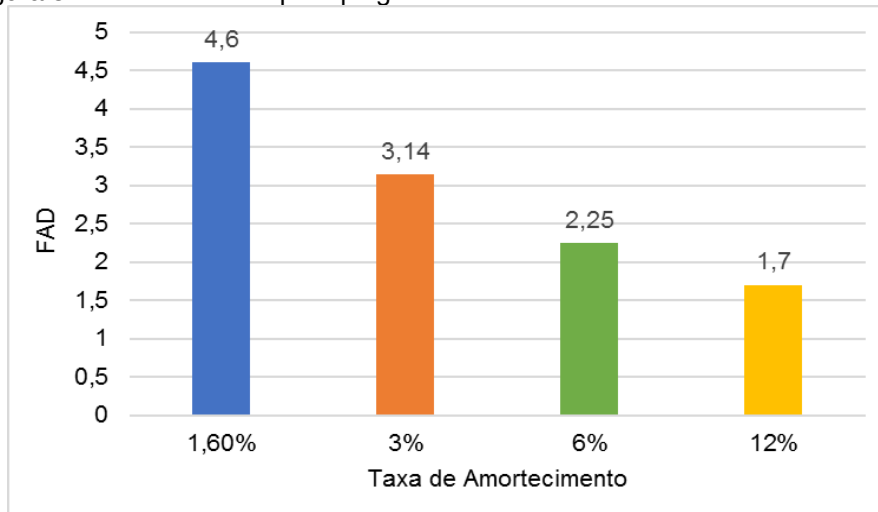


Fonte: Acervo pessoal.

Observa-se no gráfico da Figura 5.1 que quando a frequência fundamental dos pisos coincide com a frequência de excitação, ou seja, quando β_f tende à unidade, o nível das amplificações é bastante elevado, denotando que a influência do 1º modo de vibração na resposta desse modelo é marcante. Além disso, notou-se que a medida que as taxas de amortecimento diminuem, o espectro do FAD passa a apresentar um maior número de picos.

Como era de se esperar, o aumento da taxa de amortecimento faz com que o valor do FAD reduza. Entretanto, o valor do deslocamento dinâmico ainda é superior ao do deslocamento estático (FAD maior que 1) até mesmo para mais baixa taxa de amortecimento, conforme pode-se notar na Figura 5.2 para β_f igual a 1.

Figura 5.2 - Valor do FAD para β_f igual a 1 em diferentes taxas de amortecimento



Fonte: Acervo pessoal.

Nota-se também pela Figura 5.2, que a variação da taxa de amortecimento, influenciou muito a resposta dinâmica quando β_f é igual a 1, pois a magnitude do FAD aumentou de 1,7 para 4,6, ou seja 271%, quando a taxa de amortecimento aumenta de 1,6 para 12%.

5.2.2. Análise Transiente

Como foi visto no capítulo 4, o sistema de piso analisado nesse trabalho sujeito a excitação do caminhar não atendeu os principais critérios de conforto humano considerando uma taxa amortecimento modal igual a 3%. Nessa seção foi possível avaliar a adequabilidade desse sistema para outras taxas de amortecimento modal.

As acelerações do sistema de piso foram obtidas para os três padrões de carregamento descritos no capítulo 4, que foram aplicados como excitações dinâmicas sobre o modelo numérico resolvido para as quatro taxas de amortecimento 1,6%, 3%, 6% e 12%. Com a variação da taxa de amortecimento, fez necessário recalcular os coeficientes α e β , cujos valores são mostrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Valores de α e β conforme o amortecimento

Amortecimento	$\xi = 0,016$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,06$	$\xi = 0,12$
α	0,9651384	1,8096344	3,619269	7,238538
β	0,000170	0,000319	0,000638	0,001276

Fonte: Acervo pessoal.

5.2.2.1. Acelerações de Pico

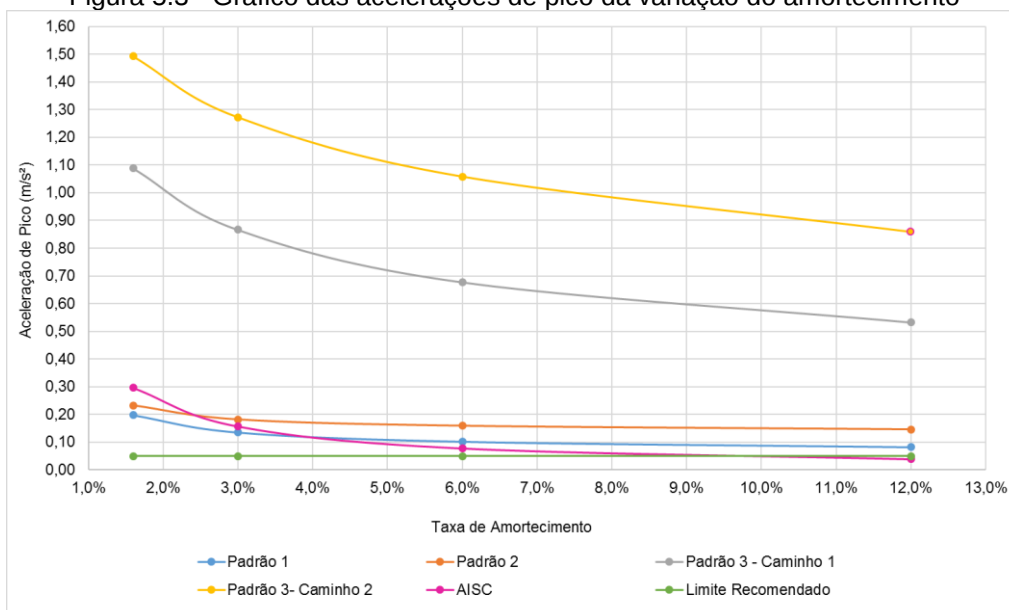
Na Tabela 5.2 são apresentados os valores numéricos da aceleração de pico obtidos para os padrões de carregamento de 1 a 3, que são comparadas com o valor limite recomendado por Murray *et al.* (2016). Os resultados analíticos de aceleração calculados conforme o guia de projeto do AISC de Murray *et al.* (2016) também constam na tabela. A Figura 5.3 apresenta o gráfico traçado a partir dos dados presentes nessa tabela.

Tabela 5.2 - Acelerações de pico da variação do amortecimento

Taxa de Amortecimento	Padrão de Carregamento				Murray <i>et. al.</i> (2016) AISC	Limite Recomendado AISC (2016)
	1	2	3			
			Caminho 1	Caminho2		
(m/s²)	(m/s²)	(m/s²)	(m/s²)	(m/s²)	(m/s²)	
1,6%	0,197	0,232	1,087	1,492	0,296	0,05
3,0%	0,135	0,182	0,866	1,272	0,157	
6,0%	0,101	0,159	0,677	1,058	0,078	
12,0%	0,082	0,146	0,532	0,858	0,039	

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.3 - Gráfico das acelerações de pico da variação do amortecimento



Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 5.2 e Figura 5.3, pode-se concluir que:

- a) as acelerações de pico obtidas por meio do padrão de carregamento 3 são bem superiores as obtidas pelos padrões de carregamento 1 e 2. Como a carga móvel denota uma percepção mais realística do carregamento gerado durante a caminhada humana, a consideração de um carregamento fixo para simular a força da caminhada pode conduzir a resultados insatisfatórios e contrários a segurança no que tange a verificação dos critérios de conforto humano;
- b) para taxas de amortecimento de 6% e 12%, as acelerações obtidas por meio dos padrões de carregamento 1 e 2 foram maiores que as obtidas pelo método de Murray *et al.* (2016), contudo conforme a taxa de amortecimento se reduz, os resultados analíticos se tornam mais conservadores que os numéricos, principalmente para o padrão de carregamento 1;
- c) para todas as taxas de amortecimento, as acelerações numéricas foram maiores que o limite recomendado de $0,05 \text{ m/s}^2$, portanto o piso não atende aos critérios de conforto humano;
- d) somente para a taxa de amortecimento de 12%, a aceleração analítica calculada pelo método de Murray *et al.* (2016) não ultrapassou o limite recomendado de $0,05 \text{ m/s}^2$;
- e) as acelerações obtidas pelo padrão de carregamento 3 no caminho 2 foram maiores que as obtidas no caminho 1. Esse resultado pode estar relacionado ao fato de que as vigas secundárias são paralelas ao caminho 2 e perpendiculares ao caminho 1.

5.2.2.2. Aceleração *r.m.s.* (*root mean square*)

Na Tabela 5.3 são apresentados os valores numéricos da aceleração *r.m.s.* obtidos para os padrões de carregamento de 1 a 3, que são comparadas com os valores limite recomendados pela ISO 10137:2007 e por Smith, Hicks e Devine (2009). Os resultados analíticos de aceleração calculados conforme o guia de projeto do SCI de

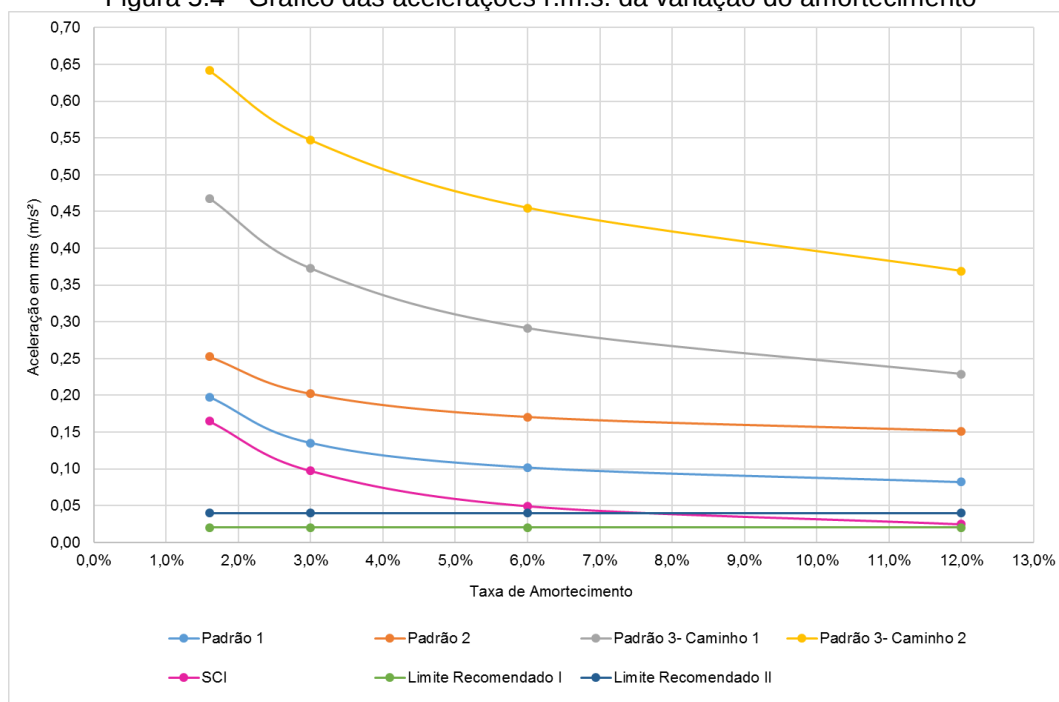
Smith, Hicks e Devine (2009) também constam na tabela. A Figura 5.4 apresenta o gráfico traçado a partir dos dados presentes nessa tabela.

