



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

Rogério Rosa de Almeida

**Análise de vibrações em sistemas estruturais para pisos mistos
com *joists* submetidos a atividades humanas rítmicas**

Rio de Janeiro

2008

Rogério Rosa de Almeida

**Análise de vibrações em sistemas estruturais para pisos mistos
com *joists* submetidos a atividades humanas rítmicas**

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



Orientador: Prof. DSc José Guilherme Santos da Silva.

Co-orientadores: Prof. PhD Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Prof. PhD Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Rio de Janeiro

2008

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/CTC/B

A447 Almeida, Rogério Rosa de.
Análise de vibrações em sistemas estruturais para pisos mistos com joists submetidos a atividades humanas rítmicas/ Rogério Rosa de Almeida. – 2008.
205 f. : il.

Orientador : José Guilherme Santos da Silva.
Co-orientadores: Pedro C. G. da Silva Vellasco
Sebastião Arthur Lopes Andrade

Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.
Bibliografia: f.149.

1. Pisos – vibrações - Teses. 2. Aços - estruturas. 3. Engenharia civil – Teses. 4. Joists de aço. 5. Trelças (construção civil) – Teses. 6. Modelagem computacional. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva. III. Andrade, Sebastião Arthur Lopes de. IV. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 692.5:534-16

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

Assinatura

Data

Rogério Rosa de Almeida

**Análise de vibrações em sistemas estruturais para pisos mistos com *joists*
submetidos a atividades humanas rítmicas**

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

Aprovada em 14 março de 2008

Banca Examinadora:

Prof. José Guilherme Santos da Silva, DSc - Presidente / Orientador
Departamento de Engenharia Mecânica - UERJ

Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, PhD
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, DSc –
Universidade Federal do Rio de Janeiro/ COPPE

Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, DSc
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Rio de Janeiro

2008

DEDICATÓRIA

A Deus, por ter me dado perseverança e ter me
presenteado com a fé.

Aos meus pais João e Odete, por todo amor, e sacrifício, a minha querida esposa Ângela, pelo amor e dedicação

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus, que nos concedeu o dom da vida. A toda minha família, aos meus pais e irmãos, que apesar de estar longe se faz presente pela preocupação demonstrada e torcida para êxito nesta jornada.

A minha esposa, pelo carinho e compreensão nos momentos de ausência.

Ao Professor José Guilherme por toda a ajuda e confiança, mostrando-se dedicado e persistente desde minha admissão no Programa, participante dos momentos mais difíceis até os passos finais.

Ao Professor Pedro Velasco, pela sabedoria e paciência, na revisão de todo o conteúdo e orientações adicionais para a confecção deste trabalho.

Ao Professor Ronaldo Batista pela determinação e amizade ao me indicar para o Programa de Pós-graduação da UERJ.

Ao Professor Luciano, dono de uma paciência e fineza impecável, agradeço pela gentileza em todas as circunstâncias em que me aconselhou.

Aos amigos e companheiros da pós-graduação da UERJ, Alan, João, Mateus, Antônio Vicente, Fernanda, Wisner, que compartilharam momentos de muito trabalho e também de solidariedade.

Aos professores, funcionários e estagiários do programa de pós-graduação da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, em especial ao técnico Rodolfo, Sra. Márcia e Sr. Jair que sempre foram solícitos quando precisei.

A FAPERJ - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro pelo apoio financeiro.

“Apenas duas coisas no universo são infinitas: o próprio universo e a ignorância dos homens”...

Albert Einstein

RESUMO

ALMEIDA, Rogério Rosa de Silva. **Análise de vibrações em sistemas estruturais para pisos mistos com joists submetidos a atividades humanas rítmicas.** Rio de Janeiro, 2008. 208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2008.

O aumento dos problemas de vibrações excessivas em estruturas civis oriundas de atividades humanas rítmicas tem conduzido à necessidade de desenvolvimento de critérios específicos para projetos sujeitos a ações dinâmicas rítmicas. Esta foi a motivação principal para o desenvolvimento de uma metodologia de análise centrada na resposta de um sistema estrutural submetido a cargas provenientes de atividades humanas rítmicas. Esta dissertação investiga o comportamento dinâmico de pisos compostos (aço-concreto) sujeito às atividades rítmicas provocadas pelas pessoas. O carregamento dinâmico foi obtido através de testes experimentais com indivíduos praticando atividades rítmicas e não rítmicas. A metodologia de análise proposta adota técnicas usuais de discretização presentes no MEF (Método dos Elementos Finitos), com base no emprego do programa Ansys. O sistema estrutural investigado consistiu em um ambiente de restaurante com uma área de dança adjacente. O modelo estrutural consiste de um piso suportado por treliças metálicas (joists) para longos vãos (14m) apoiados diretamente sobre paredes compostas por blocos de concreto. O peso efetivo do sistema foi estimado como sendo de 3,6 kPa, incluindo 0,6 kPa para pessoas dançando e jantando. O momento de inércia efetivo dos joists foi da ordem de $1,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$, baseando-se nas tensões suportadas. O estudo paramétrico considera uma correlação entre os resultados numéricos e analíticos. Os valores das acelerações de pico foram comparados com os limites recomendados por normas de projeto, baseando-se em critérios de conforto humano. Os resultados indicaram que os limites sugeridos pelas normas de projetos não foram satisfeitos. Tal fato indica que estas atividades rítmicas podem gerar picos de aceleração que ultrapassam os limites estabelecidos em recomendações de projeto.

Palavras-chave: Vibrações. Vigas Treliçadas (Joists). Análise Dinâmica. Estruturas de Aço.

Pisos Mistos. Conforto Humano. Modelagem Computacional.

ABSTRACT

The increasing incidence of building vibration problems due to rhythmic activities led to need of a specific design criterion for rhythmic excitations. This was the main motivation for the development of a design methodology centred on the structural system dynamical response submitted to dynamic loads due to human rhythmic activities. This dissertation investigated the dynamic behaviour of composite floor (steel- concrete) subjected to the human rhythmic activities. The used dynamic loads were obtained through experimental tests with individual carrying out rhythmic and non-rhythmic activities. The proposed analysis methodology adopted the usual mesh refinement techniques present in the finite element method (FEM) simulation implemented in the ANSYS program. The investigated structural system was used in a restaurant facility with an adjacent dancing area. The floor system consists of long span joist supported by concrete block walls. The floor effective weight was estimated including people dancing and dining. The floor effective weight was estimated to be equal to 3.6 kPa, including 0.6 kPa for people dancing and dining. The effective composite moment of inertia of the joists, was selected based on its required strength, ie: $1.1 \times 10^6 \text{ mm}^4$. The parametric study considered correlation between analytical and numerical results found in literature. The peak acceleration values were compared to limits proposed by design codes, based on human comfort and those values were not satisfied. Such fact indicated that these rhythmic activities could generate peak accelerations that surpass design criteria limits developed for ensuring human comfort.

Keywords: Vibration. Joists. Dynamic analysis. Steel structures. Composite structures. Human Comfort. Computational Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte de Tacoma Narrows localizada na Carolina do Norte/EUA [1940][2]	26
Figura 1.2 - Colapso da passarela do hotel Hyatt Regency, Kansas city, EUA [1981] [3]	27
Figura 1.3 - Passarela Millennium Footbridge sobre o Rio Tamisa em Londres [5].....	28
Figura 1.4 - Direções do sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos (Norma ISO 2631/2) [6]	29
Figura 1.5 - Diferentes frequências de ressonância do corpo humano [7].....	29
Figura 1.6 - Valores médios das forças versus tempo por impacto de calcanhar [10].....	30
Figura 1.7 - Resposta típica do impacto do calcanhar sobre o piso [10].....	31
Figura 1.8 - Critério de conforto para vibrações em pisos: residenciais, escritórios e escolas [12].....	31
Figura 1.9 - Aceleração do piso devido a uma força cíclica para uma escala de frequências naturais [13].....	32
Figura 2.1 - Postura ereta do corpo humano [33]	37
Figura 2.2 - Resposta típica do impacto do calcanhar sobre o piso [12].....	38
Figura 2.3 - Medida aproximada do impacto do calcanhar (<i>Hell Drop Test</i>) [32]	39
Figura 2.4 - Cenas progressivas de um passo	39
Figura 2.5 - Modelo da força devido ao caminhar [37].....	40
Figura 2.6 - Funções de força devido ao caminhar: (a) caminhar lento, (b) caminhar normal [24].....	41
Figura 2.7 - Funções de força devido ao caminhar: (c) caminhada viva (d) caminhada rápida [24].....	41
Figura 2.8 - Funções de força para (e) correr lento (trote) (f) correr [24].....	42
Figura 2.9 - Pedestre correndo sob estrutura treliçada	45
Figura 2.10 - Componente da Força atuante no passo	45
Figura 2.11 - Força de excitação dinâmica descontínua [32]	47
Figura 2.12 - Sinal característico no domínio do tempo da atividade de saltar (saltos em 2.0 Hz), realizada por um indivíduo [13]	48
Figura 2.13 - Sinal característico no domínio do tempo da atividade de ginástica aeróbica realizada por um indivíduo [13].....	48
Figura 2.14 - Sinal característico no domínio do tempo da atividade de show/ torcida realizada por um indivíduo [13]	49
Figura 2.15 - Movimentos do corpo durante um salto [13]	49
Figura 2.16 - Função semi-seno empregada em atividades com perda de contato [22].....	52
Figura 2.17 - Defasagem entre os sinais temporais[22]	52
Figura 2.18 - Cálculo do coeficiente K_p [22]	53
Figura 2.19 - Coeficiente de defasagem das atividades propostas [32].....	54
Figura 2.20 - Força de contato de um passo e reação do piso [39,75]	55
Figura 2.21 - Componentes da série de Fourier da função de força dinâmica típica do caminhar humano sobre uma superfície rígida [39] <i>apud</i> [75].....	56
Figura 2.22 - Coeficientes dinâmicos médios para o caminhar, resultado para três pessoas obtidos por Rainer, Pernica e Allen [28].....	58
Figura 2.23 - Função da Força dinâmica típica do caminhar humano proposta por Varela [26] comparada com resultados de Ohlsson [39] <i>apud</i> [75].....	59
Figura 3.1 - Construção do 312 Elm Building, Cincinnati, Ohio - Fabricação em série [57].....	62

Figura 3.2 - Vigas treliçadas (joists) para longos vãos	63
Figura 3.3 - Sistema de pisos com vigas treliçadas (joists) [59].....	63
Figura 3.4 - Sistema de piso utilizando vigas treliçadas (joists) e laje de concreto (Adaptação Samuelson) [55]	64
Figura 3.5 - Esquema para dimensionamento das vigas treliçadas (joists) [56]	65
Figura 3.6 - Esquema do exemplo 5.1 - AISC [8].	66
Figura 3.7 - Esquema do dimensionamento das vigas treliçadas (joists) 30K8 [67]	66
Figura 3.8 - Vista superior isométrica do sistema de piso, adaptado do Ansys [42]	67
Figura 3.9 - Corte AB – vide Figura 3.8	68
Figura 3.10 - Detalhe do apoio - vide Figura 3.8 [58].....	69
Figura 3.11 - Vista em perspectiva do apoio e alma em barras redondas [58]	69
Figura 3.12 - Seção das cantoneiras utilizadas nos banzos das vigas treliçadas (joists) [59]	70
Figura 3.13 - Seção transversal das vigas treliçadas (joists).....	71
Figura 3.14 - Detalhe de uma viga treliçada (joist) [59]	72
Figura 3.15 - Modelo tradicional de vigas treliçadas (joists)- 30k8 [59].....	73
Figura 3.16 - Forças axiais que agem no banzo [59].....	75
Figura 3.17 - Dimensões efetivas da laje de concreto.....	77
Figura 3.18 - Modelo inicial - Estrutura sem travamento lateral	80
Figura 3.19 - Barras diagonais simples da malha de elementos finitos - modelos 2, 5 e 8, adaptação [42].....	81
Figura 3.20 - Barras diagonais duplas da malha de elementos finitos - modelos 1, 4 e 7	81
Figura 3.21 - Barras de travamento lateral de elementos finitos – modelos 3, 6 e 9, adaptação [42] .	81
Figura 3.22 - Barras utilizadas nos modelos[68].....	84
Figura 4.1 - Piso misto com área para restaurante e dança (hachurada) [8]	85
Figura 4.2 - Geometria do Elemento BEAM 44 [42].....	86
Figura 4.3 - Distâncias do Elemento BEAM 44 [42].....	87
Figura 4.4 - Definição das Coordenadas do Elemento Shell 63 [42].....	88
Figura 4.5 - Malha computacional gerada para o modelo - elementos de barra, adaptação Ansys [42]	89
Figura 4.6 - Detalhe 1 da malha computacional gerada para o modelo de elementos finitos do Ansys [42].....	90
Figura 4.7 - Tipos de travamentos utilizados entre as vigas treliçadas (joists) dos modelos, adaptação Ansys [42].....	90
Figura 5.1 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo inicial e Modelo 1 para primeiro e segundo modo [42].....	95
Figura 5.2 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo inicial e Modelo 1 para o terceiro, quarto e quinto modo.....	96
Figura 5.3 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo inicial e Modelo 1 para o sexto modo. .	97
Figura 5.4 - 5º Modo de vibração do modelo 1, adaptação [42]	97
Figura 5.5 - 4º Modo de vibração do modelo 4, adaptação [42]	98
Figura 5.6 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 1 [42]	99
Figura 5.7 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 2 [42]	100