Tabela 5.3 - Acelerações em *r.m.s.* da variação do amortecimento

Taxa de Amortecimento	Modelo de Carregamento				Smith, Hicks e Devine (2009) SCI	Limite Recomendado	
	1	2	3			I ISO 10137 (2007)	II SCI (2009)
			Caminho 1	Caminho 2			
(m/s²)				(m/s²)	(m/s²)		
1,6%	0,253	0,252	0,467	0,641	0,164	0,02	0,04
3,0%	0,186	0,202	0,372	0,547	0,097		
6,0%	0,144	0,170	0,291	0,454	0,049		
12,0%	0,116	0,151	0,228	0,368	0,024		

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.4 - Gráfico das acelerações *r.m.s.* da variação do amortecimento



Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das acelerações *r.m.s.* encontrados ao longo das análises, Tabela 5.3 e Figura 5.4, pode-se concluir que:

- as acelerações obtidas por meio do padrão de carregamento 3 apresentam uma diferença significativa em relação as obtidas pelos padrões de carregamento 1 e 2. Entretanto, as diferenças são menos

discrepantes em aceleração *r.m.s.* do que em aceleração de pico, subitem anterior;

- b) para todas as taxas de amortecimento, as acelerações obtidas por meio dos padrões de carregamento 1 e 2 foram maiores que as obtidas Smith, Hicks e Devine (2009), portanto os resultados do SCI se mostraram contrários a segurança;
- c) para todas as taxas de amortecimento, as respostas numéricas mostraram que o piso não atende aos critérios de conforto. Todas as acelerações obtidas por meio dos padrões de carregamento ultrapassaram os limites recomendados, tanto da ISO 10137:2007 quanto do guia do SCI (2009);
- d) somente para a taxa de amortecimento de 12%, a aceleração analítica calculada pelo Smith, Hicks e Devine (2009) não ultrapassou o limite recomendado pelo SCI (2009);
- e) as acelerações obtidas pelo padrão de carregamento 3 no caminho 2 foram maiores que as obtidas no caminho 1. Esse resultado pode estar relacionado ao fato que as vigas secundárias estão paralelas ao caminho 2 e perpendiculares ao caminho 1.

5.3. EFEITO DO NÚMERO DE PESSOAS SOBRE O PISO

Nesta seção, investiga-se o comportamento dinâmico, considerando o efeito de um grupo de pessoas caminhando ordenadamente sobre o piso. Cada pessoa sobre o piso resulta em uma função de carregamento de caminhada conforme o padrão de carregamento 3. Os parâmetros utilizados nesta análise são os mesmos utilizados na seção 4.5. O número de pessoas foi o único parâmetro alterado.

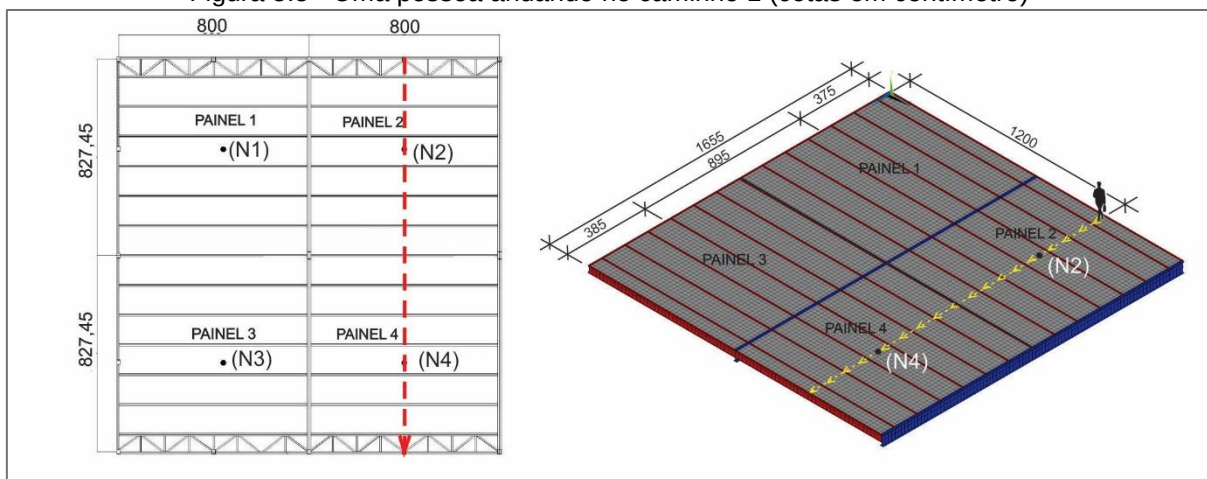
Os caminhos 1 e 2 foram analisados, sendo que para cada caminho estudaram-se três situações diferentes em relação ao número de pessoas, a fim de avaliar o comportamento dinâmico do piso. A primeira situação considera uma pessoa caminhando, situação já estudada no capítulo 4. A segunda e a terceira situações

consideram duas e três pessoas caminhando, respectivamente (Figuras 5.5 a 5.10). A distância, de eixo a eixo, entre as pessoas é de 60 cm.

Em seguida obteve-se os resultados para os nós N2 e N4 do caminho 1 e para os nós N3 e N4 do caminho 2. As respostas foram expressas em termos de acelerações de pico características e acelerações *r.m.s.* (*root mean square*).

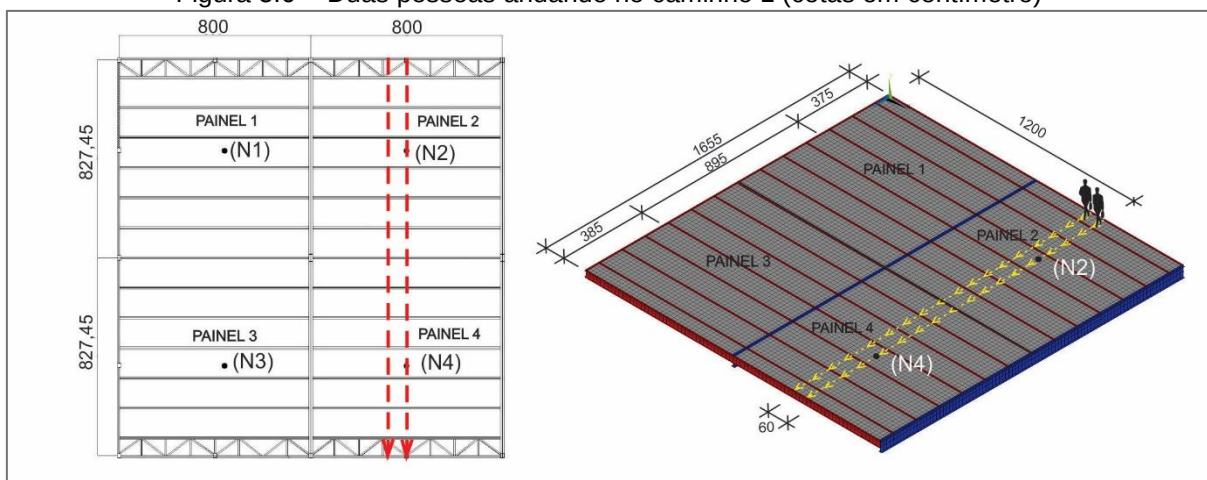
As situações com duas e três pessoas foram simuladas para avaliar o efeito de grupo, ou seja, para entender como a estrutura responde à excitação de várias pessoas que caminham ordenadamente sobre o piso. As forças devido a caminhada humana para essas situações são frequentes, quando se tratam de escritórios, por isso, devem orientar o projeto, no que diz respeito ao estado-limite de serviço de vibrações excessivas (conforto humano).

Figura 5.5 - Uma pessoa andando no caminho 1 (cotas em centímetro)



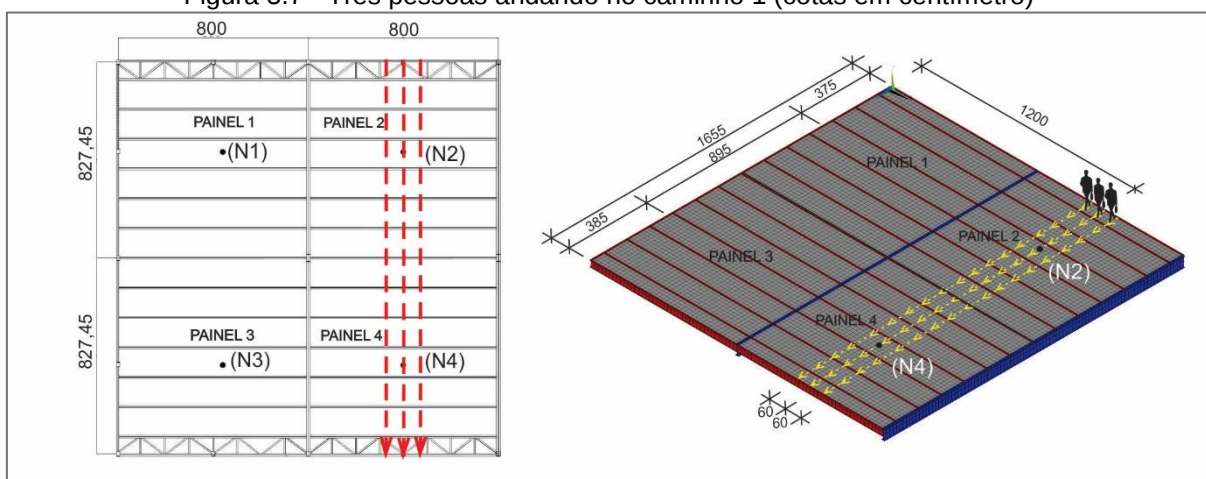
Fonte: Acervo pessoal

Figura 5.6 - Duas pessoas andando no caminho 1 (cotas em centímetro)



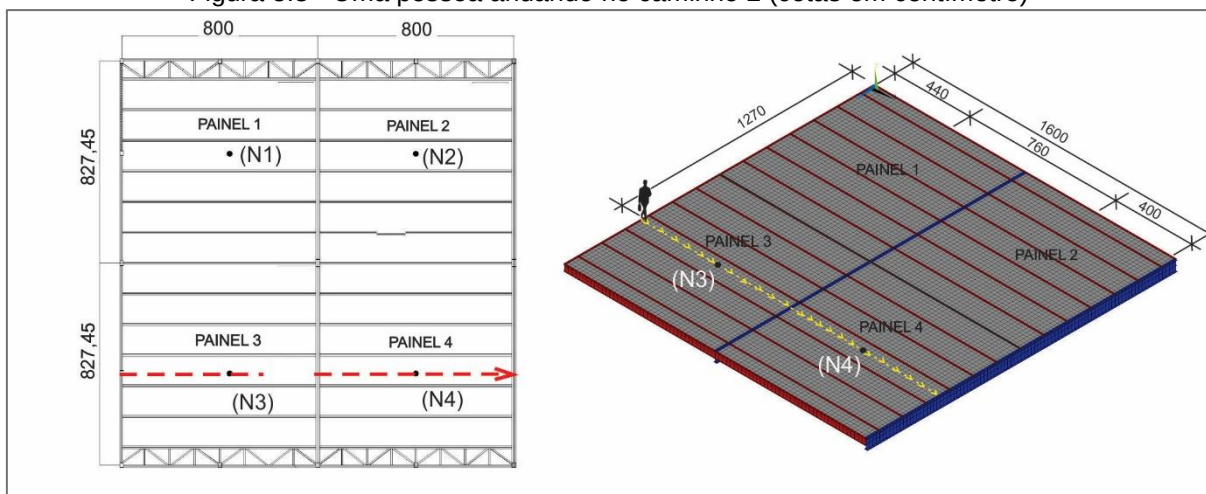
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.7 - Três pessoas andando no caminho 1 (cotas em centímetro)



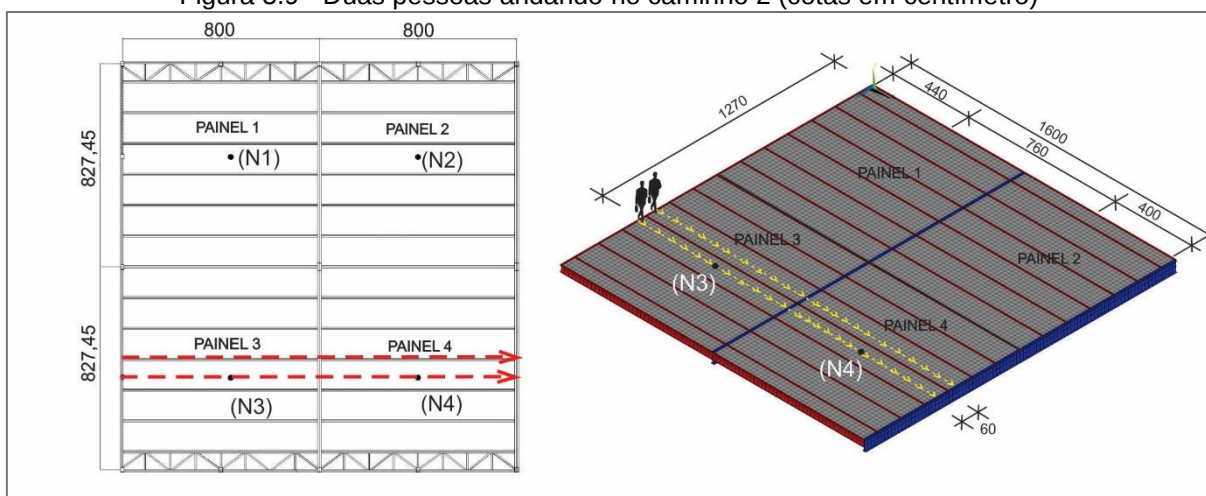
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.8 - Uma pessoa andando no caminho 2 (cotas em centímetro)



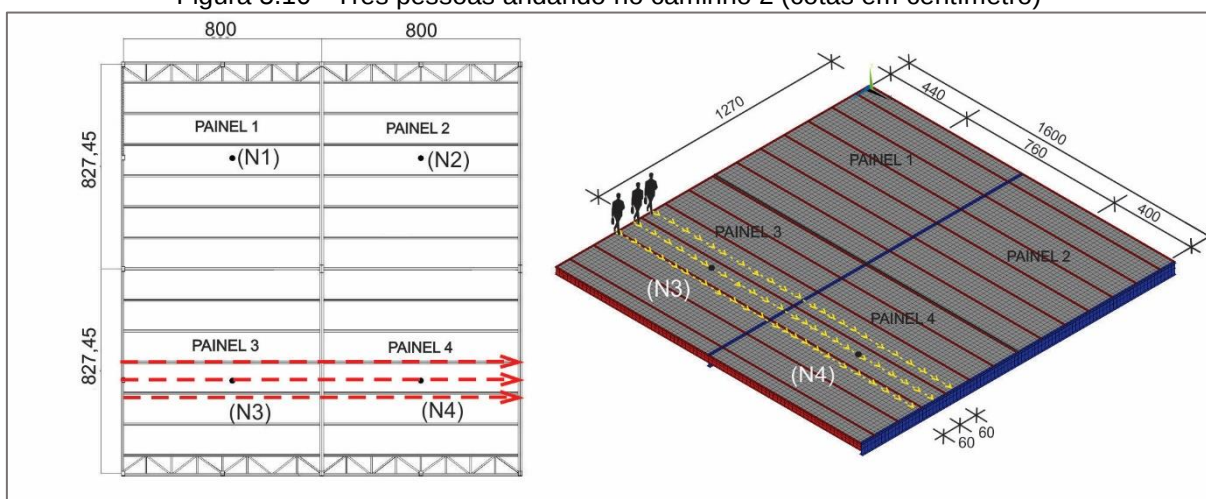
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.9 - Duas pessoas andando no caminho 2 (cotas em centímetro)



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.10 - Três pessoas andando no caminho 2 (cotas em centímetro)



Fonte: Acervo pessoal.

5.3.1. Aceleração de Pico Característica

Na Tabela 5.4 são apresentados os valores das acelerações de pico características obtidas nos nós de cada caminho, segundo a variação do número de pessoas sobre o sistema de piso em questão. O valor limite proposto pelo guia de projeto de Murray *et al.* (2016) publicado pelo AISC também está presente nas tabelas. A Figura 5.11 apresenta o gráfico traçado a partir dos dados presentes nessa tabela.

Tabela 5.4 - Acelerações de pico característica conforme variação no número de pessoas

Caminho	Nº de pessoas	Nó	Aceleração de pico característica	Nó	Aceleração de pico característica	Limite Recomendado AISC (2016)
			(m/s ²)		(m/s ²)	
1	1	N2	0,839	N4	0,866	0,05
	2		1,319		1,345	
	3		1,877		1,906	
2	1	N3	0,903	N4	1,272	
	2		0,949		1,307	
	3		1,316		1,669	

Fonte: Acervo pessoal.

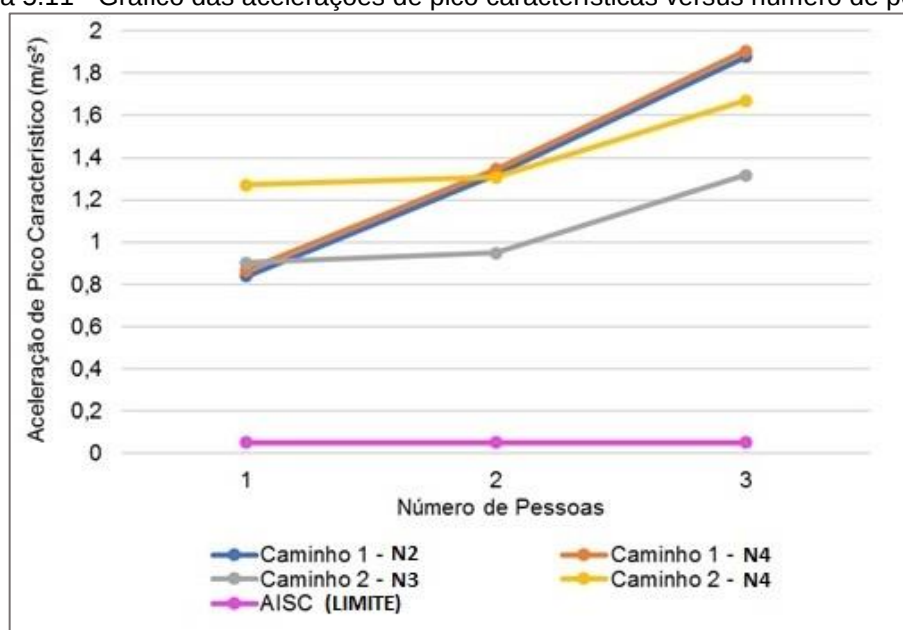
Com referência aos valores das acelerações de pico características encontradas nas análises, Tabelas 5.4 e Figura 5.11, pode-se concluir que:

- em todas as respostas dinâmicas no domínio do tempo (acelerações de pico características), percebeu-se que o número de pessoas que compõem o

carregamento afeta, de forma significativa, a resposta dinâmica do modelo de piso investigado. Tal fato deve ser levado em conta no projeto de estruturas desse tipo;

- b) à medida que o número de pessoas aumenta a aceleração no piso também aumenta. O aumento da aceleração foi aproximadamente proporcional ao número de pessoas para o caminho 1 (55% de aumento na aceleração se o número de pessoas aumenta de 1 para 2 e 42 % de aumento na aceleração se o número de pessoas aumenta de 2 para 3, nó N4) e para o caminho 2, o aumento foi mais significativo quando o número de pessoas passa de 2 para 3, igual a 27%, nó N4;
- c) para todas as situações de pessoas caminhando, uma, duas ou três pessoas, o limite previsto no AISC (2016) foi ultrapassado em relação aos aspectos referentes ao conforto humano;
- d) observa-se também que as acelerações obtidas no caminho 2 são maiores para uma pessoa caminhando quando comparadas com as acelerações obtidas no caminho 1. Contudo, quando se trata de duas ou três pessoas se deslocando, as acelerações no caminho 2 são menores que as acelerações no caminho 1.

Figura 5.11 - Gráfico das acelerações de pico características versus número de pessoas



Fonte: Acervo pessoal.

5.3.2. Aceleração *r.m.s.* (*root mean square*)

Nesta seção, os valores das acelerações *r.m.s.* (*root mean square*) são comparadas com os valores limites da ISO 10137:2007 e do guia de projeto de Smith, Hicks e Devine (2009) publicado pelo SCI. Estes valores são apresentados na Tabela 5.5. A Figura 5.12 apresenta o gráfico traçado a partir dos dados presentes nessa tabela.

Tabela 5.5 - Acelerações *r.m.s.* conforme variação no número de pessoas

Caminho	Nó	Nº de pessoas	Aceleração	Nó	Aceleração	Limite Recomendado	
			<i>r.m.s.</i>		<i>r.m.s.</i>	ISO 10137	SCI
			(m/s ²)		(m/s ²)	(2009)	(1989)
1	N2	1	0,360	N4	0,372	0,02	0,04
		2	0,567		0,578		
		3	0,806		0,819		
2	N3	1	0,388	N4	0,546		
		2	0,407		0,561		
		3	0,565		0,717		

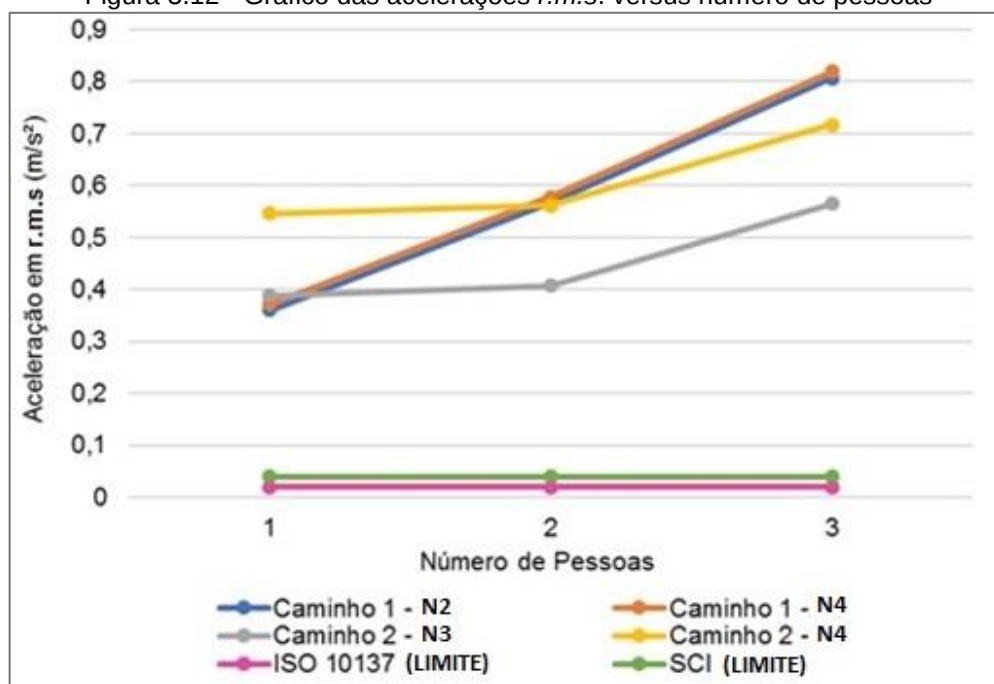
Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das acelerações *r.m.s.* encontrados nas análises, Tabela 5.5 e Figura 5.12, pode-se concluir que:

- em todas as respostas dinâmicas no domínio do tempo (acelerações *r.m.s.*), percebeu-se que o número de pessoas que compõem o carregamento influencia fortemente a resposta dinâmica;
- à medida que o número de pessoas aumenta, a aceleração no piso também aumenta. O aumento da aceleração foi aproximadamente proporcional ao número de pessoas para o caminho 1 (55% de aumento na aceleração se o número de pessoas aumenta de 1 para 2 e 42 % de aumento na aceleração se o número de pessoas aumenta de 2 para 3, nó N4) e para o caminho 2, o aumento foi mais significativo quando o número de pessoas passa de 2 para 3, igual a 27%, nó N4. Nota-se que os percentuais de aumento foram iguais aos observados para as acelerações de pico características;

- c) para todas as situações de pessoas caminhando, uma, duas ou três pessoas, os limites recomendados pela ISO 10137:2007 e por Smith, Hicks e Devine (2009) foram ultrapassados em relação aos aspectos referentes ao conforto humano;
- d) de forma similar às acelerações de pico características, as acelerações *r.m.s.* obtidas no caminho 2 são maiores para uma pessoa caminhando quando comparadas com as acelerações obtidas no caminho 1. Contudo, quando se trata de duas ou três pessoas se deslocando, as acelerações *r.m.s.* no caminho 2 são menores que as acelerações *r.m.s.* no caminho 1.