Figura 5.8 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 3 [42]	101
Figura 5.9 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 4, [42]	102
Figura 5.10 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 5, [42]	103
Figura 5.11 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 6 [42]	104
Figura 5.12 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 7 [42]	105
Figura 5.13 - Modos de vibração do sistema de piso - Modelo 8 [42]	106
Figura 5.14 - Modos de vibração do sistema de laje - Modelo 9 [42]	107
Figura 5.15 - 3º modo de vibração do sistema de laje, modelos 1, 4 e 7 [42]	108
Figura 5.16 - 3º modo de vibração do sistema de laje, modelos 3, 6 e 9 [42]	108
Figura 6.1 - Modalidades de carregamento estudadas neste trabalho.....	110
Figura 6.2 - Força aplicada sob uma estrutura no momento de um salto [13]	111
Figura 6.3 - Trecho de sinais experimentais representados pela função Hanning e função semi-seno [23].....	113
Figura 6.4 - Cálculo do coeficiente K_p [13].....	114
Figura 6.5 - Coeficiente de defasagem para as atividades propostas [13].....	115
Figura 6.6 - Sinais de saída de força no tempo para as atividades estudadas neste trabalho	116
Figura 6.7 – Sinais de força no tempo para a atividade de saltos à vontade	117
Figura 6.8 - Carregamento dinâmico devido a cargas aplicadas por 1 pessoa.....	117
Figura 6.9 - Carregamento dinâmico devido a cargas aplicadas por 3 pessoas.....	118
Figura 6.10 - Carregamento dinâmico devido a cargas aplicadas por 6 pessoas.....	118
Figura 6.11 - Carregamento dinâmico devido a cargas aplicadas por 9 pessoas.....	119
Figura 6.12 - Deslocamento estático obtido para o piso do modelo 1 (m), adaptação [42]	122
Figura 6.13 - Gráficos do FAD em função de \downarrow para os modelos 1 a 3.....	123
Figura 6.14 - Gráficos do FAD em função de \downarrow para os modelos 4 a 6.....	124
Figura 6.15 - Gráficos do FAD em função de \downarrow para os modelos 7 a 9.....	125
Figura 6.16 - Posicionamento dos nós A, B e C onde são obtidos os deslocamentos translacionais verticais e as acelerações de pico dos modelos estruturais, adaptação [42].....	127
Figura 6.17 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 1 no nó A [42]	128
Figura 6.18 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 2 no nó A	128
Figura 6.19 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 3 no nó A	129
Figura 6.20 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 4 no nó A	129
Figura 6.21- Deslocamento e aceleração do piso, modelo 5 no nó A	129
Figura 6.22 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 6 no nó A	130
Figura 6.23 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 7 no nó A	130
Figura 6.24 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 8 no nó A	130
Figura 6.25 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 9 no nó A	131
Figura 6.26 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 1 no nó B	131
Figura 6.27 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 2 no nó B	131
Figura 6.28 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 3 no nó B	132
Figura 6.29 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 4 no nó B	132
Figura 6.30 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 5 no nó B	132
Figura 6.31 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 6 no nó B	133

Figura 6.32 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 7 no nó B	133
Figura 6.33 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 8 no nó B	134
Figura 6.34 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 9 no nó B	134
Figura 6.35 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 1 no nó C	134
Figura 6.36 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 2 no nó C	134
Figura 6.37 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 3 no nó C	135
Figura 6.38 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 4 no nó C	135
Figura 6.39 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 5 no nó C	135
Figura 6.40 - Deslocamento e aceleração do piso, no modelo 6 no nó C	136
Figura 6.41 - Deslocamento e aceleração do piso, no modelo 7 no nó C	136
Figura 6.42 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 8 no nó C	136
Figura 6.43 - Deslocamento e aceleração do piso, modelo 9 no nó C	137
Figura 6.44 - Deslocamento e forma do modo fundamental para os pisos - exemplo modelo 1 com carregamento de uma pessoa	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - C. C. D's para modelos de força induzida por uma pessoa - Diversos autores [24, 40, 65, 66].....	43
Tabela 2.2 - Faixas de frequências fundamentais e coeficientes de Fourier para os primeiros harmônicos dos carregamentos humanos recomendados pelo CEB [47].....	50
Tabela 2.3 - Resultados obtidos nos ensaios de Allen [11].....	51
Tabela 2.4 - Parâmetros propostos para projetos estruturais [13].....	53
Tabela 2.5 - Faixas de frequências fundamentais e coeficientes de Fourier para os primeiros harmônicos do carregamento humano	55
Tabela 3.1 - Barras circulares utilizadas nos modelos [70]	70
Tabela 3.2 - Cantoneiras simples utilizadas nos modelos [70].....	70
Tabela 3.3 - Cantoneiras duplas utilizadas nos modelos [70]	71
Tabela 3.4 - Orientações para largura de banzos em vigas treliçadas (joists) [B.2]	73
Tabela 3.5 - Tabelas para seleção das vigas treliçadas (joists) da série K [56].....	75
Tabela 3.6 - Tabelas para seleção das vigas treliçadas (joists) da série K [56].....	76
Tabela 3.7 - Cantoneiras simples utilizadas nos modelos [70].....	82
Tabela 3.8 - Cantoneiras duplas utilizadas nos modelos [70]	83
Tabela 3.9 - Resumo dos modelos	83
Tabela 4.1 - Elementos de barra utilizados na discretização da estrutura das vigas treliçadas (joists).91	91
Tabela 5.1 - Resumo das frequências fundamentais do modelo inicial.....	93
Tabela 5.2 - Resumo das frequências fundamentais do modelos 1 a 9.....	94
Tabela 6.1 - Faixas de frequências fundamentais para os carregamentos humanos.....	112
Tabela 6.2 - Parâmetros propostos para projetos estruturais [13].....	114
Tabela 6.3 - Valores de CD [13].....	115
Tabela 6.4 - Parâmetros usados no cálculo do amortecimento para a análise de vibração forçada, segundo a variação do modelo estrutural	120
Tabela 6.5 - Valores do FAD para o primeiro pico (=1)	122
Tabela 6.6 - Aceleraçõ A, para os modelos de 1 a 9 - Ginástica Aeróbica	138
Tabela 6.7 - Acelerações de pico no nó B, para os modelos de 1 a 9 - Ginástica Aeróbica.....	139
Tabela 6.8 - Acelerações de pico no nó C, para os modelos de 1 a 9 - Ginástica Aeróbica	139
Tabela 6.9 - Acelerações de pico no nó A, para os modelos de 1 a 9 - Dança Individual	143
]Tabela 6.10 - Acelerações de pico no nó B, para os modelos de 1 a 9 - Dança Individual	144
Tabela 6.11 - Acelerações de pico no nó C, para os modelos de 1 a 9 - Dança Individual	144
Tabela 6.12 - Acelerações de pico no nó A, para os modelos de 1 a 9 - – Dança em Dupla	146
Tabela 6.13 - Acelerações de pico no nó B, para os modelos de 1 a 9 – Dança em Dupla	147
Tabela 6.14 - Acelerações de pico no nó C, para os modelos de 1 a 9 – Dança em Dupla	147

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área total da seção transversal, laje, joist ou viga
A_1	coeficientes associados de Fourier
A_2	coeficientes associados de Fourier
a_0/g	pico de aceleração limite
a_p/g	pico de aceleração estimado
a_p	aceleração de pico
A_{total}	área total das cantoneiras no banzo do joist
b_f	largura efetiva da alma da coluna à tração
C	matriz de amortecimento
CD	coeficiente de defasagem
C_t	fator para determinar o momento de inércia efetivo do joist
d	diâmetro da barras circular
D_{ef}	profundidade efetiva do joist
D_{ef1}	defasagem entre dois sinais temporais
D_{ef2}	defasagem entre dois sinais temporais
$DX1$	<i>offset</i> na direção x, nó 1
$DY1$	<i>offset</i> na direção y, nó 1
$DZ1$	<i>offset</i> na direção z, nó 1
$DSCY1$	coordenada na direção y, extremidade 1 do elemento, no centro de cisalhamento
$DSCZ1$	coordenada na direção z, extremidade 1 do elemento, no centro de cisalhamento
$DSCY2$	coordenada na direção y, extremidade 2 do elemento, no centro de cisalhamento
$DSCZ2$	coordenada na direção z, extremidade 2 do elemento, no centro de cisalhamento e espessura da forma metálica
e_C	espessura do concreto acima da forma metálica
e_E	espessura do engate metálico
E	módulo de elasticidade do aço
E_c	módulo de elasticidade do concreto
f	frequência de excitação
F_p	frequência do passo
F_1	força de impulsão realizada durante o passo no primeiro contato com o piso
F_{1V}	componente vertical da força F_1 atuante no piso
F_2	força de impulsão realizada durante o passo no segundo contato com o piso
F_{2V}	componente vertical da força F_2 atuante no piso
F_m	valor máximo da série de Fourier

F_{mi}	fator de majoração entre o valor de pico referente ao impacto do calcanhar
f_y	tensão de escoamento do material
$f_{jtabela}$	frequência tabelada para o perfil
f_{01}	frequência fundamental da estrutura
f_{0n}	n-ésima frequência natural da estrutura
f_{ck}	coeficiente de remitência mecânica do concreto
g	aceleração da gravidade
h_i	distância da linha de parafusos ao centro de compressão
h_r	distância entre a linha de parafusos i ao centro de compressão i
índice de múltiplos harmônicos	
I_{comp}	momento de inércia composto concreto - aço
I_{corda}	momento de inércia das cordas ou banzos
I_{ef}	momento de inércia efetivo
I_{tabela}	momento de inércia tabelado para o joist
I_x	momento de inércia em torno do eixo y
I_y	momento de inércia em torno do eixo x
k_p	fator de impacto
K_x	rigidez na direção x
K_y	rigidez na direção y
K_z	rigidez na direção z
L_x	comprimento de flambagem na direção x
L_y	comprimento de flambagem na direção y
L_z	comprimento de flambagem na direção z
L/r	esbeltez do perfil
L_{banzo}	largura da laje de concreto considerada na cálculo da seção do joist
$M_{máx}$	momento fletor máximo
M	momento fletor
n	número total de contribuições harmônicas
P	peso de uma pessoa em Newton (N)
Q_{joist}	peso próprio do joist
r	raio de concordância
r_x	raio de giração em relação ao eixo principal x
r_y	raio de giração em relação ao eixo principal y
r_z	raio de giração direção z
r_{zmin}	raio de giração mínimo na direção z
t	variável tempo

T_p	período do passo
T_c	período com contato com a estrutura durante atividade
T_s	período sem contato com a estrutura durante a atividade
TKZB1	espessura na parte inferior do elemento <i>BEAM 44</i> na direção z
TKZT1	espessura na parte superior do elemento <i>BEAM 44</i> na direção z
TKYB1	espessura na parte inferior do elemento <i>BEAM 44</i> na direção y
TKYT1	espessura na parte superior do elemento <i>BEAM 44</i> na direção y
t_r	altura dos grampos de contato
t_c	distância da linha neutra à superfície da laje
t	espessura da mesa do t-stub
t_{av}	profundidade total da laje de concreto
t_w	espessura da alma da viga
t_{wc}	espessura da alma da coluna
V	tensão cisalhante
V_D	deslocamento dinâmico
V_E	deslocamento estático
W_y	módulo de resistência elástico na direção y
y	posição da linha neutra
X_{bar}	momento de inércia da barra em torno do eixo y
XX	eixo de rotação da cantoneira na direção x
Y_{bar}	momento de inércia da barra em torno do eixo x
YY	eixo de rotação da cantoneira na direção y
Z_{eq}	braço de alavanca
α	taxa da contribuição da matriz de massa no amortecimento
α_i	coeficiente de carga dinâmica do i-ésimo harmônico
\Downarrow	taxa da contribuição da matriz de rigidez no amortecimento
\square_{tc}	intervalo de contato com o piso durante a corrida
\square_{ntc}	intervalo de não-contato com o piso durante a corrida
ζ_i	taxa de amortecimento da frequência natural circular
δ_j	deflexão vertical no centro do vão
©	fator da equação 3.15
	coeficiente modular de elasticidade aço-concreto
ϕ_i	ângulo de defasagem entre harmônicos
π	valor de pi
ω_{oi}	frequência natural circular do modo i

LISTA DE ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction
ASD	Allowable Stress Design
ASTM	American Society for Testing and Materials,
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CEB	Comitê Euro-International do Betón
FAD	Fator de Amplificação Dinâmica
ISO	International Standards Organization,
LFRD	Load Factor and Resistance Design
SJI	Steel Joist Institute