Figura 5.12 - Gráfico das acelerações *r.m.s.* versus número de pessoas



Fonte: Acervo pessoal.

5.4. PROPAGAÇÃO DA VIBRAÇÃO

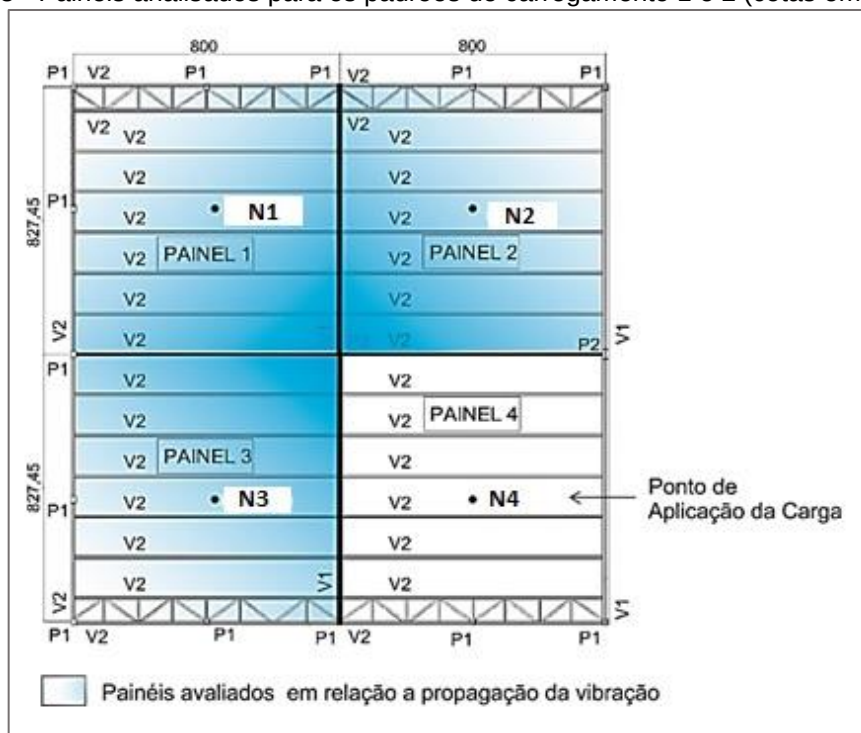
A intenção deste estudo foi analisar a propagação da vibração no sistema de piso estudado. Para isso, medidas de aceleração foram obtidas para os painéis adjacentes ao painel da caminhada. Essas medidas incluíram acelerações de pico e *r.m.s.* para os padrões de carregamento 1 e 2 e acelerações de pico características e *r.m.s.* para o padrão de carregamento 3. Os nós adotados para avaliação da propagação da

vibração são os de maior deslocamento estático vertical de cada painel. Os parâmetros nesta análise são os mesmos utilizados no capítulo 4.

A Figura 5.13 apresenta os painéis que foram avaliados nos padrões de carregamento 1 e 2. Vale lembrar que, nesses padrões de carregamento aplicou-se a força em um único ponto, ou seja, no nó N4 do painel 4. Sendo assim, serão analisados os painéis 1, 2 e 3. Os nós respectivamente são N1, N2 e N3.

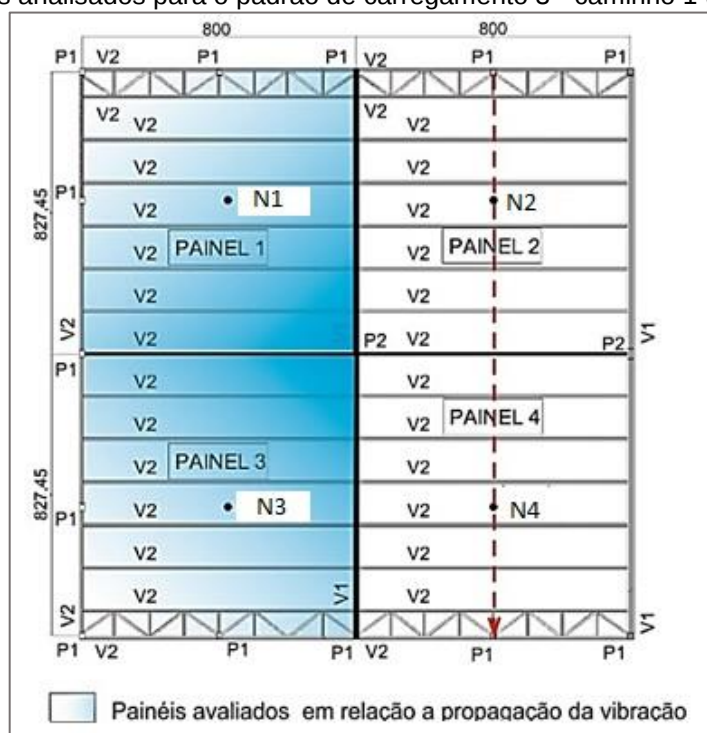
Em seguida estudou-se a propagação da vibração para o padrão de carregamento 3 em ambos os caminhos. Vale lembrar que, esse padrão de carregamento, além de variar com o tempo, é móvel. Sendo assim, analisaram-se os painéis adjacentes aos painéis que foram percorridos pela caminhada. As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam os painéis e os nós estudados para o caminho 1 e o caminho 2, respectivamente.

Figura 5.13 - Painéis analisados para os padrões de carregamento 1 e 2 (cotas em centímetro)



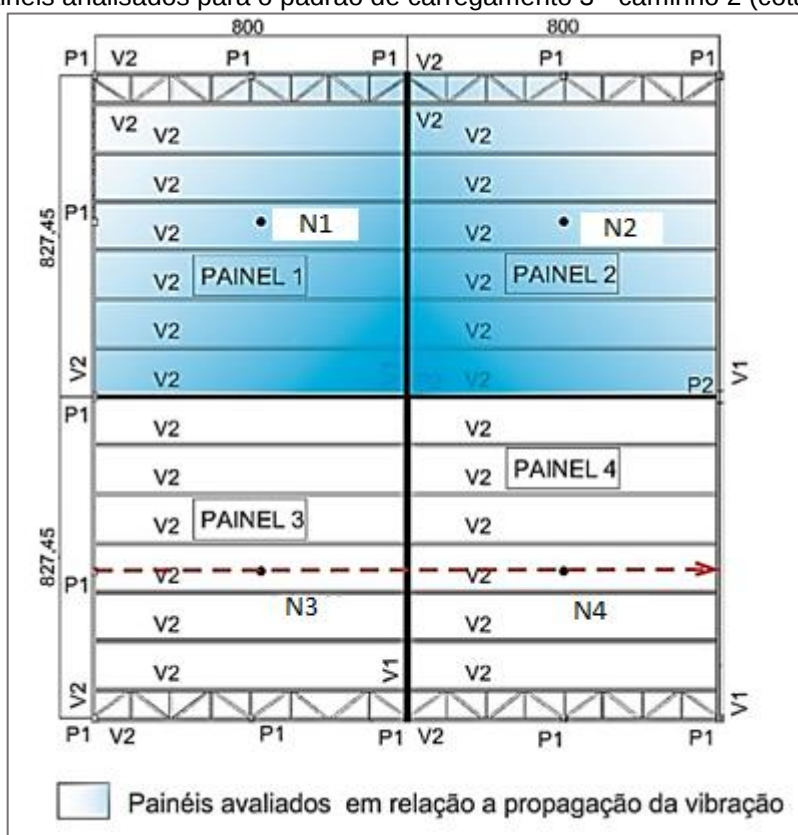
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.14 - Painéis analisados para o padrão de carregamento 3 - caminho 1 (cotas em centímetro)



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 5.15 - Painéis analisados para o padrão de carregamento 3 - caminho 2 (cotas em centímetro)



Fonte: Acervo pessoal.

5.4.1. Acelerações de Pico

Na Tabela 5.6 são apresentados os valores das acelerações de pico do painel onde ocorre a caminhada e dos painéis adjacentes para os padrões de carregamento 1 e 2. Uma ideia do nível de propagação da vibração é dada pelo percentual calculado como a razão entre a aceleração do painel adjacente e a aceleração do painel da caminhada. De forma similar, na Tabela 5.7 são apresentados os valores das acelerações de pico características do painel onde ocorre a caminhada e dos painéis adjacentes para o padrão de carregamento 3.

As acelerações obtidas nos painéis adjacentes são comparadas com o limite de $0,05 \text{ m/s}^2$ proposto pelo guia de projeto de Murray *et al.* (2016) publicado pelo AISC. Contudo, os resultados não são multiplicados por 0,5, pois, a simulação considera que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão localizadas no mesmo ponto.

Tabela 5.6- Propagação da vibração - Acelerações de pico para carregamentos 1 e 2

Padrão de Carregamento	Painéis Adjacentes	Aceleração de Pico (m/s^2)	Painel da caminhada	Aceleração de Pico (m/s^2)	Propagação
1	1	0,094	4	0,27	34,8%
	2	0,195			72%
	3	0,098			36,2%
2	1	0,114	4	0,403	28%
	2	0,221			54,8%
	3	0,121			30%

Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.7 - Propagação da vibração - Acelerações de pico características para carregamento 3

Caminho	Painéis Adjacentes	Aceleração de Pico Característica (m/s^2)	Painel da caminhada	Aceleração de Pico Característica (m/s^2)	Propagação
1	1	0,197	2	0,839	23,4%
	3	0,192			22,8%
	1	0,197	4	0,866	22,7%
	3	0,192			22,1%
2	1	0,064	3	0,507	12,6%
	2	0,074			14,5%
	1	0,064	4	0,714	8,9%
	2	0,074			10,3%

Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das acelerações encontrados nas análises, de acordo com as Tabelas 5.6 e 5.7, pode-se concluir que:

- a) os percentuais de propagação da vibração para os padrões de carregamento 1 e 2 foram maiores que os percentuais para o padrão de carregamento 3;
- e) as acelerações dos painéis adjacentes para todos os padrões de carregamento ultrapassaram o limite recomendado por Murray *et al.* (2016) em relação aos aspectos referentes ao conforto humano;
- b) os percentuais de propagação da vibração do caminho 1 foram maiores aos que os percentuais do caminho 2;
- c) para os padrões de carregamento 1 e 2, o painel adjacente 2 foi o que apresentou maior nível da vibração;
- d) para o padrão de carregamento 3, os percentuais de propagação da vibração foram similares nos painéis adjacentes, tanto para o caminho 1 como para o caminho 2.

5.4.2. Aceleração *r.m.s.* (*root mean square*)

Na Tabela 5.8 são apresentados os valores das acelerações *r.m.s.* do painel onde ocorre a caminhada e dos painéis adjacentes para os padrões de carregamento 1 e 2. Uma ideia do nível de propagação da vibração é dada pelo percentual calculado como a razão entre a aceleração do painel adjacente e a aceleração do painel da caminhada. De forma similar, na Tabela 5.9 são apresentados os valores das acelerações *r.m.s.* do painel onde ocorre a caminhada e dos painéis adjacentes para o padrão de carregamento 3.

As acelerações obtidas nos painéis adjacentes são comparadas com os limites de $0,08 \text{ m/s}^2$ e $0,04 \text{ m/s}^2$ propostos respectivamente pela ISO 10137:2007 e pelo guia de projeto de Smith, Hicks e Devine (2009) publicado pelo SCI referentes à vibração contínua.

Tabela 5.8 - Propagação da vibração - acelerações *r.m.s.* para carregamentos 1 e 2

Padrão de Carregamento	Painel Adjacente	Aceleração <i>r.m.s.</i> (m/s ²)	Painel da caminhada	Aceleração <i>r.m.s.</i> (m/s ²)	Propagação
1	1	0,064	4	0,186	34,4%
	2	0,132			70,9%
	3	0,067			36,0%
2	1	0,064	4	0,202	31,6%
	2	0,129			63,8%
	3	0,066			32,6%

Fonte: Acervo pessoal.

Tabela 5.9 - Propagação da vibração - acelerações *r.m.s.* para carregamento 3

Caminho	Painel Adjacente	Aceleração <i>r.m.s.</i> (m/s ²)	Painel da caminhada	Aceleração <i>r.m.s.</i> (m/s ²)	Propagação
1	1	0,084	2	0,360	23,3%
	3	0,082			22,7%
	1	0,084	4	0,372	22,5%
	3	0,082			22,0%
2	1	0,049	3	0,388	12,6%
	2	0,056			14,5%
	1	0,049	4	0,546	8,9%
	2	0,056			10,3%

Fonte: Acervo pessoal.

Com referência aos valores das acelerações *r.m.s.* encontrados nas análises, de acordo com as Tabelas 5.8 e 5.9, pode-se concluir que os percentuais de propagação da vibração foram similares tanto para as acelerações de pico quanto para as acelerações *r.m.s.* e que nenhum dos painéis adjacentes atendeu os limites recomendados pela ISO 10137:2007 e por Smith, Hicks e Devine (2009) em relação aos aspectos referentes ao conforto humano.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo apresentar um sistema de piso com lajes secas e elementos estruturais em aço e estudar seu comportamento dinâmico em relação ao carregamento proveniente da atividade humana de caminhada. Essa atividade, em alguns casos, provoca vibrações indesejadas em pisos de edificações e as acelerações críticas desses sistemas estruturais devem ser comparadas com os valores admissíveis, recomendados por critérios de projeto disponíveis na literatura técnica, sob o ponto de vista associado ao conforto humano.

Sendo assim, foi proposto um modelo numérico em elementos finitos que procurou retratar da forma mais real possível o sistema de piso estudado. Três padrões de carregamento para simular a atividade humana de caminhada foram adotados segundo a literatura. Os padrões de carregamento 1 e 2, respectivamente, a função harmônica ressonante e a série de Fourier com quatro termos não consideravam a variação espacial. O padrão de carregamento 3 incluiu a variação espacial com a mesma variação temporal do padrão de carregamento 2.

Por meio de simulação numérico-computacional via método dos elementos finitos, análises estática, de vibração livre, harmônica e transiente foram realizadas no modelo representativo do sistema de piso a fim de se investigar suas respostas estáticas e dinâmicas em termos de deslocamentos, acelerações de pico e acelerações *r.m.s.* As respostas de aceleração foram comparadas com as obtidas pelos procedimentos simplificados de guias de projeto, como o de Murray *et al.* (2016) publicado pelo AISC e o de Smith, Hicks e Devine (2009) publicado pelo SCI.

Adicionalmente, verificou-se a influência na resposta dinâmica quanto à variação na taxa de amortecimento modal do sistema de piso e na quantidade de pessoas caminhando simultaneamente sobre o piso. Por último, estudou-se a propagação da vibração ao longo dos painéis das lajes.

6.1. CONCLUSÕES

Nesta seção, são apresentadas as principais conclusões obtidas com base nos resultados alcançados ao longo deste trabalho.

6.1.1. Frequências

Em relação aos resultados alcançados referentes aos autovalores, ou seja, às frequências naturais do modelo analisado, notou-se que existe uma boa concordância entre o valor da frequência fundamental do modelo obtida a partir do método dos elementos finitos com aqueles obtidos a partir das formulações simplificadas dos guias de projeto de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009). A diferença percentual, em relação à frequência fundamental numérica, foi de 13,1% para formulação de Murray *et al.* (2016) e de 14,3% para formulação de Smith, Hicks e Devine (2009). Tal fato fornece um indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico aqui desenvolvido.

6.1.2. Deslocamentos

Em relação ao deslocamento máximo devido à força da caminhada, analisado no nó de maior flecha do painel 4 do piso, observou-se que o padrão de carregamento 1 forneceu o menor valor desse deslocamento, seguido dos padrões 2 e 3, nessa ordem. Quanto à diferença do deslocamento máximo entre os caminhos 1 e 2 do padrão de carregamento 3, para o mesmo nó em questão, o valor obtido para o caminho 2 foi superior em 16%.

6.1.3. Acelerações

As conclusões referentes as acelerações obtidas neste trabalho foram divididas em cinco tópicos, são eles:

a) Quanto à avaliação numérica sobre os padrões de carregamento:

- as acelerações numéricas em ambas as formas, aceleração de pico e aceleração *r.m.s.*, determinadas para o padrão de carregamento 1 são menores do que as obtidas para o padrão de carregamento 2. Concluiu-se que a inclusão de mais harmônicos na força dinâmica da caminhada, série de Fourier do padrão de carregamento 2, foi significativa para as respostas de aceleração, uma vez que esse padrão de carregamento ocasionou acelerações superiores aos do padrão de carregamento 1;
- observou-se que o padrão de carregamento 3, que incorporou a variação espacial e temporal da excitação dinâmica, quando aplicado sobre o sistema de piso analisado, forneceu respostas dinâmicas de aceleração bem superiores às obtidas a partir do emprego dos modelos de carregamento 1 e 2. Sendo assim, concluiu-se que a consideração de um carregamento fixo para simular a força da caminhada pode conduzir a resultados insatisfatórios e contrários a segurança no que tange a verificação dos critérios de conforto humano. Tal conclusão já havia sido constatada por Mello (2005).

b) Quanto à avaliação dos métodos simplificados:

- considerando uma taxa de amortecimento igual a 3%, as acelerações de pico previstas por meio do procedimento simplificado de Murray *et al.* (2016) ficaram muito próximas da resposta numérica do sistema de piso quando o carregamento empregado foi o carregamento 1. Isso era de se esperar, pois a formulação de Murray *et al.* (2016) foi obtida considerando um carregamento de apenas um harmônico (harmônico ressonante) exatamente igual ao padrão de carregamento 1. A diferença máxima foi de 16%, sendo a resposta analítica mais conservadora que a numérica. Já para os padrões de carregamento 2 e 3, as respostas numéricas da aceleração foram superiores às de Murray *et al.* (2016), portanto o procedimento analítico mostrou-se contrário a segurança, para o sistema de piso com lajes secas em questão. As diferenças foram

de 27% para o padrão de carregamento 2 e de 530% e 571%, respectivamente, para os caminhos 1 e 2 do padrão de carregamento 3;

- para as taxas de amortecimento modal de 1,6% e 3%, os resultados analíticos de Murray *et al.* (2016) foram mais conservadores que os numéricos para o padrão de carregamento 1. Contudo, para taxas de amortecimento modal de 6% e 12%, as acelerações de pico numéricas provenientes dos padrões de carregamento 1 e 2 foram maiores que as acelerações de pico obtidas do método de Murray *et al.* (2016), portanto o procedimento analítico mostrou-se contrário a segurança;
- comparando as repostas de aceleração *r.m.s.* obtidas por meio do procedimento simplificado de Smith, Hicks e Devine (2009) com as acelerações *r.m.s.* numéricas, notou-se que para todas as taxas de amortecimento e para todos os padrões de carregamento analisados, as acelerações numéricas foram superiores, o que mostrou o caráter contrário a segurança desse procedimento analítico quando aplicado a um sistema de piso com lajes secas;
- os métodos simplificados de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009) para estimar aceleração em pisos mistos de aço e concreto apresentaram divergências em relação ao modelo numérico do sistema de piso aqui estudado, isto é, em elementos de aço e lajes secas, uma vez que as formulações analíticas de ambos os métodos apresentaram valores de aceleração menores que os numéricos na maioria dos casos, principalmente no padrão de carregamento 3, que mais se assemelha a caminhada real de uma pessoa.

c) Quanto à variação do amortecimento:

- em relação à análise harmônica, quando a frequência fundamental do piso coincide com a frequência de excitação, o nível de amplificação da resposta é bastante elevado, denotando que a influência do 1º modo de vibração na resposta desse sistema de piso é marcante para todas as taxas de amortecimento analisadas (1,6%, 3%, 6% e 12%). Além disso,

notou-se que a medida que as taxas de amortecimento diminuem, o espectro do FAD passa a apresentar um maior número de picos. Além disso, como era de se esperar, o aumento da taxa de amortecimento faz com que o valor do FAD reduza. Entretanto, o valor do deslocamento dinâmico ainda é superior ao estático (FAD maior que 1) até mesmo para a mais baixa taxa de amortecimento analisada quando a frequência fundamental do piso coincide com a frequência de excitação;

- para todas as taxas de amortecimento analisadas, as acelerações obtidas por meio do padrão de carregamento 3 são bem superiores as obtidas pelos padrões de carregamento 1 e 2. Entretanto, as diferenças são menos discrepantes em aceleração *r.m.s.* do que em aceleração de pico;
- para todas as taxas de amortecimento analisadas, as acelerações obtidas pelo padrão de carregamento 3 no caminho 2 foram maiores que as obtidas no caminho 1. Esse resultado pode estar relacionado ao fato de que as vigas secundárias são paralelas ao caminho 2 e perpendiculares ao caminho 1.

d) Quanto à variação de quantidade de pessoas:

- somente o padrão de carregamento 3 foi analisado. À medida que o número de pessoas aumenta, a aceleração no piso também aumenta. O aumento da aceleração foi aproximadamente proporcional ao número de pessoas para o caminho 1 (55% de aumento na aceleração se o número de pessoas aumenta de 1 para 2 e 42 % de aumento na aceleração se o número de pessoas aumenta de 2 para 3, nó N4) e para o caminho 2, o aumento foi mais significativo quando o número de pessoas passa de 2 para 3, igual a 27%, nó N4. Nota-se que os percentuais de aumento foram iguais, tanto para aceleração de pico característica, como para aceleração *r.m.s.*;
- as acelerações obtidas no caminho 2 são maiores para uma pessoa caminhando quando comparadas com as acelerações obtidas no

caminho 1. Contudo, quando se trata de duas ou três pessoas se deslocando, as acelerações no caminho 2 são menores que as acelerações do outro caminho;

- em todas as respostas dinâmicas percebeu-se que o número de pessoas que compõem o carregamento afeta, de forma significativa, a resposta dinâmica do modelo de piso investigado. Tal fato deve ser levado em conta no projeto de estruturas desse tipo.

e) Quanto à propagação da vibração:

- a análise numérica mostrou que os percentuais de propagação da vibração (do painel submetido à caminhada para os demais painéis) foram maiores para os padrões de carregamento 1 e 2, do que para o padrão de carregamento 3, uma diferença de em média 27%. Já para o padrão de carregamento 3, a média dos percentuais de propagação de vibração do caminho 1 foi 22% e caminho 2 foi 11,5%.