SUMÁRIO

1. Introdução	26
1.1. Generalidades	26
1.2. Estado da Arte.....	28
1.3. Objetivos e Motivação	33
1.4. Escopo do Trabalho	34
2. Vibrações em Pisos Devido a Atividades Humanas	35
2.1. Generalidades	35
2.2. Cargas induzidas por atividades humanas	36
2.2.1. Atividade de Andar	38
2.2.2. Atividade de correr	45
2.3. Impacto do calcanhar	55
2.4. Considerações gerais sobre Normas de Referência para Vibrações Ambientes.....	60
3. Descrição do Modelo Estrutural	61
3.1. Generalidades	61
3.2. Sistema Estrutural do Tipo Vigas Trelaçadas (Joists)	62
3.3. Modelo Estrutural Analisado	64
3.3.1. Características dos Materiais Empregados	69
3.3.1.1. Aço.....	69
3.3.1.2. Características Mecânicas do Concreto.....	71
3.3.2. Considerações para o projeto convencional de sistemas de pisos mistos.....	72
3.4. Descrição dos Modelos	80
4. Modelagem Computacional	85
4.1. Generalidades.....	85
4.2. Definição dos Modelos Computacionais	86
4.2.1. Introdução	86
4.2.2. Elemento de Viga Tridimensional	87
4.2.3. Elemento Finito de casca - SHELL 63	87
4.3. Malhas de Elementos Finitos	89

5. Análise de Autovalores e Autovetores	92
5.1. Considerações Gerais.....	92
5.2. Frequências Naturais	93
5.3. Modos de Vibração	94
5.4. Comparação entre os modelos	108
6. Análise Dinâmica dos Modelos.....	109
6.1. Introdução.....	109
6.2. Carregamentos Dinâmicos Rítmicos	110
6.2.1. Generalidades	110
6.2.2. Caracterização das Ações Dinâmicas	110
6.2.3. Modelo de Carregamento Empregado na Análise.....	112
6.2.4. Esquema da Aplicação das Cargas	117
6.3. Modelagem do Amortecimento	119
6.4. Estudo do Conforto Humano	121
6.4.1. Aspectos Gerais	121
6.4.2. Análise Harmônica	121
6.4.3. Comportamento Geral dos Modelos	126
6.4.4. Estudo Paramétrico.....	137
6.4.4.1. Ginástica Aeróbica	138
6.4.4.2. Dança de Salão (Individual)	142
6.4.4.3. Dança de Salão (Duplas)	145
6.4.4.4. Comparação entre os Modelos	148
7. Considerações Finais	149
7.1. Introdução.....	149
7.2. Conclusões Alcançadas.....	149
7.3. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	151
Referências Bibliográficas	153
ANEXO A - Apdl's do Modelo [42]	161
A.1 Apdl do modelo inicial	161
A.2 Apdl do modelo 1	180
A.3 Apdl da aplicação de carga - Modelo 1	204
ANEXO B - Tabelas para dimensionamento de vigas treliçadas (joist) [56]	207
B.1 Tabela Estado Limite para Joists	207
B.2 Tabela auxiliar para dimensionamento das vigas treliçadas (joists) série K	208

1. Introdução

1.1. Generalidades

O controle das vibrações tem sido objeto de estudo em diversas áreas da Engenharia. Na Engenharia Civil, a vibração nos pisos pode ser causada pelas forças aplicadas diretamente por movimento humano, por maquinaria ou pela vibração transmitida através das colunas da edificação, de outros pisos ou de origem geotécnica. Os problemas associados com a vibração dos pisos datam de épocas remotas. Em 1828, Tredgold [1] escreveu “as vigas (treliças) devem ser feitas tão altas quanto necessário para evitar a inconveniência de não poder movimentar-se em um piso sem que tudo seja agitado”.

Um único critério foi usado por 100 anos para controlar o efeito da vibração. Esse critério consistia em avaliar a deflexão, não podendo esta ser menor do que o comprimento do vão dividido por trezentos e sessenta (deflexão menor do que “vão/360” da carga variável uniformemente distribuída). Atualmente, com o aumento dos vãos e pisos cada vez mais leves, menor é o amortecimento estrutural (ausência de materiais amortecedores e componentes que absorvam a energia da vibração). O controle da vibração tem motivado diversas pesquisas e recentes literaturas técnicas têm fornecido orientações para os projetos estruturais por meio de guias práticos para neutralizar ou amenizar os problemas de vibração

Para exemplificar, pode-se observar na Figura 1.1, o deslocamento de uma ponte pênsil instantes antes do seu desabamento.



Figura 1.1 - Ponte de Tacoma Narrows localizada na Carolina do Norte/EUA [1940][2]

A ponte suspensa de Tacoma Narrows [2] não foi a única que sofreu danos devido ao movimento excessivo. Na década de trinta, as pontes Golden Gate [1937] em Washington, a Bronx-Whitestone de Nova Iorque [1939], e a ponte da Ilha dos Cervos de Maine, EUA [1939] também foram sujeitas à ação do vento.

Outros exemplos de danos podem estar vinculados à falta de requisitos da estrutura para atender ao fim para a qual foi construída, que envolve o cálculo ou o projeto da mesma, em outras palavras, a edificação foram construídas para atender a ocupações de diferentes naturezas, tais como ambientes para atividades físicas de impacto (salões de dança, academia de ginástica ou lutas) que compartilham dos mesmos elementos estruturais em ambientes com outra natureza ocupacional (escritórios, restaurantes, etc.).

Nestas edificações não são incomuns os casos de desconforto bem como a ocorrência de falhas estruturais devido às vibrações excessivas. Pode-se citar o exemplo ocorrido nas passarelas suspensas do Hotel Hyatt Regency em Kansas City, EUA [1981], durante um campeonato de dança.



Figura 1.2 - Colapso da passarela do hotel Hyatt Regency, Kansas city, EUA [1981] [3]

O erro no dimensionamento das ligações e a presença de vibração foram os fatores que contribuíram para o colapso da estrutura que causou a morte de 114 pessoas e ferindo outras 200. A Figura 1.2, registra a cena após o desabamento.

Um exemplo recente de danos devido ao caminhar de pedestres foi observado na passarela Millennium Footbridge, Inglaterra (1990). A fim de evitar o colapso de elementos estruturais é especialmente importante cumprir as exigências de estados limite de serviço, ou seja, projetar com maior rigor, considerando as vibrações induzidas por pedestres tanto

no sentido vertical, como as vibrações no sentido horizontal [4]. Na Figura 1.3 é possível observar a presença de diversos andaimes em operação de recuperação da estrutura.



Figura 1.3 - Passarela Millennium Footbridge sobre o Rio Tamisa em Londres [5]

1.2. Estado da Arte

O aspecto conceitual das construções que abrigam atividades esportivas, danças rítmicas ou aeróbicas exigem longos vãos livres, sem colunas intermediárias. Conseqüentemente, essas circunstâncias de projeto sugerem vigas ou sistemas de pisos específicos para vãos longos. No entanto, estas estruturas devem ser seguras, não configurando desconforto aos usuários, e ainda, devem apresentar influência reduzida nas ações dinâmicas provocadas por atividades da vizinhança. Por exemplo, o ritmo desenvolvido nas atividades de dança nestes pisos pode ser comparado ao caminhar, correr ou pular em elementos estruturais do tipo passarela. Assim sendo, dependendo da(s) atividade(s) a ser(em) desempenhada(s), este(s) aspecto(s) pode(m) ser determinante(s) para a boa utilização da edificação ou obra estrutural.

Desde 1930, a preocupação humana para avaliar as vibrações, por eles perceptíveis, tem sido estudada em diversas escalas, avaliando desde a vibração de um piso (nos termos do movimento da vibração e da sua frequência natural) até as meras percepções subjetivas (tais como mal perceptível ou definitivamente perceptível).

Diversas normas foram desenvolvidas, visando esclarecer este assunto. A Norma ISO 2631 (2003) [6], por exemplo, define métodos para medição de vibrações e indica os principais fatores para determinar o grau de aceitabilidade à exposição do ser humano a vibração. Esta Norma traz informações e orienta quanto aos possíveis efeitos da vibração sobre a saúde, desde a sensação de desconforto cujo limite de percepção situa-se na faixa de 0.5 a 80 Hz, até o enjôo, com frequências entre 0.1 e 0.5 Hz.

Esta Norma foi publicada pela primeira vez em Janeiro de 1978, com posteriores atualizações em 1989, 1997 e 2003, respectivamente. Na Figura 1.4, podem ser observados três diferentes eixos de percepção das vibrações segundo orientação da Norma, que determinam o grau de percepção humana. Na direção z (ao longo da coluna vertebral), na direção x ou y na direção de mobilidade lateral do tronco, ao longo dos braços ou através do tórax na direção das costas ao peito.

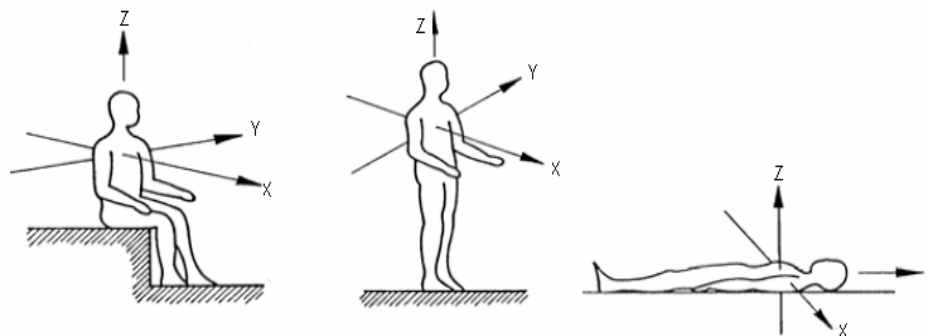


Figura 1.4 - Direções do sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos (Norma ISO 2631/2) [6]

As vibrações transmitidas ao corpo humano podem ser classificadas em dois tipos: as vibrações de corpo inteiro e as vibrações de extremidades ou segmentais, de acordo com a região do corpo atingida. As vibrações de corpo inteiro são vibrações de baixa frequência e alta amplitude, na faixa de 1 a 80 Hz, sendo mais comum na faixa de 1 a 20 Hz. As vibrações de extremidades são as mais estudadas e situam-se na faixa de 6,3 a 1250 Hz, sendo comuns nas atividades manuais e normalizadas pela ISO 5349 [7].

Em cada direção, a sensibilidade também varia com a frequência, ou seja, se uma frequência externa coincide com a frequência natural do corpo humano, mesmo que atenuada pelos tecidos e órgãos, esta é suficiente para causar mal estar ou desconforto. A Figura 1.5 a seguir mostra as diferentes frequências de ressonância do corpo humano.

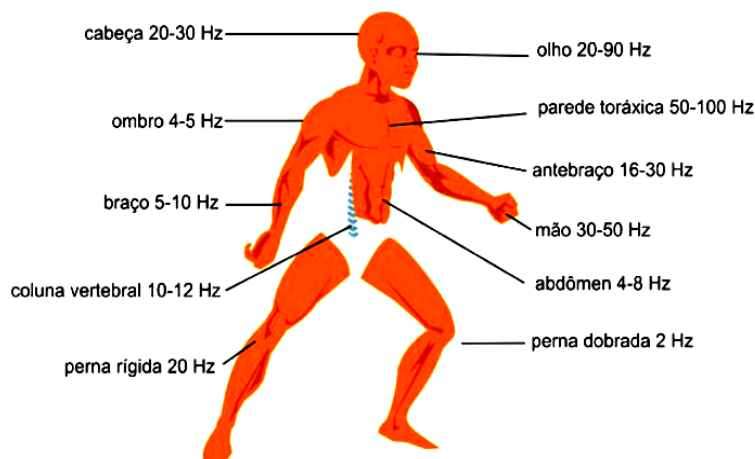


Figura 1.5 - Diferentes frequências de ressonância do corpo humano [7]

Na Europa, seis países (França, Alemanha, Itália, Suécia, Holanda e Inglaterra), se reuniram em torno de um projeto intitulado “VIBRISKS”, com a finalidade de realizar diversos estudos interdisciplinares para entender os diversos efeitos das vibrações na saúde humana.

Por fim, a Norma 2661/2 [6] estabelece procedimentos de medição e critérios de aceitabilidade para vibrações que afetam o conforto humano, fornecendo níveis aceitáveis em função do tipo de vibração: sejam estas vibrações no período diurno ou noturno e da área de ocupação do prédio, na faixa de amplitudes de frequências de 1 a 80 Hz, para vibrações periódicas e não periódicas.

O Instituto Americano da Construção de Aço (AISC) [8] publicou um guia de projeto, Guia 11, denominado “Vibração em pisos devido à atividade humana” de autoria do Professor Murray [9,10], uma das principais autoridades na vibração perceptível. Neste guia, são consideradas desagradáveis as vibrações induzidas pelo caminhar na intensidade de 0,005g (gravidade) em ambientes calmos (escritórios) e de 0,02g em ambientes comerciais, de varejo.