6.1.4. Critérios de Conforto

Em relação aos critérios de conforto, chegou-se as seguintes conclusões:

- a) em todas as análises numéricas realizadas nesse trabalho, as acelerações do sistema de piso ultrapassaram os limites relativos ao conforto humano recomendados por Murray *et al.* (2016), pela ISO 10137 (2007) e por Smith, Hicks e Devine (2009);
- b) quanto aos resultados de aceleração obtidos pelas formulações analíticas, somente para uma taxa de amortecimento igual a 12%, ambos os procedimentos, de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009), consideram o piso estudado dentro de padrões aceitáveis para o conforto humano;
- c) conforme os critérios estabelecidos pelas normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008 e ABNT 6118:2014, o piso estudado atende ao estado-limite

de serviço de vibrações excessivas. Isso se deve ao fato de que essas normas consideram como único parâmetro na avaliação do conforto humano a frequência fundamental do piso. Concluiu-se nesse trabalho, que esse critério não é suficiente para avaliação do conforto humano a vibrações (o piso estudado possui frequência fundamental acima de 4 Hz mas apresenta acelerações de magnitude relativamente alta) e, que as normas brasileiras precisam incorporar procedimentos, mesmos que simplificados, para determinação das acelerações visando a correta verificação desse estado-limite.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A primeira sugestão é mais significativa para trabalhos futuros é realizar análises experimentais em sistemas de piso similares ao estudado nesse trabalho, pois não foram encontrados trabalhos experimentais sobre vibrações em sistemas de piso com lajes secas na revisão bibliográfica. Além disso, medições experimentais proporcionam a aferição dos modelos numéricos por meio da comparação entre as respostas experimental e numérica. No caso específico do sistema de piso estudado, por fazer parte de uma edificação existente, sugere-se realizar ensaios de campo para obter as frequências naturais e as acelerações provenientes da caminhada de uma ou mais pessoas. Assim, essas respostas experimentais poderiam ser confrontadas com as respostas numéricas desse trabalho.

Outras sugestões que abordam tanto o assunto de vibrações oriundas de atividades humanas quanto o sistema de piso aqui estudado são:

- a) realizar análises dinâmicas com um padrão de carregamento que simule a caminhada levando em consideração o impacto do calcanhar;
- b) realizar uma avaliação das resposta por meio do método VDV (*Vibration Dose Values*), pois a maioria das respostas ultrapassaram os limites adotados neste trabalho;
- c) realizar análises paramétricas que possibilitem a análise de parâmetros não avaliados nesse trabalho, como as dimensões em planta do piso,

distância entre vigas secundárias, dimensões dos elementos estruturais de aço, tipo de ocupação da edificação, entre outros;

- d) considerar excitações dinâmicas provenientes de outras atividades humanas, tais como a corrida, saltos e exercícios aeróbicos;
- e) verificar a utilização de amortecedores ou a introdução de novos materiais capazes de aumentar o amortecimento estrutural e diminuir as respostas dinâmicas do sistema de piso estudado;
- f) elaborar, por meio de análises experimentais, um procedimento analítico ou adaptar os procedimentos simplificados já existentes de Murray *et al.* (2016) e de Smith, Hicks e Devine (2009) a fim de se obter uma metodologia analítica precisa para a avaliação das respostas dinâmicas de sistemas de piso com lajes secas e elementos estruturais de aço.

REFERÊNCIAS

- ALLEN, D. E; MURRAY, T. M. Design Criterion for Vibrations due to Walking. **Engineering Journal**, p. 117-129, 1993.
- ALLEN, D. E; MURRAY, T. M. Design Criterion for Vibrations due to Walking. **Engineering Journal**, p. 117-129, 1993.
- ANSYS®**: *Academic Research. Multiphysics. Release 17.0.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projetos de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- BACHMANN, H.; AMMANN, W. **Vibrations in Structures Induced by Man and Machines**. Zurich: International Association for Bridges and Structural Engineering, 1987.
- BENEVOLO, L. **História da arquitetura moderna**. São Paulo: Editora Perspectiva, 2001.
- BRANDÃO, O. C. S. **A relação entre processo criativo e sistemas construtivos em arquitetura**: Um estudo de caso, 2002. Dissertação (Mestrado em Arquitetura) - Escola de Arquitetura, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.
- BROWNJOHN, J.M.W.; PAVIC, A.; OMENZETTER, P. A Spectral Density Approach for Modelling Continuous Vertical Forces on Pedestrian Structures Due to Walking. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 31 (1), p. 65–77, 2004.
- BRUNA, P. J. V. **Arquitetura, Industrialização e Desenvolvimento**. São Paulo: Editora Perspectiva, 1976.
- CAMPELLO, E. F. **Comportamento Mecânico de Argamassas Reforçadas por Fibras Sintéticas e Metálicas**. 2013. 168 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2013.
- CATÁLOGO DE EXPOSIÇÃO. **LP Mezanino**. LP Building Products. Paraná: Curitiba.
- CATÁLOGO TÉCNICO. **Soluções Construtivas Eternit: Paineis Wall**. Eternit. Disponível em: <<http://www.eternit.com.br/downloads/catalogos/Painel%20Wall.pdf>>.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 3. ed. Berkeley: Computers & Structures, 1995.

COSTA-NEVES, L. F.; SILVA, J. G. S.; LIMA L. R. O.; JORDÃO S. Multi-storey, multi-bay buildings with composite steel-deck floors under human-induced loads: The human comfort issue. **Computers and Structures**, v. 136, p. 34-36, 2014.

DAVIS, B.; MURRAY, T.M. Slender Monumental Stair Vibration Serviceability. **Journal of Architectural Engineering**, v. 15 (4), p. 111–121, 2009.

DIETRICH, M. Z.; TEIXEIRA, F. B.; CALENZANI, A. F. G.; FERREIRA, W. G. Vibrations in Steel-Frame Floors due to Human Activities. **Global Journal of Research in Engineering**, v. 14, p. 1-12, 2014.

FAISCA, R. G. **Caracterização de Cargas Dinâmicas Geradas por Atividades Humanas**, 2003. 230f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003.

Ftool®. Programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas. Versão básica, 3.01.

GAMA, D. C.; PANEIRO, G. A incomodidade humana perante as vibrações e sua caracterização absoluta e relativa. **11º Congresso Nacional de Geotecnia**, 2008.

GREY, W. F. Vibration and human performance. **Human Factors**, vol. 13 (3), p. 203–216, 1971.

GRIFFIN, M. J. **Handbook of Human Vibration**. Elsevier Academic Press, Londres, 1990.

Help System. ANSYS®: *Academic Research*. Release 17.0.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 10137**: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2631/1**: Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration – Part 1: General Requirements, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2631-2**: Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration – Part 2: Vibrations in Buildings (1 to 80Hz), 2003.

KERR, S.C; BISHOP, N.W.M. Human Induced Loading on Flexible Staircases. **Engineering Structures**, v. 23 (1), p. 37–45, 2001.

LANGER, N. A. S. **Estudo do conforto humano em pisos mistos (aço-concreto) submetidos a ações humanas rítmicas**. 2009. 134f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Rio de Janeiro, 2009.

LENZEN, K. H., Vibration of Steel Joist Concrete Slab Floors. **Engineering Journal**, v. 3, p. 133-136, 1966.

LOOSE, J.K. **Análise dinâmica de pisos mistos em aço-concreto submetidos a atividades humanas rítmicas**. 2007 .110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2007.

MAGIONI, A. M. **Análise de conforto humano e implementação de métodos de atenuação de vibração em passarelas**. 2016. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual, Campinas, 2016.

MANUAL TÉCNICO. **Painel Wall Wood Dercolit**. Decorlit. Disponível em: <<http://www.decorlit.com.br/painel-wall-wood-manual.html>>.

MARGARIDO, D. dos R.; **Metodologias para a avaliação dos níveis de vibração em estruturas do ponto de vista do conforto humano**. 2013. 110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, Especialidade em Estruturas) - Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade do Porto; Faculdade de Engenharia, Porto, Portugal, 2013.

MELLO, A. V. A.; SILVA, J. G. S. da; VELLASCO, P. C. G. da S.; Andrade, S. A. L.; Lima, L. R. O. Dynamic analysis of composite systems made of concrete slabs and steel beams. **Journal Constructional Steel Research**, v. 64, n. 10, p. 1142–1151, 2008.

MELLO, A. V. de A.; **Vibrações em pisos de edificações induzidas por atividades humanas**. 2005. 189f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Centro de Tecnologia e Ciências, Rio de Janeiro, 2005.

MELLO, A.V.A. **Análise do Efeito da Interação Aço-Concreto sobre a Resposta Dinâmica de Pisos Mistos**. 2009. 212 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

MOREIRA, B. C. **Avaliação comparativa de pisos de edificações em estrutura metálica quanto aos critérios de vibração**. 2004. 207f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.

MORRISSEY, G. C.; DINEHART D. W.; DUNN W.G. Wood I-Joists with Excessive Web Openings: An Experimental and Analytical Investigation. **Journal Structural Engineering**, v. 135, p. 655-665, 2009.

MURRAY, T. M.; ALLEN, D. E.; UNGAR, E. E.; **Floor Vibration Due to Human Activity**, Steel Design Guide Series 11, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2003.

MURRAY, T. M.; ALLEN, D. E.; UNGAR, E. E.; DAVIS, D. B. **Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity**, Steel Design Guide Series 11, American Institute of Steel Construction, 2016.

OHLSSON, S. V. **Floor Vibration and Human Discomfort**. PhD. Thesis, Department Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Gotemborg, 1982.

PARNELL, R.; DAVIS B. W.; XU, L. Vibration Performance of Lightweight Cold Formed Steel Floors. **Journal Structural Engineering**, v. 136 (6), p. 645-653, 2010.

PEREIRA C. C. G.; NEVES, F. de A. das. Conforto humano e limites de percepção para vibrações verticais. **Revista Escola de Minas**, v.59 (3), p.271-278, 2006.

PERNICA, G.; ALLEN, D.E. Floor Vibrations measurements in a shopping centre. **Canadian Journal Civil Engineering**, v. 9, p. 149-155, 1982.

RAINER, J.H.; PERNICA, G.; ALLEN, D.E. Dynamic Loading and Response of Footbridges. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 15 (1), p. 66–71, 1988.

SILVA, S. S.; THAMBIRATNAM, D. P. Dynamic characteristics of steel–deck composite floors under human-induced loads. **Computers and Structures**, v. 87, p. 1067-1076, 2009.

SMITH A. L.; HICKS, S. J.; DEVINE, P. J. **Design of Floors for Vibration: A New Approach**, SCI P354, The Steel Construction Institute, Silwood Park, Ascot, Berkshire, England, 2009.

SORIANO, H. **Introdução à Dinâmica das Estruturas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

WILLFORD, M.; YOUNG, P. FIELD, C. Predicting Footfall-Induced Vibration: Part I. **Structures and Buildings**, v. 160 (SB2), p. 65–72, 2007.

WYATT, T. A. **Design Guide on the Vibration of Floors**, SCI Publication 076, The Steel Construction Institute and Construction Industry Research and Information Association, London, 1989.

XU, L. Floor Vibration in Lightweight Cold-Formed Steel Framing. **Advances in Structural Engineering**, v. 14 (4), p. 659-672, 2011.

APÊNDICE A

Frequências Naturais

(continua)

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Modo de Vibração	Frequência (Hz)
1	6,0047	41	20,9555
2	6,6112	42	21,1646
3	6,8143	43	21,2254
4	7,1226	44	21,7985
5	7,2921	45	22,0391
6	7,3427	46	22,2139
7	7,9972	47	22,4921
8	8,5258	48	22,5702
9	8,6000	49	22,6238
10	8,6815	50	22,8294
11	9,3269	51	23,0344
12	9,5050	52	23,1697
13	9,8128	53	23,2408
14	10,3623	54	23,5459
15	10,6040	55	23,5776
16	11,3858	56	23,8628
17	11,6543	57	23,9307
18	12,4867	58	24,2876
19	12,7557	59	24,6480
20	13,2504	60	24,8420
21	13,5105	61	25,0201
22	14,3221	62	25,2473
23	14,8539	63	25,5272
24	15,8317	64	26,1247
25	16,1773	65	26,2498
26	16,2948	66	26,9059
27	17,9445	67	27,6740
28	18,5378	68	27,8670
29	19,3515	69	27,8768
30	19,4040	70	28,1950
31	19,5493	71	28,3855
32	19,5797	72	28,5140
33	19,6878	73	29,0524
34	19,8089	74	29,1809
35	20,1721	75	29,1933
36	20,1970	76	29,2105
37	20,4252	77	29,5533
38	20,5326	78	30,0985
39	20,7103	79	30,2460
40	20,8879	80	30,7429

(continuação)			
Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Modo de Vibração	Frequência (Hz)
81	31,0383	124	38,3104
82	31,0934	125	39,1766
83	31,1617	126	39,2350
84	31,2230	127	39,5093
85	31,4536	128	39,7861
86	31,4853	129	40,1064
87	31,6198	130	40,1703
88	31,6565	131	40,3419
89	32,6606	132	40,3597
90	33,1028	133	40,5379
91	33,1201	134	40,5501
92	33,3204	135	40,5888
93	33,4249	136	40,7528
94	33,4889	137	40,8363
95	33,8173	138	41,3345
96	33,9892	139	41,5662
97	34,2491	140	41,7231
98	35,0080	141	42,1600
99	35,0191	142	42,2317
100	35,1665	143	42,4294
101	35,2108	144	42,4548
102	35,2231	145	42,8882
103	35,3082	146	43,1831
104	35,4744	147	43,2909
105	35,6662	148	43,4859
106	35,7422	149	43,4910
107	35,8370	150	43,5968
108	36,6267	151	43,6307
109	36,6562	152	43,7749
110	36,8342	153	43,9618
111	36,8724	154	44,1227
112	37,0666	155	44,2127
113	37,1413	156	44,4461
114	37,2223	157	44,4467
115	37,5279	158	44,5324
116	37,7673	159	44,6939
117	37,8059	160	45,1845
118	37,9061	161	45,3264
119	37,9650	162	45,4718
120	37,9882	163	45,6885
121	38,0624	164	45,9369
122	38,1891	165	46,2111
123	38,2096	166	46,4276

(conclusão)			
Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Modo de Vibração	Frequência (Hz)
167	46,4696	184	50,5779
168	46,7655	185	50,9240
169	47,0349	186	51,0024
170	47,1985	187	51,5559
171	47,2080	188	51,7331
172	47,3169	189	51,8598
173	47,3680	190	52,0291
174	47,6046	191	52,2655
175	47,6348	192	52,2743
176	48,6521	193	52,3732
177	48,8292	194	52,6124
178	49,1309	195	52,6736
179	49,1960	196	52,7750
180	49,2597	197	53,0216
181	49,3123	198	53,1851
182	49,8243	199	53,2049
183	50,3887	200	53,5930

Vigas

	Viga primária	Viga secundária
Comprimento (L)	8,275 m	8 m
Altura	525 mm	305 mm
Área	8360 mm ²	3070 mm ²
I_{xx}	$3,50 \times 10^8$ mm ⁴	$4,35 \times 10^7$ mm ⁴
Massa	66 kg/m	23,80 kg/m

- Carregamento do Sistema de Piso**

OSB	$590 \times 0,032 \times 9,81 / 10^3 =$	0,185	kN/m ²
Placa cimentícia	$2 \times 1450 \times 0,004 \times 9,81 / 10^3 =$	0,113	kN/m ²
Sobrecarga		0,5	kN/m ²
Carga permanente		0,15	kN/m ²

B.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES MISTAS

- Propriedades do painel da viga secundária**

Como $0,4L_j = 0,4 \times 8 \text{ m} = 3,2 \text{ m}$ é maior que 1,25 m, todo o espaçamento entre vigas é a largura efetiva da laje. Assim, o momento de inércia efetivo da seção transformada é calculado como se segue:

Largura efetiva (b_{pc}) da placa cimentícia:

$$b_{pc} = 1250 \times E_{pc}/E_{aço} = 43,75 \text{ mm}$$

Largura efetiva (b_{OSB}) do OSB:

$$b_{OSB} = 1250 \times E_{osb}/E_{aço} = 19,375 \text{ mm}$$

Momento de inércia da seção mista

	Largura (cm)	Espessura (cm)	y (cm)	A (cm ²)	A_y (cm ³)	A_y^2 (cm ⁴)	I_{local} (cm ⁴)
PC 1	4,375	0,4	34,3	1,75	60,02	2058,85	0,023
OSB	1,9375	3,2	32,5	6,2	201,50	6548,75	5,29
PC 2	4,375	0,4	30,7	1,75	53,72	1649,35	0,023
Viga Secundária			15,2	30,7	468,17	7139,66	4346
				40,4	783,42	17396,63	4351,33

Posição da linha neutra elástica = $A_y / A = 19,392$ cm a partir da mesa inferior.

Momento de inércia = $A_y^2 + I_{total} - Ad^2 = 6556,02 \text{ cm}^4$.

O peso por metro de viga é:

$$w_j = 1,25 (0,15 + 0,5 + 0,113 + 0,185) + ((23,8)(0,00981)) = 1,42 \text{ kN/m}$$

A flecha correspondente a esse carregamento será:

$$\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384 E_s I_j} = \frac{(5)(1,42)(8^4)}{(384)(200000)(6,556)(10^7)} = 5,77 \text{ mm}$$

A frequência fundamental do modo de vibração da viga secundária a partir da Equação 2.41 é:

$$f_j = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} = 0,18 \sqrt{\frac{9,81}{5,77 (10^{-3})}} = 7,42 \text{ Hz}$$

O momento de inércia transformado da laje por unidade de comprimento é:

$$D_s = \frac{d_{epc}^3}{12n} + \frac{d_{osb}^3}{12n} + 2 \frac{d_{epc}}{n} \left(\frac{d_{epc}}{2} + \frac{d_{osb}}{2} \right)^2 = \frac{4^3}{12 \times 64,52} + \frac{32^3}{12 \times 28,57} + 2 \frac{4}{28,57} \left(\frac{4}{2} + \frac{32}{2} \right)^2$$

$$D_s = 133,232 \text{ mm}^3$$

O momento de inércia transformado da viga de piso por unidade de largura é:

$$D_j = \frac{I_j}{S} = \frac{(6,56)(10^7)}{1250} = 52448,18 \text{ mm}^3$$

A largura efetiva do painel a partir da Equação 2.35 é:

$$B_j = C_j \left(\frac{D_s}{D_j} \right)^{\frac{1}{4}} L_j = 2 \left(\frac{133,23}{52448,18} \right)^{\frac{1}{4}} 8 = 3,59 \text{ m}$$

Esse valor deve ser menor que 2/3 da largura do piso. Como se trata de uma viga interna, a real largura do piso é no mínimo três vezes o vão da viga principal, $3 \times 8,275 = 24,825 \text{ m}$. E, como $2/3 (24,825) = 16,55 \text{ m} > 3,59 \text{ m}$, a largura efetiva do painel é 3,59 m.

O peso efetivo para o modo da viga secundária é calculado a partir da Equação 2.34, ajustado por um fator de 1,5 para considerar a continuidade:

$$W_j = 1,5 \left(\frac{w_j}{S} \right) B_j L_j = 1,5 \left(\frac{1,42}{1,25} \right) 3,59(8) = 48,96 \text{ kN}$$

- **Propriedades do painel da viga primária**

Como $0,4L_j = 0,4 \times 8,275 \text{ m} = 3,3 \text{ m}$ é menor que 8 m, a largura efetiva da laje é considerada de 3,3 m. Assim, o momento de inércia efetivo da seção transformada é calculado como se segue:

Largura efetiva (b_{pc}) da placa cimentícia:

$$b_{pc} = 3300 \times E_{pc}/E_{aço} = 115,84 \text{ mm}$$

Largura efetiva (b_{OSB}) do OSB:

$$b_{OSB} = 3300 \times E_{osb}/E_{aço} = 51,30 \text{ mm}$$

Momento de inércia da seção mista

	Largura	Espessura	y	A	A_y	A_y^2	I_{local}
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
PC 1	11,58	0,40	56,30	4,63	260,88	14687,46	0,06
OSB	5,13	3,20	54,50	16,42	894,71	48761,43	14,01
PC 2	11,58	0,40	52,70	4,63	244,20	12869,18	0,06
Viga			26,25	83,60	2194,50	57605,63	34971,00
Secundária							
				109,28	3594,28	133923,70	34985,13

Posição da linha neutra elástica = $A_y / A = 32,89 \text{ cm}$ a partir da mesa inferior

$$\text{Momento de inércia} = A_y^2 + I_{total} - A d^2 = 50695,30 \text{ cm}^4$$

Para cada viga primária, o carregamento uniformemente distribuído equivalente é:

$$w_g = L_j \left(\frac{w_j}{b_e} \right) + \text{peso por unidade de comprimento da viga} = 8 \left(\frac{1,42}{1,25} \right) + 66(0,00981)$$

$$w_g = 9,74 \text{ kN/m}$$

A flecha correspondente a esse carregamento será:

$$\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384 E_s I_j} = \frac{(5)(9,74)(8,275^4)}{(384)(200000)(5,07)(10^8)} = 5,87 \text{ mm}$$

A frequência fundamental do modo de vibração da viga principal a partir da Equação 2.41 é:

$$f_g = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} = 0,18 \sqrt{\frac{9,81}{5,87(10^{-3})}} = 7,36 \text{ Hz}$$

O momento de inércia transformado da viga secundária por unidade de largura é:
 $D_j = 52448,18 \text{ mm}^3$

O momento de inércia transformado da viga primária por unidade de largura é:

$$D_g = \frac{I_g}{L_j} = \frac{5,07(10^8)}{8000} = 63379,12 \text{ mm}^3$$

A largura efetiva do painel a partir da Equação 2.36 é:

$$B_g = C_g \left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{\frac{1}{4}} L_g = 1,8 \left(\frac{52448,18}{63379,12} \right)^{\frac{1}{4}} 8,275 = 14,22 \text{ m}$$

Esse valor deve ser menor que 2/3 do comprimento do piso. Como se trata de uma viga interna, o real comprimento do piso é no mínimo três vezes o vão da viga secundária, $3 \times 8 = 24 \text{ m}$. E, como $2/3 (24) = 16 \text{ m} > 14,22 \text{ m}$, a largura efetiva do painel é 14,22 m.

O peso efetivo para o modo da viga primária é calculado a partir da Equação 2.34:

$$W_g = \left(\frac{w_g}{L_j} \right) B_g L_g = \left(\frac{9,74}{8} \right) 14,22 (8,275) = 143,21 \text{ kN}$$

- **Propriedades do modo combinado**

A frequência fundamental do modo combinado de vibração a partir da Equação 2.42 é:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} = 0,18x \sqrt{\frac{9,81}{(5,77 + 5,87)10^{-3}}} = 5,22 \text{ Hz}$$

A partir da Equação 2.37, temos que o peso equivalente para o modo combinado é:

$$W_p = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g = \frac{5,77}{5,77 + 5,87} 48,96 + \frac{5,87}{5,77 + 5,87} 143,21 = 96,49 \text{ kN}$$

B.3 RESPOSTA DO PISO

De acordo com a Tabela 2.9, para pisos com forro no teto e dutos e que suporte um escritório convencional a taxa de amortecimento (ξ) deverá ser: $\xi = 0,01 + 0,01 + 0,01 = 0,03$. Sendo assim: $\xi W_p = (0,03)(96,49) = 28,947 \text{ kN}$.