Os conceitos de “incômodo” e de “percepção” não devem ser confundidos, dado que este último possui geralmente valores mais baixos que o primeiro embora a repetição de eventos simplesmente perceptíveis possa conduzir ao incômodo. Este mecanismo fisiológico não se define com rigor, ficando este mérito sujeito às opiniões de especialistas.

A modelagem do impacto causado pelo caminhar humano tem sido definida como o contato do calcanhar com o piso. Este impulso é iniciado quando uma pessoa de 76,50 kg apóia todo o seu peso sobre seus dedos dos pés e eleva o calcanhar cinco centímetros, aproximadamente. Em seguida, deixa cair, subitamente, seu peso sobre os calcanhares de encontro ao piso. O impacto resultante desta ação, conhecido como “heel impact test”, gera uma resposta típica do piso tal como mostrado na Figura 1.6 e na Figura 1.7, respectivamente.

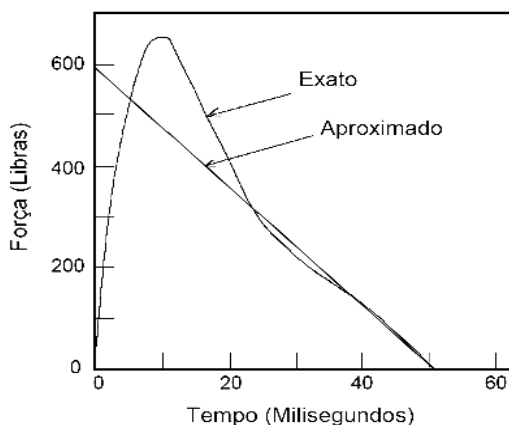


Figura 1.6 - Valores médios das forças versus tempo por impacto de calcanhar [10]

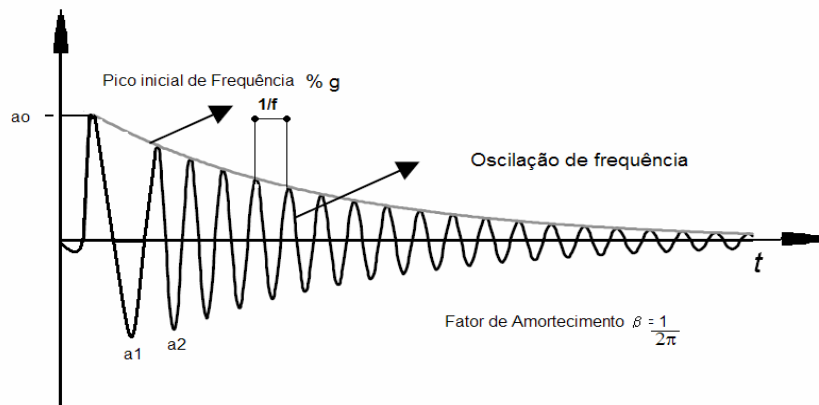


Figura 1.7 - Resposta típica do impacto do calcanhar sobre o piso [10]

Vários métodos foram sugeridos por outros pesquisadores para avaliar e projetar estruturas para evitar as vibrações do piso causadas pelo caminhar humano. No entanto, o critério de Murray [9,10], é o mais difundido ao redor do mundo.

Em 1975, Allen e Rainer [11] observaram que os projetos de pisos com grandes vãos apresentavam problemas de vibrações devido ao caminhar. Geralmente, estes pisos com longos vãos (8 a 20 metros) têm baixo amortecimento, transmitindo aos ocupantes da edificação a sensação de mal estar e desconforto. Para os casos de ocupação residencial, de escritório ou para escolas, os critérios usuais estão representados na Figura 1.8, que são baseados no “heel drop test”.

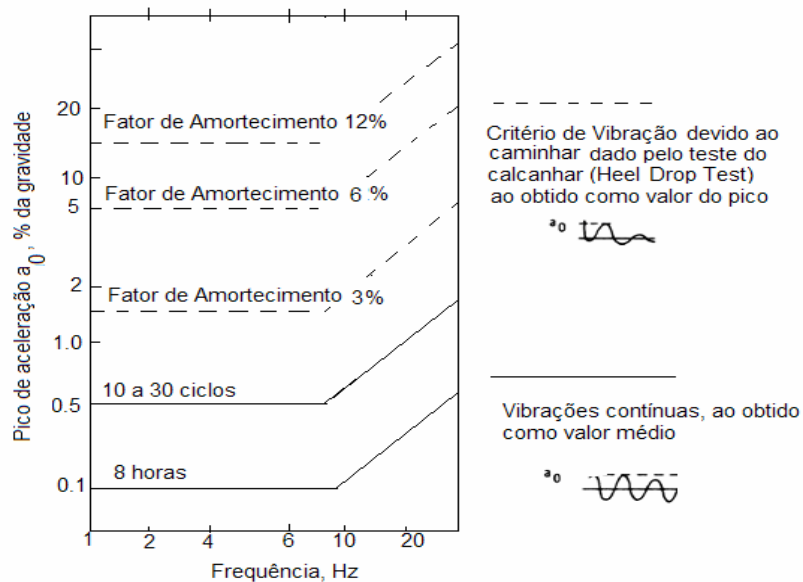


Figura 1.8 - Critério de conforto para vibrações em pisos: residenciais, escritórios e escolas [12]

A frequência natural, o fator de amortecimento (β) e o pico de aceleração inicial do modo fundamental são determinados a partir da resposta da estrutura (do piso), como

mostrado na Figura 1.8 e incorporado na Figura 1.9 para a comparação com os critérios de conforto humano.

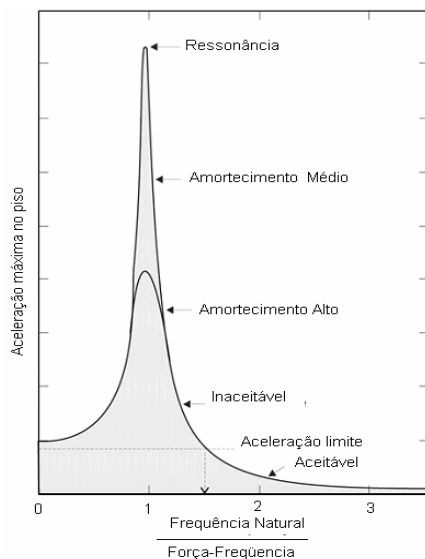


Figura 1.9 - Aceleração do piso devido a uma força cíclica para uma escala de frequências naturais [13]

Em 1978, um critério para passarelas foi introduzido no BSI - British Standard, BS 5400 [14], e no Ontário Highway Bridge Design Code, ONT83 [15], baseados na resposta da ressonância a uma força senoidal. Em 1981, Murray [9, 10], recomendou um critério de execução de projeto que se baseava em dados obtidos em ensaios experimentais de 91 pisos.

Em 1998, Stephenson e Humphreys [16], estudaram as vibrações induzidas pelo movimento humano sobre o piso de um imóvel e verificaram que em um sistema de piso do tipo “joist”, as vibrações pareceram ser transmitidas com mais facilidade. Posteriormente, concluíram que algumas frequências deveriam ser evitadas, no entanto, tal fato está sempre vinculado ao ambiente. Por exemplo, a resposta inesperada de uma carga dinâmica em um ambiente tranquilo, é muito perturbadora se for comparada à mesma carga dinâmica gerada em locais como estádios auditórios, academias de dança ou centro de convenções onde as atividades são mais dinâmicas.

Em 2003, Faísca [13], através de testes experimentais propôs funções de carregamentos associadas às atividades envolvendo indivíduos em prática esportiva não ritmada e ritmadas, tais como saltos com e sem estímulo, ginástica aeróbica, torcidas de futebol e platéias de show. Essas funções tiveram seus resultados experimentais ajustados a um modelo analítico associado com atividades físicas com e sem sincronismo aplicáveis a projetos estruturais que abriguem grandes multidões.

Em 2005, Zivanovic, *et al.* [17] apresentaram um estudo comparativo das respostas medidas e simuladas para o caso do carregamento vertical por uma única pessoa que

caminha através de um piso do tipo passarela, identificando os níveis da vibração que perturbam o caminhar normal. Em dois casos investigados, estes níveis situaram-se entre $0,33 \text{ m/s}^2$ e $0,37 \text{ m/s}^2$, sendo em ambos os casos, valores inferiores aos permitidos pelo atual código britânico. Tal fato foi estudado por Figueiredo [18] que considerou um modelo mais realista de carregamento desenvolvido para incorporar o impacto transiente do calcanhar devido ao caminhar humano anteriormente desenvolvido por Ceyte *et al.* [19].

Neste modelo de carregamento, o movimento de pernas que causa a subida e descida da massa efetiva do corpo em cada passo foi considerado e a posição do carregamento dinâmico foi alterada de acordo com a posição do indivíduo, de modo que a função de tempo correspondesse a uma variação espacial e temporal.

Em 2006, Venutti *et al.* [20] propuseram um modelo matemático e uma aproximação computacional para estudar o sistema acoplado do efeito de multidão e a interação com uma plataforma em movimento. O método descrito é baseado numa decomposição matemática de interação com o sentido do movimento.

Em 2007, Silva *et al.* [21] desenvolveram quatro diferentes modelos de carregamento para incorporar os efeitos dinâmicos induzidos pelo caminhar humano, concluindo que nestes elementos estruturais podem ser alcançados elevados níveis de vibração comprometendo o bem estar e o conforto do usuário. Para os valores das frequências naturais encontrados com a aplicação dos modelos propostos por Silva *et al.* [21], os fatores de incerteza foram da ordem de 10 - 15%, principalmente para as quatro primeiras frequências naturais vibração [22], ainda que o modelo fosse detalhado em Elementos Finitos.

1.3. Objetivos e Motivação

Esse trabalho teve como objetivo estudar o comportamento dinâmico de pisos mistos com laje em concreto associado a um sistema de vigas treliçadas (joists). O sistema de piso analisado está sujeito a cargas dinâmicas impostas por atividades exercidas em um ambiente. Serão observados os limites impostos pelas especificidades destas atividades segundo critérios do AISC [8] em relação aos modelos regularmente dimensionados.

Este trabalho foi apresentado em duas etapas. Na primeira etapa caracterizou-se o modelo numérico baseado no exemplo do guia AISC [8] e análise estática. Em uma segunda etapa foi realizada uma análise paramétrica, considerando o carregamento dinâmico simulando atividades rítmicas e de multidão (aleatória) de modo a quantificar as vibrações induzidas por estas atividades, bem como ajustar parâmetros clássicos de projeto.

As metodologias analisadas visaram esclarecer os critérios atualmente utilizados para projetar pisos leves para ambientes com atividades diversificadas. A identificação de irregularidades não observadas na forma convencional de dimensionar e projetar estas estruturas reflete na solução de muitos problemas. Estes problemas envolvem a garantia do bom desempenho funcional de pisos para fins múltiplos, bem como atestar a segurança do seu uso.

1.4. Escopo do Trabalho

No primeiro capítulo deste trabalho foi realizada uma revisão bibliográfica do tema, apresentando o estado da arte e motivação deste estudo. No capítulo dois foi realizada a caracterização física e geométrica do sistema a ser estudado. Foi realizada uma análise dos modos de vibração e das frequências naturais em sistemas de piso misto, suportado por vigas treliçadas (joists). Os modelos foram considerados representativos se estes apresentassem seus valores de frequência natural e formas modais coerentes com o modelo do Guia AISC [8], objeto de comparação deste estudo.

O capítulo três descreveu a metodologia utilizada para carregar dinamicamente os modelos discutidos no capítulo anterior. Este capítulo apresentou as variações constitutivas dos modelos, bem como alguns critérios de conforto humano baseado no procedimento simplificado do American Institute of Steel Construction, AISC [8].

O capítulo quatro apresentou um estudo paramétrico, variando condições de contorno e dimensionais do modelo. O modelo de carregamento dinâmico e a metodologia adotada para aplicação dessas cargas foram baseados nos ensaios experimentais realizados por Faísca [13] e Loose [23].

No capítulo cinco, foram apresentados os resultados das análises de autovalores e autovetores a partir dos registros no tempo devido à excitação caracterizada pelas cargas apresentadas nos capítulos anteriores.

No capítulo seis foram apresentados os resultados das análises realizadas no capítulo cinco e o carregamento dinâmico utilizando a função Hanning. O objetivo foi verificar as condições dos sistemas estruturais mistos do tipo vigas treliçadas (joists) sob a atuação de cargas rítmicas humanas, no que se refere ao conforto humano, obtendo-se os deslocamentos e as acelerações máximas.

Finalmente, no capítulo sete, foram apresentadas as principais conclusões assim como as considerações para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

2. Vibrações em Pisos Devido a Atividades Humanas

A vibração em edifícios e de seus componentes é resultante da ação de solicitações de fonte natural (sismo), ações de maquinaria às explosões e mais regularmente devido ao uso.