Utilizando a equação 2.32 com $P_c = 65 \text{ lb} = 0,29 \text{ kN}$. Assim:

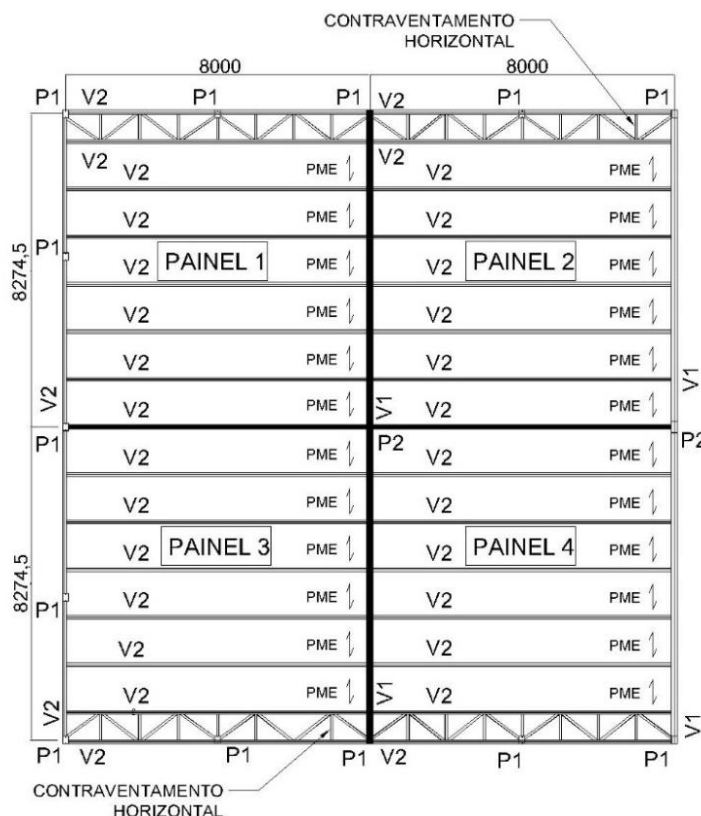
$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_c e^{-0,35 f_n}}{\xi W_p} = \frac{0,29 e^{((-0,35)(5,23))}}{28,947} = 0,01610 \therefore 0,01610 \times 9,81 = 0,1579 \text{ m/s}^2$$

APÊNDICE C

Procedimento Simplificado - SCI

Guia de Projeto de Smith, Hicks e Devine (2009): Design of Floors for Vibration A New Approach

C.1. DADOS DO SISTEMA DE PISO



Módulo de Elasticidade do Aço = 200000 Mpa

Aceleração da gravidade = 9,81 m/s²

- PME**

	Placa cimentícia	OSB
Espessura	4 mm	32 mm
Densidade	1450 kg/m ³	590 kg/m ³
Módulo de elasticidade	7000 MPa	3100 MPa

- **Vigas**

	Viga primária	Viga secundária
Altura	525 mm	305 mm
Área	8360 mm ²	3070 mm ²
I _{xx}	3,50 x 10 ⁸ mm ⁴	4,35 x 10 ⁷ mm ⁴
Massa	66 kg/m	23,80 kg/m
Comprimento total de vigas	33,09 m	256,59 m

- **Carregamento do Sistema de Piso**

OSB	$590 \times 0,032 \times 9,81 / 10^3 =$	0,185	kN/m ²
Placa cimentícia	$2 \times 1450 \times 0,004 \times 9,81 / 10^3 =$	0,113	kN/m ²
Vigas primárias	$(66 \times 33,098 \times 9,81) / (16 \times 16,549 \times 10^3) =$	0,080	kN/m ²
Vigas secundárias	$(23,8 \times 256,549 \times 9,81) / (16 \times 16,549 \times 10^3) =$	0,226	kN/m ²
Sobrecarga		0,5	kN/m ²
Carga permanente		0,15	kN/m ²
		1,256	kN/m²

C.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES MISTAS

- **Viga secundária e PME**

Largura Efetiva (b_e)

$$b_e = \text{vão}/4 = 8000/4 = 2000 \text{ mm}$$

Mas, $b_e \leq$ espaçamento entre vigas = 1250 mm

Portanto $b_e = 1250 \text{ mm}$

Convertendo b_e para unidades de aço:

Placa cimentícia:

$$b_{pc} = 1250 \times E_{pc}/E_{aço} = 43,75 \text{ mm}$$

OSB:

$$b_{OSB} = 1250 \times E_{osb}/E_{aço} = 19,375 \text{ mm}$$

Momento de inércia da seção mista

	Largura	Espessura	y	A	A _y	A _y ²	I _{local}
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
PC 1	4,375	0,4	34,3	1,75	60,02	2058,85	0,023
OSB	1,9375	3,2	32,5	6,2	201,50	6548,75	5,29
PC 2	4,375	0,4	30,7	1,75	53,72	1649,35	0,023
Viga Secundária			15,2	30,7	468,17	7139,66	4346
				40,4	783,42	17396,63	4351,33

Posição da linha neutra elástica = $A_y / A = 19,392$ cm a partir da mesa inferior

Momento de inércia = $A_y^2 + I_{total} - Ad^2 = 6556,02 \text{ cm}^4$

- Viga primária e PME**

Largura efetiva (b_e)

$b_e = \text{vão}/4 = 8274,5/4 = 2068,62 \text{ mm}$

Mas $b_e \leq \text{espaçamento entre vigas} = 8000 \text{ mm}$

Portanto $b_e = 2068,62 \text{ mm}$

Convertendo b_e para unidades de aço:

Placa cimentícia:

$b_{pc} = 2068,62 \times E_{pc}/E_{aço} = 72,40 \text{ mm}$

OSB:

$b_e = 2068,62 \times E_{osb}/E_{aço} = 32,06 \text{ mm}$

Momento de inércia da seção mista

	Largura	Espessura	y	A	A _y	A _y ²	I _{local}
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
PC 1	7,24	0,4	56,30	2,89	163,05	9179,65	0,038
OSB	3,20	3,2	54,5	10,26	559,19	30475,89	8,75
PC 2	7,24	0,4	52,7	2,89	152,62	8043,24	0,038
Viga Secundária			26,25	83,6	2194,50	57605,62	3,50E+04
				99,65	3069,36	105304,41	34979,83

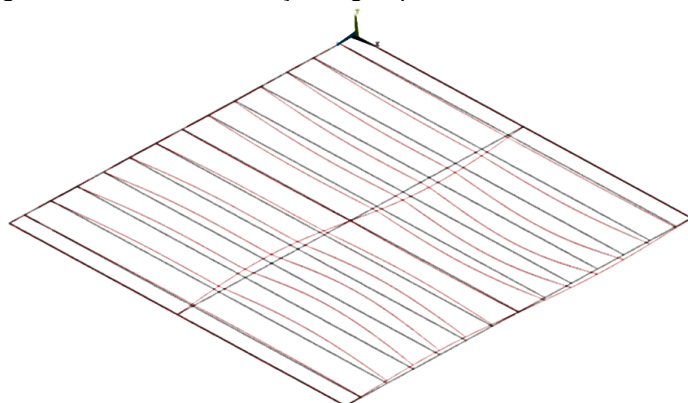
Posição da linha neutra elástica = $A_y / A = 30,80$ cm a partir da mesa inferior.

Momento de inércia = $Ay^2 + I_{total} - Ad^2 = 45745,87$ cm⁴.

C.3 MODOS DE VIBRAÇÃO E CONDIÇÕES DE CONTORNO DAS VIGAS

O modo fundamental é o que tem a menor frequência natural (i.e. a maior deflexão).

Figura C1. Modo de vibração vigas primárias e secundárias



Para esse modo de vibração, foi considerado conservadoramente que as vigas primárias vibram entre as colunas como simplesmente apoiadas e as vigas secundárias vibram como membros simplesmente apoiados nas vigas primárias.

C.4 FREQUÊNCIA NATURAL FUNDAMENTAL

A frequência fundamental é dada pela Equação 2.45:

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\Delta}} = \frac{18}{\sqrt{\Delta_j + \Delta_g}}$$

Flecha da viga secundária:

$$w_j = 23,8 \times 9,81 / 1000 + (0,1852128 + 0,113796 + 0,5 + 0,15) \times 1,2 = 1,42 \text{ kN/m}$$

Portanto,

$$\Delta_j = \frac{(5) (1,42) (8^4)}{(384) (2) (10^8) \frac{6556,02}{100^4}} = 0,005775 \text{ m}$$

A flecha da viga primária (seção mista, engastada, viga interna) foi obtida através do programa de cálculo Ftool®:

$$w_g = 66 \cdot 9,81 / 1000 = 0,64746 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação vigas secundárias} = 2 \times 5,7 = 11,40 \text{ kN}$$

$$\text{Flecha viga primária: } 0,006471\text{m} \therefore \Delta_g = 0,006471\text{m}$$

Flecha Total

$$\Delta_j + \Delta_g = 12246 \text{ mm}$$

Portanto,

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta}} = \frac{18}{\sqrt{12246}} = 5,143 \text{ Hz}$$

C.5 MASSA MODAL

A massa modal é obtida pela Equação 2.48:

$$M = m_p L_{eff} S$$

- **Massa do piso por unidade área**

$$m_p = \frac{1,256 (1000)}{9,81} = 128,0487 \text{ kg/m}^2$$

- **Comprimento Efetivo do piso**

$$L_{eff} = 1,09 (1,10)^{n_y-1} \left(\frac{EI_b}{mbf_n^2} \right)^{1/4} L_{eff} \leq n_y L_y \quad (\text{Equação 2.49})$$

$$L_{eff} = 1,09 (1,10)^{2-1} \left(\frac{200000 (10^6) 6556,02(10^{-8})}{128,04 (1,25) (5,14)} \right)^{1/4} = 8,94$$

$$L_{eff} \leq n_y L_y \therefore 8,94 < 2 \cdot 8 \therefore L_{eff} = 8,94 \text{ m}$$

- **Largura Efetiva do piso**

$$S = \eta (1,15)^{n_x-1} \left(\frac{EI_S}{mf_n^2} \right)^{1/4} S \leq n_x L_x \quad (\text{Equação 2.50})$$

$$\text{Para } 5\text{Hz} \leq f_n \leq 6 \text{ Hz}, \eta = 0,21 f_n - 0,55 \quad (\text{Tabela 2.13})$$

$$\eta = 0,21 \cdot 5,14 - 0,55 = 0,53$$

$$S = 0,53 (1,15)^{2-1} \left(\frac{200000(10^6)45745,87(10^{-8})}{mf_n^2} \right)^{1/4} = 7,74$$

$$S \leq n_x L_x \therefore 7,74 < (2 \cdot 8,24) \therefore S = 16,495m$$

Portanto,

$$M = 128,0487 \cdot 8,84 \cdot 16,495 = 8873,52 \text{ kg}$$

C.6 RESPOSTA DO PISO

$$a_{w,rms} = \mu_e \mu_r \frac{0,1 G}{2\sqrt{2}M\zeta} W \rho_r \quad (\text{Equação 2.46})$$

G é peso de uma pessoa, normalmente tomado como 746 N.

$$G = 76 \text{ kg} \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 745,56 \text{ N}$$

Assumi conservadoramente para $\mu_e = \mu_r = 1$.

Para $5 \text{ Hz} \leq f \leq 16 \text{ Hz}$ e eixo z , $W = 1,0$ (Tabela 2.15)

Taxa de amortecimento 3% (0,03) (Tabela 2.11)

$$\rho_r = 1 - e^{\left(\frac{-2\pi\xi L_p f_p}{v} \right)} \quad (\text{Equação 2.51})$$

$$\rho_r = 1 - e^{\left(\frac{-2\pi 0,03(16,54)(2)}{1,52} \right)} = 0,9835$$

$$v = 1,67 f_p^2 - 4,83 f_p + 4,5 \quad (\text{Equação 2.52})$$

$$v = 1,67 (2^2) - 4,83 (2) = 1,52 \text{ m/s}$$

Portanto,

$$a_{w,rms} = 1 \cdot \frac{0,1 (745,56)}{2\sqrt{2}(8873,52) (0,03)} 1 (0,9835) = 0,09738 \text{ m/s}^2$$