As vibrações são distinguidas como sendo continuadas e impulsivas, sendo as impulsivas aquelas provenientes de uma solicitação de curta duração, mas prolongada no tempo (esparsas), enquanto que as continuadas resultam de solicitações com duração mais significativa e não ocasionais.

2.1. Generalidades

As cargas atuantes numa estrutura devido às atividades humanas podem ser classificadas em três grupos [22] de acordo com a interação homem-estrutura, (i) contato intermitente com a estrutura como pular, correr e alguns tipos de danças, cuja característica principal é de terem curta exposição temporal e grande intensidade; (ii) contato permanente com a estrutura, este tem exposição mais prolongada e efeitos mais relevantes para a análise do desconforto humano; (iii) um contato transiente representado por um carregamento impulsivo sobre um determinado elemento estrutural, isenta de uma repetição regular, como no caso das plataformas de mergulho em piscinas, saltos de ginástica olímpica nas quais o amortecimento fica a cargo somente da estrutura sem a possível interação com o homem.

A vulnerabilidade dos sistemas de pisos com grandes vãos devido às ações dinâmicas é mais evidente quando a frequência natural oscila entre 4 e 6 Hz. Quando os valores de frequências de excitação estão na faixa de 6 a 8 Hz, estas estruturas ficam sujeitas ao desconforto, ainda que a ação exercida seja um simples caminhar. Nas construções onde são utilizados sistemas de pisos mistos. Estrutura metálica treliçada e capa de concreto, as vibrações são ainda mais intensas do que nos sistemas de pisos convencionais com concreto e laje solidária.

Neste capítulo este assunto será discutido mais amplamente, apresentando formulações matemáticas utilizadas para descrever estes problemas dinâmicos, provocados pelas ações de caminhar, pular, correr e outras atividades desenvolvidas pelos usuários. Cargas humanas induzidas por atividades humanas

2.2. Cargas induzidas por atividades humanas

Enquanto anda, um pedestre produz uma força variando dinamicamente no tempo com componentes nos três sentidos: vertical, horizontal-lateral e horizontal-longitudinal [24]. Esta única força devido ao caminhar deste pedestre, que é devida a desaceleração e a aceleração da massa de seu corpo, tem sido muito estudada ao longo dos anos. Em particular, a componente vertical, sendo considerada como a mais importante das três forças, uma vez que tem o valor o mais elevado. Outros tipos de forças induzidas por atividades humanas têm ganhado muita importância para estudar o comportamento de pisos e de seu projeto, por exemplo: saltar, saltar com movimentos na horizontal, ou movimentos com o corpo balançando comuns em ambientes com atividades de ginástica aeróbica, shows de rock, concerto, etc. Algumas destas ações foram estudadas não somente para uma única pessoa, mas também para pequenos grupos de pessoas.

Stevenson, em 1821 [25], foi pioneiro em relatar os efeitos severos da vibração, narrando o legendário caso da marcha de um grupo de soldados sobre uma ponte (ponte de Broughton), na qual foi evidente a necessidade de se considerar as cargas dinâmicas induzidas pelas atividades humanas. Na mesma linha de estudo, Tilden [26] e Fuller [27] foram os primeiros pesquisadores a quantificar os efeitos dinâmicos de indivíduos e de grupos, nesta ordem.

Enquanto Tilden [26] considerou as cargas locais e móveis, Fuller [27] dedicou-se a estudar o efeito dinâmico de um grupo, mas precisamente, um grupo de pessoas num balcão de um ginásio esportivo. Podem ser citados também os trabalhos de Greimann & Klaiber [28], que estudaram a carga dinâmica produzida por um espectador numa partida de futebol americano, Pernica [29], analisando o resultado de um teste realizado em um concerto de Rock no Canadá, Tuan & Saul [30] que definiram vários tipos de movimentos *in situ* através da medição do histórico do carregamento por indivíduo, ao longo do tempo, numa pequena plataforma de força piezométrica.

Ebrahimipour & Sack [31], em suas análises utilizou uma grande plataforma de força instrumentada para medir *in situ* cargas por indivíduos ou grupos de duas e quatro pessoas e posteriormente [31], em uma plataforma de 3,7 por 4,6 metros e mediu as forças devido ao movimento harmônico de um grupo de mais de 40 pessoas. Semelhantemente, Faísca [13], descreveu o carregamento dinâmico gerado por atividades humanas obtidos *in situ* por indivíduos realizando atividades físicas ritmadas e não ritmadas, tais como saltos com e sem estímulo, ginástica aeróbica, torcidas de futebol e platéias de show. Os ensaios de Faísca [13] foram realizados sobre uma estrutura com dimensões 12,20 por 2,20 metros.

Numericamente, os diversos modelos propostos têm sido estudados com o objetivo de modelar os resultados experimentais obtidos na literatura. Varela [32], reavaliou os

critérios normalmente utilizados na descrição numérica do carregamento humano, baseando-se em resultados de correlações temporais de respostas dinâmicas, semi-determinísticas e aleatórias. As respostas dinâmicas avaliadas foram obtidas por meio de modelos teóricos e de ensaios experimentais em estruturas reais com características geométricas e físicas de comportamentos dinâmicos bem diversos.

Fiammeta *et al.* [20] propuseram um modelo de aproximação computacional para estudar o complexo acoplamento multi-sísmico resultante da interação entre uma plataforma vibrando e o pedestre caminhando nesta. O método utilizado foi de decomposição numérica dos subsistemas acoplados.

A vibração de uma estrutura especialmente sob a carga de uma multidão, ainda não é bem compreendida, uma interação parece ocorrer entre a estrutura e o homem. O problema da influência do caminhar e as propriedades da vibração do piso (frequência natural e amortecimento) não são fatores que possam ser avaliados separadamente, o que exige muitas pesquisas e análises.

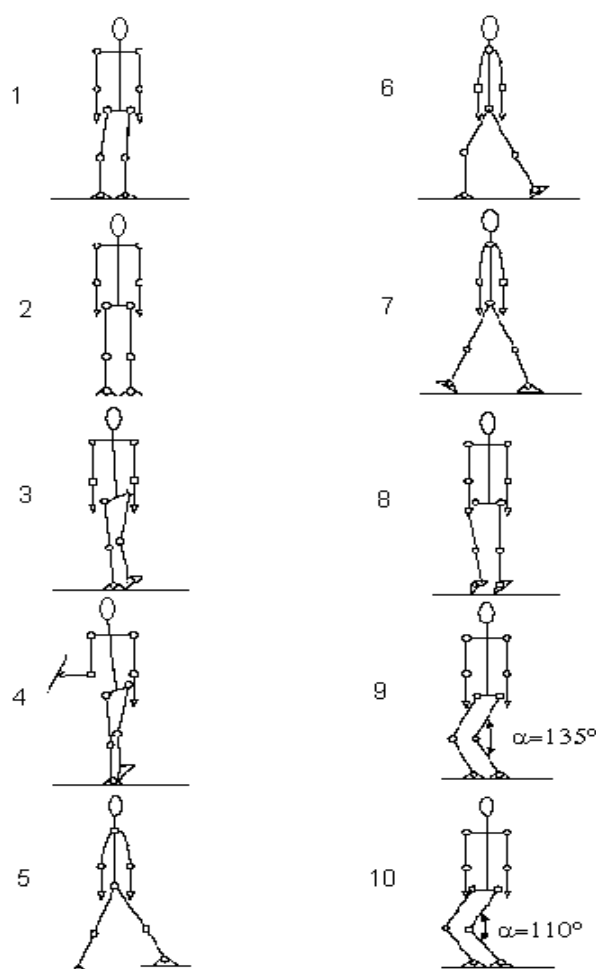


Figura 2.1 - Postura ereta do corpo humano [33]

Alguns estudos contemplam até mesmo as alterações da completa transmissão da carga do corpo decorrentes da postura do corpo. A segmentação do corpo mostrada na Figura 2.1 foi investigada no sentido de modelar a partir da linha central, o corpo em seis segmentos: o pé, tornozelo, joelho, bacia, ombro e a cabeça, [33].

Ellis & Ji [34], defendem a modelagem das pessoas como sistemas adicionais massa-mola-amortecedor. Por outro lado, quando se trata de modelar a ação realizada por grupos de pessoas, um critério geralmente adotado é o de se considerar a multidão como uma massa adicionada à massa da estrutura, o que implica em um aumento de massa estrutural e redução da frequência fundamental.

Tal aspecto tem ocasionado entre os pesquisadores o senso comum da necessidade de aprofundar as investigações sobre o assunto. As diversas normas e guias internacionais sobre o tema não orientam, de forma detalhada, a ação das forças devido à ocupação por várias pessoas (multidão).

2.2.1. Atividade de Andar

Na literatura, normalmente a força transmitida pelo caminhar humano é analisada considerando o impulso causado por uma pessoa ao deixar seu peso cair de uma altura equivalente a de seus calcanhares levantados aproximadamente 50 mm, ou seja, apoiado na ponta dos pés. Ao alternar os passos o movimento é repetido com sincronia, configurando uma resposta típica tal como mostrado na Figura 2.2. e Figura 2.3.

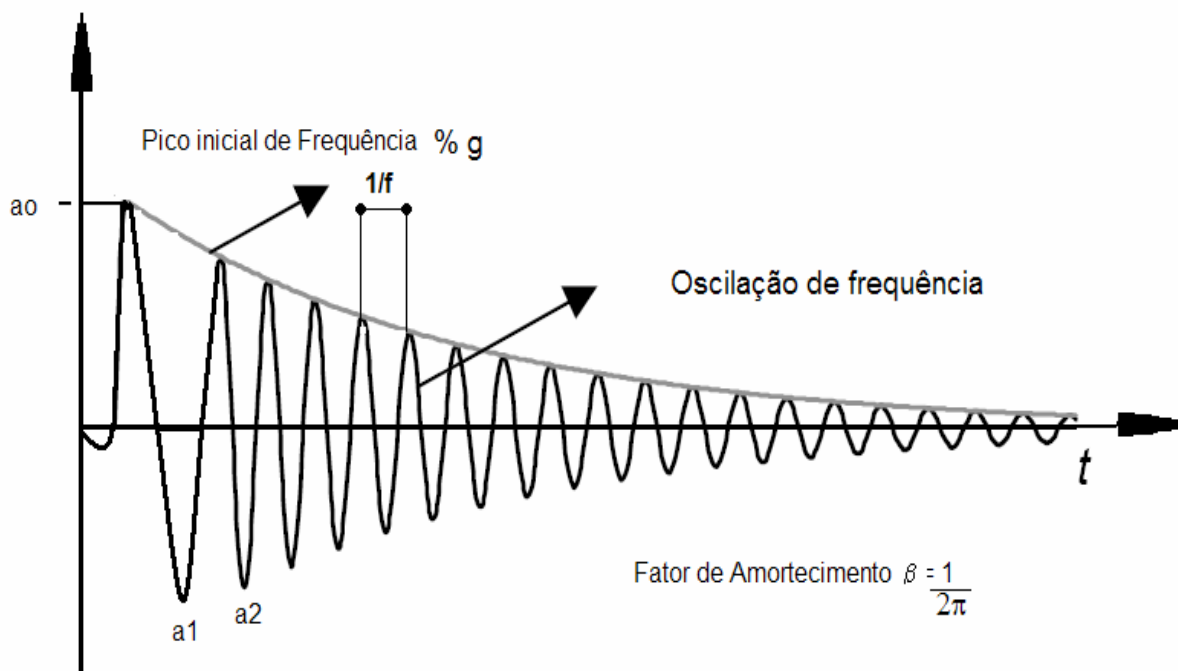


Figura 2.2 - Resposta típica do impacto do calcanhar sobre o piso [12]

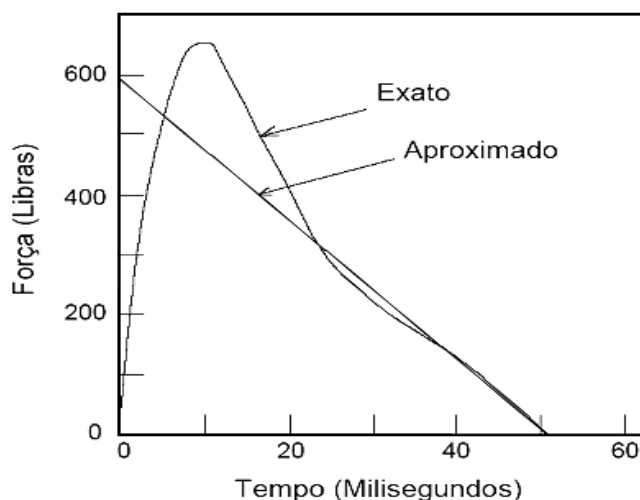


Figura 2.3 - Medida aproximada do impacto do calcanhar (*Hell Drop Test*) [32]

Assim, como o caminhar é uma atividade cíclica, pode-se apenas estudar uma porção do movimento entre dois sucessivos contatos entre o calcanhar esquerdo com o piso, compondo um esquema de cenas.

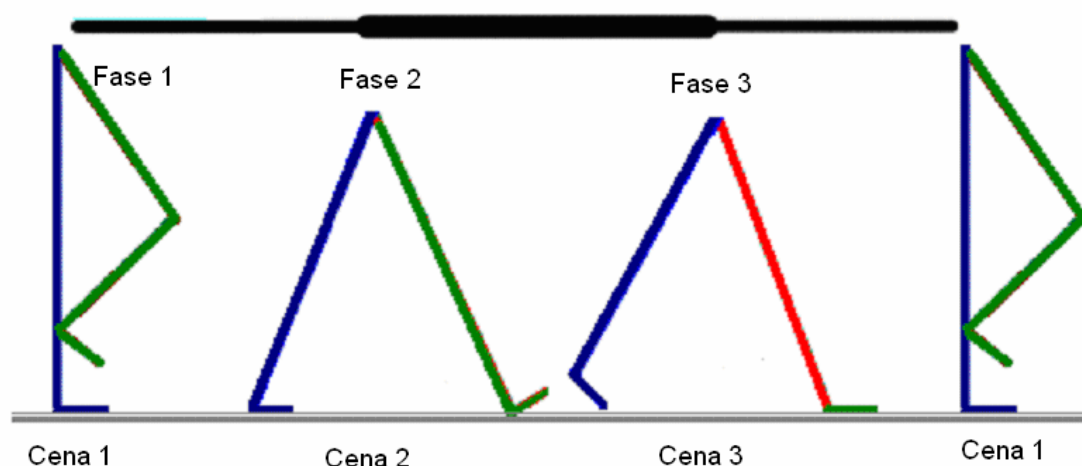


Figura 2.4 - Cenas progressivas de um passo

O esquema de cenas mostrado na Figura 2.4 pode claramente ser definido de acordo com o comprimento dado do passo. Por exemplo, a primeira cena é definida posicionando o pé no alto, estando ainda no alto quando o outro pé for tocar o piso. A segunda cena é na posição onde o pé dianteiro toca o piso. A terceira cena é definida como o segundo passo onde é o pé traseiro que sai do piso. Da quarta cena, retorna-se a primeira cena, concluindo o ciclo.

O modelo experimental das forças induzidas pelo caminhar proposto por Blanchard *et al.* [35], [36] está apresentado na Figura 2.5. Blanchard *et al.* [35] não consideraram as variações das frequências do caminhar devido ao caminhar lento e outros.

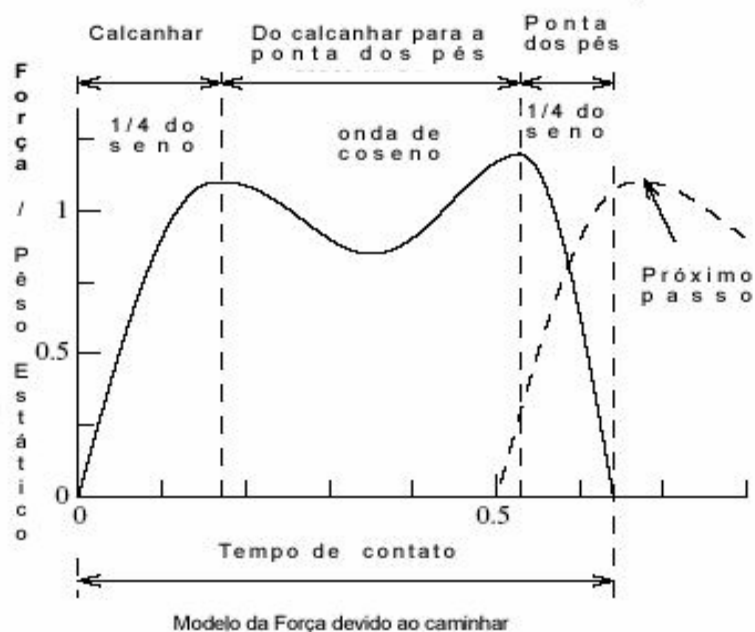


Figura 2.5 - Modelo da força devido ao caminhar [37]

A função de força para o caminhar da Figura 2.5, representa o pico de contato do calcanhar e da ponta dos pés e o decréscimo devido ao efeito de rigidez das pernas proveniente do impacto da força para o caso do caminhar lento. Quando a frequência do caminhar aumenta, o intervalo do tempo entre o pico do calcanhar e os picos devido às pontas dos dedos do pé diminui e a diferença entre o máximo e mínimo dos picos aumenta.

Os parâmetros para este modelo são: o tempo de contato, o valor das frequências naturais, o coeficiente de impacto do calcanhar, o coeficiente de contato da ponta dos pés, e o co-seno dos coeficientes de contato entre os calcanhares e a ponta dos pés. O intervalo de tempo entre os passos é dado pela frequência do passo. Esta forma geral da história do tempo da força foi confirmada por outros investigadores tais como Galbraith & Barton [38], Blanchard e outros. [35], Ohlsson [39], Kerr [40] e muitos outros.

Estas funções de força do caminhar podem ser representadas usando dois quartos de ondas de seno e uma onda de co-seno. Os picos devido ao calcanhar e a ponta dos dedos do pé usam as ondas de um quarto do seno, e a onda do co-seno é atribuída à parcela de decréscimo. Para a atividade de correr é simples explicar o fato especial de somente o contato das pontas dos dedos do pé ser feito utilizando uma meia onda do seno.

A base para o modelo da força devido ao caminhar neste estudo é mostrada na Figura 2.8. No entanto, os modelos de força existentes e utilizados em projetos podem ser no domínio do tempo ou no domínio da frequência. Os modelos no domínio do tempo por

sua vez podem ser modelos determinísticos ou funções de probabilidade. S. Zivanovic, A. Pavic & P. Reynolds [41] apresentaram uma excelente revisão literária sobre o assunto, elaborando uma coletânea de para modelos de força no domínio do tempo e no domínio da frequência.

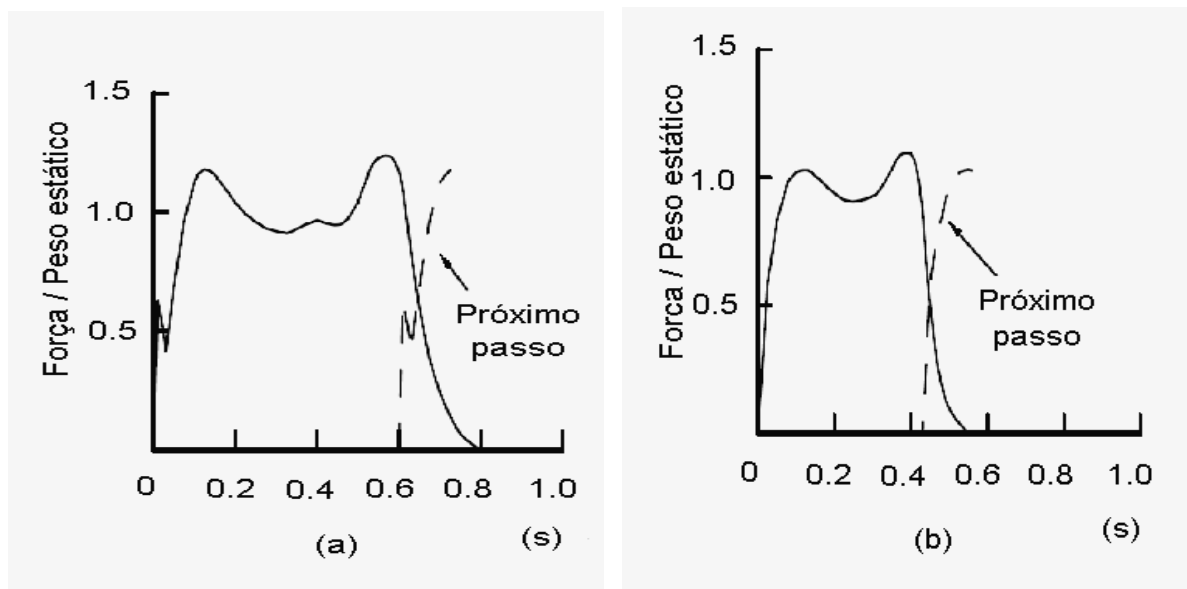


Figura 2.6 - Funções de força devido ao caminhar: (a) caminhar lento, (b) caminhar normal [24]

Na Figura 2.6-a é representada uma função de força devido ao caminhar lento (a) e na Figura 2.6 b o caminhar normal. Nota-se que o tempo medido para o caminhar normal é de 0,45 s, enquanto que para um caminhar lento, o tempo médio é de 0,8 s por passo.

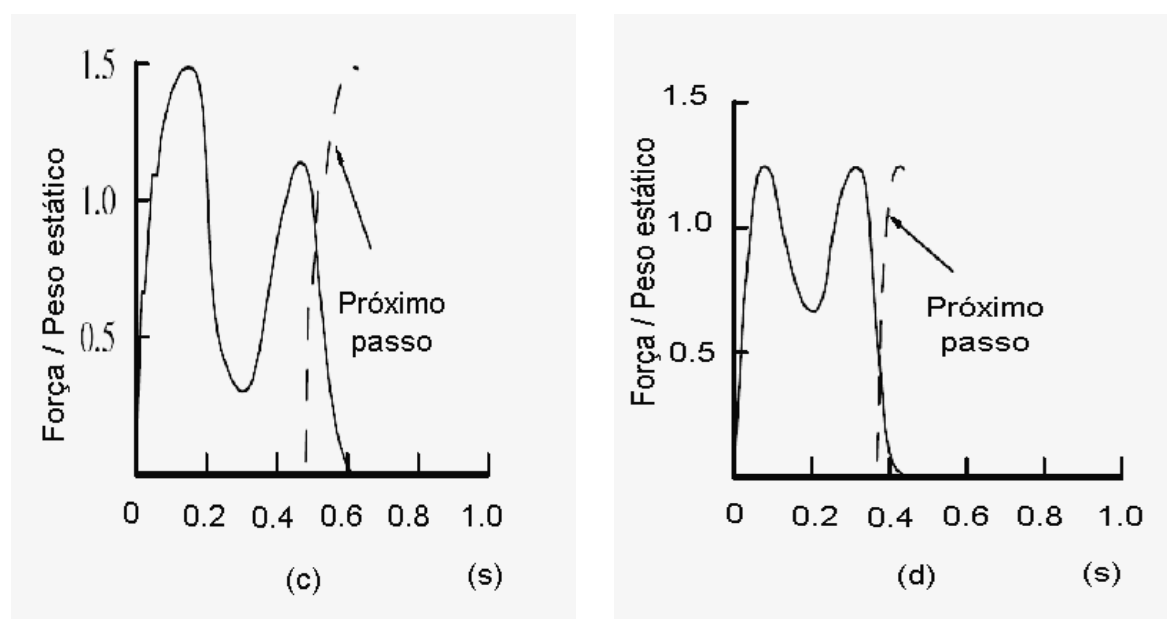


Figura 2.7 - Funções de força devido ao caminhar: (c) caminhada viva (d) caminhada rápida [24]

À medida que se intensifica o caminhar, a função aproxima-se de direita (diminui o tempo do passo), tomando a forma senoidal característica da função de correr Figura 2.7-f.

As funções apresentadas neste trabalho serão abordadas apenas modelos determinísticos no domínio do tempo, para os quais se assume que as forças produzidas pela pisada direita e pela pisada esquerda são idênticas.

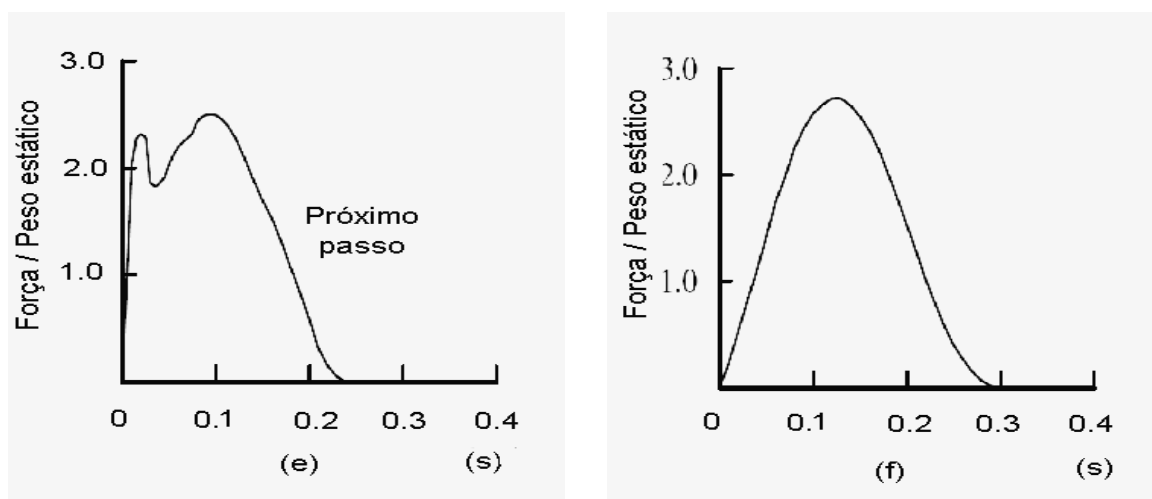


Figura 2.8 - Funções de força para (e) correr lento (trote) (f) correr [24]

A força periódica $F(t)$ amplamente conhecida pode ser representada por séries de Fourier [24].

$$F(t) = P \left[1 + \sum_i^n \alpha_i \text{sen}(2 \pi f_p t + \phi_i) \right] \quad (2.1)$$

Onde:

P é o peso de uma pessoa, igual a 700 N [9];

α_i é o coeficiente de carga dinâmica (C.C.D.);

f_p é a frequência do passo da atividade;

t é o tempo,

Φ_i é o ângulo de fase para o harmônico,

i é o múltiplo harmônico (1, 2, 3...);

n é o número total de contribuições harmônicas.

O valor de C.C.D; isto é o coeficiente de carga dinâmica tem sido sugerido por diversos pesquisadores sendo base para construção de modelos cada vez mais perfeitos da força periódica induzida pelos seres humanos.

A ação dinâmica devido ao caminhar é atribuída a cada passo que uma pessoa realiza. Testes indicam uma média, para cálculos, de cada de dois passos por segundo, mas uma faixa entre 1.6 a 2.4 Hz pode ser considerada.

Diversos autores apresentam valores de C.C.D's, para atividades de o tipo caminhar, correr e pular.

Por exemplo, Rainer e outros [28] relataram que grupos com dois, quatro e oito indivíduos produziram C.C.D. 's mais baixas do que a média ao saltarem sozinhos. Isto particularmente para uns harmônicos mais elevados.

Tabela 2.1 - C. C. D 's para modelos de força induzida por uma pessoa - Diversos autores [24, 40, 65, 66]

Autores	C. C.D's para os harmônicos considerados.	Comentário	Atividade e direção
Blanchard et al. [35]	$\alpha_1 = 0.0257$	CDF é diminuído para frequências entre 4 e 5 Hz.	Caminhar com carga vertical
Bachmann and Ammann [24]	$\alpha_1 = 0.0257$	Entre 2 e 2.4 Hz	Caminhar com carga vertical
Ammann [24]	$\alpha_1 = \alpha_3 = 0.1$	Aproximadamente 2.0 Hz	Caminhar com carga vertical
Schulze (depois Bachmann e Ammann [24])	$\alpha_1 = 0.37, \alpha_2 = 0.10, \alpha_3 = 0.12$ $\alpha_4 = 0.04, \alpha_5 = 0.08$	A 2.0 Hz	Caminhar com carga vertical
	$\alpha_1 = 0.039, \alpha_2 = 0.01, \alpha_3 = 0.43$ $\alpha_4 = 0.012, \alpha_5 = 0.015$	A 2.0 Hz	Caminhar com carga lateral
	$\alpha_{1/2} = 0.1, \alpha_2 = 0.204, \alpha_{3/2} = 0.026$ $\alpha_2 = 0.083, \alpha_5 = 0.024$	A 2.0 Hz	Caminhar com carga longitudinal
Rainer et al. [29]	$\alpha_1 = \alpha_2 = ; \alpha_3 = \alpha_4$	C. D. F. s são frequências dependentes (Fig.10)	Caminhar, correr.

A Tabela 2.1 apresenta os valores de CCD's para harmônicos estudados por diversos autores, Bachmann *et al* [24] por exemplo, propôs os valores de $\alpha_1=0.4/0.5$, $\alpha_2=$; $\alpha_3=0.1$ para frequências de caminhar entre 2 a 2,4 Hz, considerando como carga principal a carga vertical.

Tabela 2.1 - C. C. D 's para modelos de força induzida por uma pessoa - diversos autores. (continuação) [24, 40, 65, 66]

Autores	C. C.D. 's para os harmônicos considerados.	Comentário	Atividade e direção
Bachmann <i>et al.</i> [24]	$\alpha_1=0.4/0.5$, $\alpha_2=\alpha_3=0.1$ $\alpha_1=\alpha_3=0.1$; $\alpha_{1/2}=0.1$ $\alpha_1=\alpha_2=0.1$	Entre dois e 2.4 Hz Até 2 Hz Até 2 Hz	Caminhar com carga vertical
Kerr [40]	$\alpha_1=\alpha_2= 0.07$, $\alpha_3\approx 0.06$	$\alpha_1=$ e a frequência independente (Fig.11)	Caminhar com carga vertical
Young [65]	$\alpha_1=0.37(f-0.95)\leq 0.5$ $\alpha_2=0.054+0.0044 f$ $\alpha_3=0.026+0.0050 f$ $\alpha_4=0.010+0.0051 f$	Principais valores para as CDF's	Caminhar com carga vertical
Bachmann <i>et al.</i> [24]	$\alpha_1=1.8/1.7$; $\alpha_2=1.3/1.1$, $\alpha_3=0.7$, $\alpha_4=0.5$ $\alpha_1=1.9/1.8$, $\alpha_2=1.6/1.3$, $\alpha_3=1.1/0.8$ $\alpha_1=0.17/0.38$, $\alpha_2=0.1/0.12$, $\alpha_3=0.04/0.02$ $\alpha_1=0.5$	Pulo normal a 2.0/3.0 Hz. Pulo Alto a 2.0/3.0 Hz At 1.6/2.4 Hz At 0.6 Hz	Pular na vertical Pular na vertical Caminhar com carga horizontal Mover o corpo movimentos laterais
Yao <i>et al</i> [66]	$\alpha_1=0.7$, $\alpha_1=0.25$	Salto livre com frequência natural de 2.0 Hz.	Salto livre

2.2.2. Atividade de correr

No movimento de uma pessoa correndo, pode-se observar que no período T de uma etapa genérica (inverso da frequência da etapa), existe um determinado intervalo de tempo de “contato” entre o indivíduo e o piso, e um intervalo do tempo de “nenhum contato”.

Para uma ação de corrida comum o Δ_{tc} do intervalo do contato e o Δ_{tnc} do intervalo do contato do não contato pode ser tomado como a metade do período T . Para a componente vertical do movimento do pedestre um modelo matemático simples pode ser considerado partir das expressões (2) que expressam a conservação da energia e o teorema do impulso (1).

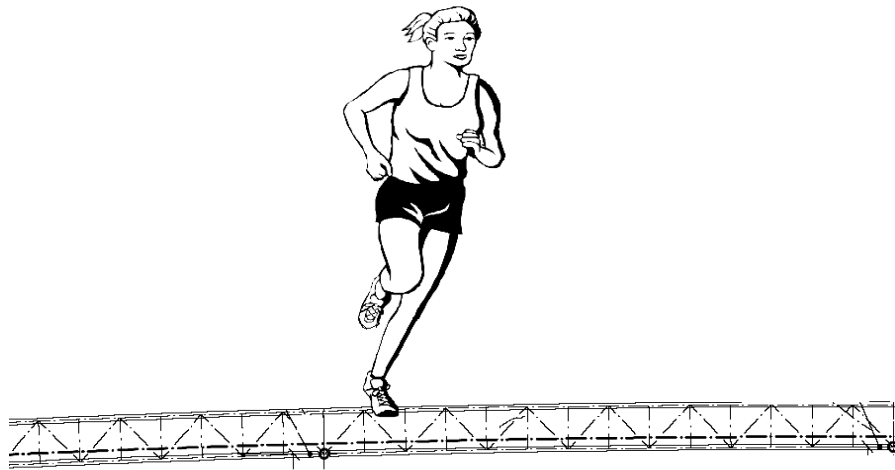


Figura 2.9 - Pedestre correndo sob estrutura treliçada

Para uma ação de corrida comum o Δ_{tc} do intervalo do contato e o Δ_{tnc} do intervalo do contato do não contato pode ser tomado como a metade do período T .

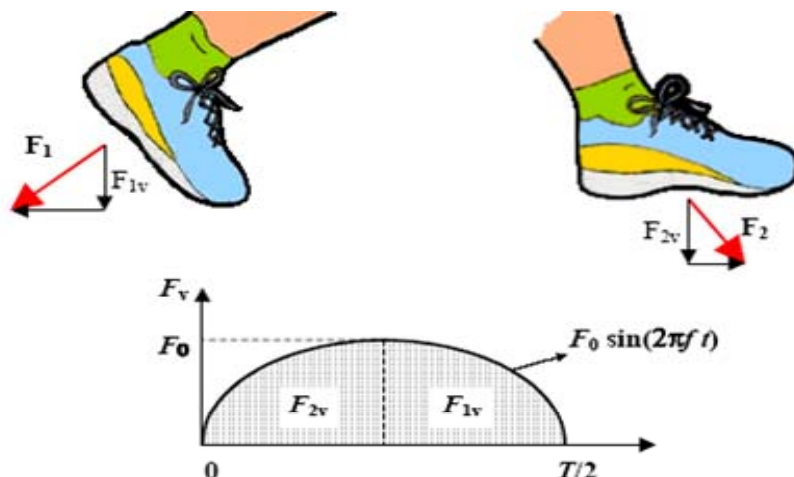


Figura 2.10 - Componente da Força atuante no passo

Para a componente vertical do movimento do pedestre um modelo matemático simples pode ser considerado partir das expressões (2.2) que expressam a conservação da energia e o teorema do impulso (2.3).

$$\frac{1}{2}mv^2 = m \cdot g \cdot h \quad (2.2)$$

$$h = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{\Delta t_{nc}}{2} \right)^2 \quad (2.3)$$

O parâmetro v representa a componente vertical da velocidade de uma pessoa nos instantes de alcançar ou deixar a no ato de saltar, o valor h é a altura do salto, m é a massa de uma pessoa, g é a constante da gravidade e F o valor da força de impulsão feita pela pessoa durante o Δt_c do intervalo do contato. Se o intervalo de nenhum contato Δt_{nc} for conhecido, a altura máxima h está relacionada diretamente ao período T da expressão (2.3).

A velocidade vertical v do movimento, dependendo da altura máxima durante o salto, é uma função do período T e do valor suposto da relação $\Delta t_c/\Delta t_{nc}$. A tendência do componente vertical $F(t)$, força induzida pela pessoa no intervalo Δt_c tem que ser suposta adiantado. A frequência média obtida em seus primeiros ensaios foi de 1,74 Hz, valor próximo ao encontrado por Embraimpur e [31], (1,80 Hz) para a análise do caminhar não estimulado. Ainda, os valores do passo padrão (72 cm) e o peso médio de 770 N, sendo estes próximos aos valores encontrados por Bachmann e Amann [24], (75 cm) e 800 N respectivamente.

A importância do estudo das ações dinâmicas provocadas pelo caminhar sobre a estrutura, tem revelado fatos curiosos, como por exemplo, os resultados obtidos por Varela [32], quando comparou as amplitudes medias devido à vibração de uma pessoa caminhando em ressonância com a estrutura, com os valores das amplitudes devidas ao caminhar de um grupo de seis pessoas lado a lado. Vale lembrar que quando uma estrutura está sujeita a um carregamento de ocorrência comum, caracterizado por rotas determinadas ou predizíveis, estas deverão ser estudadas. Alguns programas de computador podem ser utilizados auxiliando na elaboração de trajetórias aleatórias, bem como na geração de cargas humanas, operacionalizando o trabalho de pesquisa, que deverá ser única para cada estrutura e para seu respectivo uso.

De acordo com Ammann e Bachmann [24], a corrida pode ser definida como um movimento em que o contato da excitação dinâmica com a superfície da estrutura é descontínuo.

$$\int_0^{\pi/4} F(t) dt = m.v \quad (2.4)$$

$$F(t) = k_p \cdot P \cdot \text{sen}(\pi \cdot f_p \cdot t) \quad \text{se } t < t_a \quad (2.5)$$

$$F(t) = 0 \quad \text{se } t_a < t < T_p$$

Onde t_a é a duração de aplicação da força quando uma pessoa corre; T_p é o período do passo e K_p é definida pela relação $p(t)_{\text{max}}/P$. Nessa expressão $p(t)_{\text{max}}$ é a maior amplitude da função senoidal e P é o peso do indivíduo.

Galbraith e Barton [38] mediram a força vertical de um passo simples numa placa de força de alumínio, a partir do caminhar lento até a corrida. Foi observado que, a forma da força do caminhar e da corrida difere de uma onda, tendo apenas um pico, Zianovic [17]

Pavic, Reynolds [41] e Varela [32], através de vários ensaios experimentais, com duração média de três minutos cada, estudaram as frequências do caminhar humano, utilizando um sistema sincronizado de imagens das trajetórias percorridas com os sinais de sensores instalados na estrutura. Por exemplo, observando o movimento de uma pessoa correndo $F(t)$ pode ser escrito como a metade de uma onda de seno:

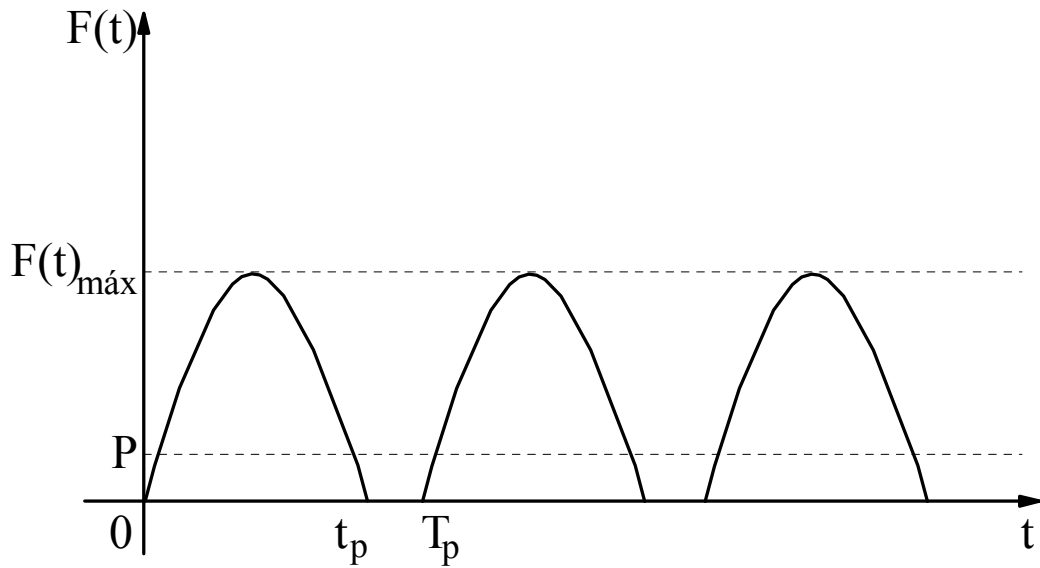


Figura 2.11 - Força de excitação dinâmica descontínua [32]

A fim de incluir a posição da pessoa em movimento na simulação por um sistema 1-DOF, a função da carga descrita pela equação (2.6), tem que ser multiplicada pelo autovalor normalizado que corresponde à modalidade relevante.

2.2.2 Pular e Atividades aeróbicas

A atividade de pular e as atividades aeróbicas são caracterizadas pela perda de contato do indivíduo com o solo. Estas as ações, bem como as ações individuais, ou de multidões em shows e torcidas apresentam um sinal característico aproximado.

Utilizando-se das Figuras 2.10, 2.11 e 2.12, Faísca [13] demonstrou a semelhança das forças induzidas pelas atividades aeróbicas, saltar e torcidas, respectivamente, as quais serão estudadas neste trabalho em um único tópico.

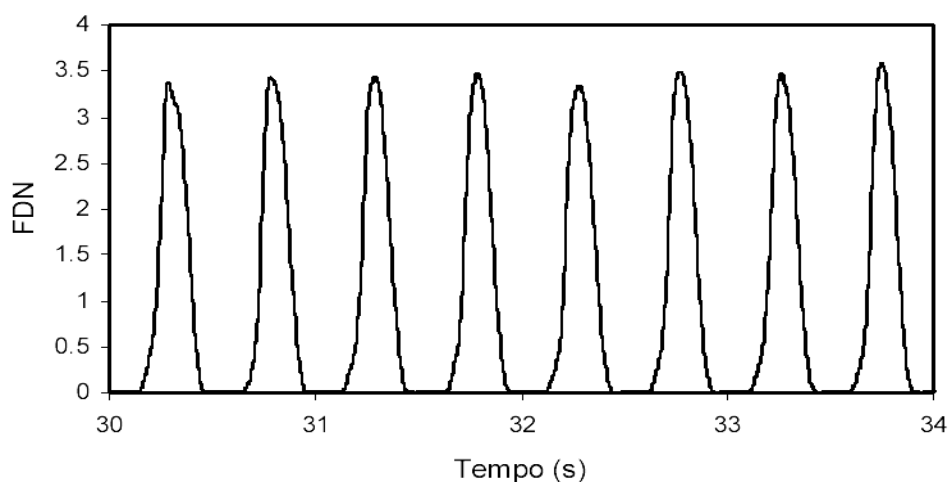


Figura 2.12 - Sinal característico no domínio do tempo da atividade de saltar (saltos em 2.0 Hz), realizada por um indivíduo [13]

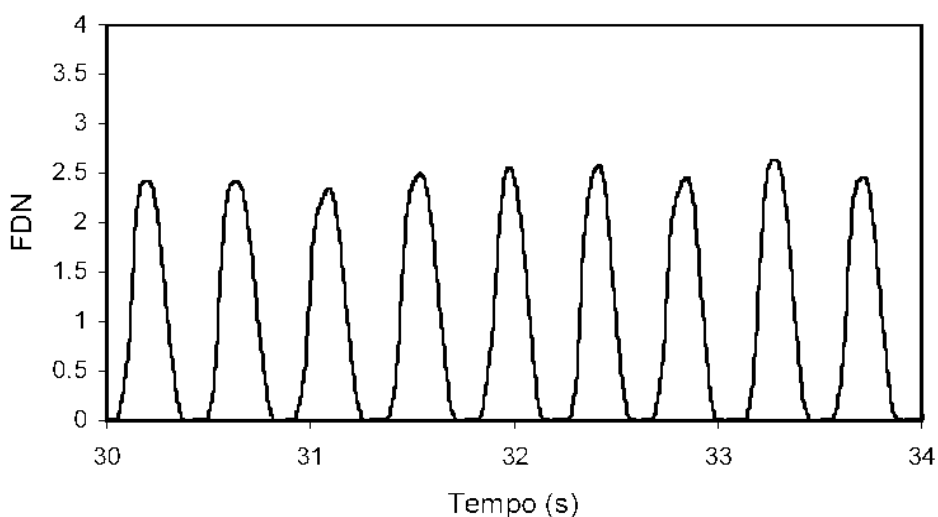


Figura 2.13 - Sinal característico no domínio do tempo da atividade de ginástica aeróbica realizada por um indivíduo [13]

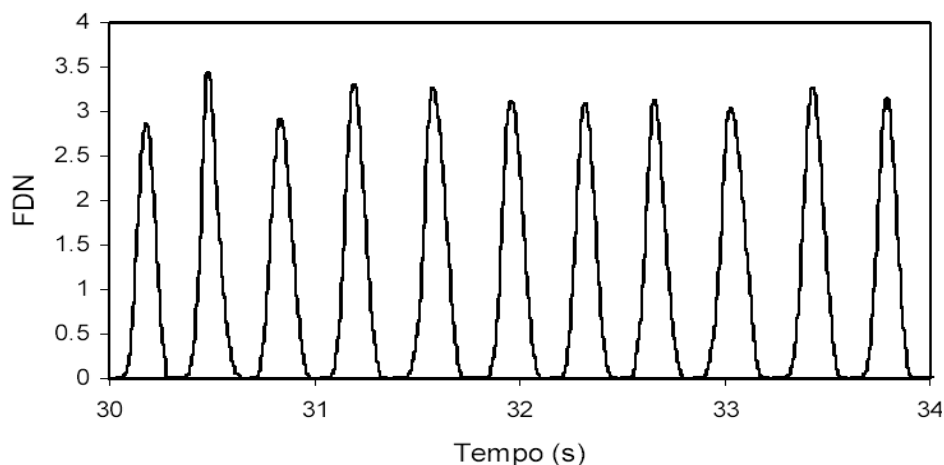


Figura 2.14 - Sinal característico no domínio do tempo da atividade de show/ torcida realizada por um indivíduo [13]

A Tabela 2.1 detalha as etapas compreendidas na atividade de saltar. Pode-se identificar inicialmente a alteração da posição do centro de massa, que se localiza na região abdominal, no momento que o indivíduo se movimenta para impulsionar-se, movendo este centro de gravidade ora para cima (impulso) ora para baixo (pouso). Dividindo o movimento em duas etapas distintas, a primeira partindo da posição de pé, flexionando gradualmente os joelhos até um ângulo próximo a 90° , a segunda etapa a fase de flexão, onde os joelhos anteriormente flexionados agora se estendem, lançando o corpo a uma altura (h) e impulso, onde o corpo completamente ereto, retomando a fase inicial coincidindo com o pouso, que segue a risca a mesma sistemática, nova flexão de joelhos - iniciando-se o salto seguinte.

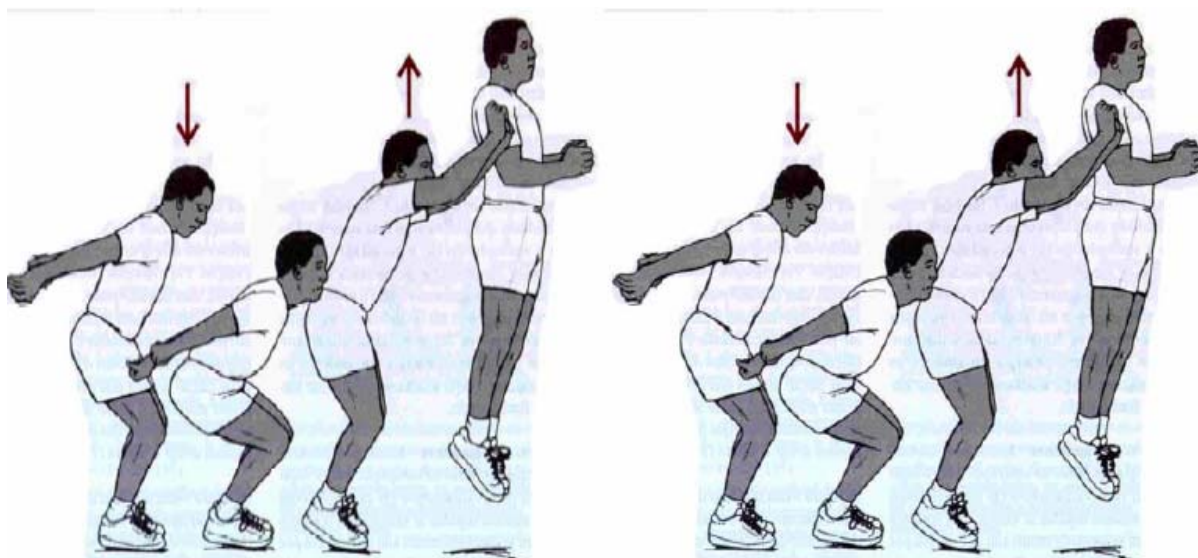


Figura 2.15 - Movimentos do corpo durante um salto [13]

Conforme tem sido apresentado nos tópicos anteriores a representação do carregamento foi adotada por vários autores, para diversos tipos de atividades humanas, tais como dançar, saltar, andar, correr, etc. serão apresentadas aqui resultados alcançados por alguns pesquisadores, bem como recomendações para o projeto de edificações sujeitas a ações destas atividades.

O CEB [47], por exemplo, com o objetivo de prover recomendações técnicas para algumas atividades cujas cargas dinâmicas são atuantes, lançou um boletim com recomendações de coeficientes para a série de Fourier, prevendo os coeficientes para as atividades de corrida, dança, salto e atividades aeróbicas. A Tabela 2.2 apresenta os valores dos coeficientes e também a faixa de frequência do harmônico fundamental, do carregamento humano devido a atividades de andar, correr, saltar, dançar, movimentos laterais do corpo e ações de auditório (mudança de posição os pés acompanhada de aplausos).

Tabela 2.2 - Faixas de frequências fundamentais e coeficientes de Fourier para os primeiros harmônicos dos carregamentos humanos recomendados pelo CEB [47]

Atividade	Frequência Fundamental (Hz)	Coeficientes de Fourier Associados		
		A1	A2	A3
Andar	1.6 a 2.4	0.4	0.1	0.1
Correr	2.0 a 3.5	1.6	0.7	0.2
Saltar	1.8 a 3.4	1.8	1.3	0.7
Dançar <i>hard rock</i>	1.5 a 3.0	0.5	0.2	0.1
Dançar <i>lit rock</i>	1.5 a 3.0	0.05	0.02	0.01
Movimento lateral do corpo	0.6	0.4	-	-
Aplaudir e mover o corpo de pé	1.6 a 2.4	0.17	0.1	0.04

Faísca [13], citando Alves [22], apresenta diversos aspectos observados por estes tais como o estudo da população brasileira quanto suas características físicas [48,50], quanto comportamentais, ainda, Faísca [13] comenta a não consideração por diversos autores [11, 35,50] da flexibilidade da estrutura em que está se realizando a atividade nem a participação de grupos, o que foi apresentado posteriormente por Ebrahimpour e Sack [31] e Ebrahimpour, Haman e Sack [31] realizaram ensaios com grupos de pessoas realizando a concluindo que as pessoas tendem a sincronizar seus movimentos, não

apenas em relação a sinais sonoros e visuais, mas também com as pessoas da vizinhança.

Tabela 2.3 - Resultados obtidos nos ensaios de Allen [11]

Ensaio		Frequência (Hz)	Coeficientes de Fourier associados aos três primeiros harmônicos			Nº Pessoas
			A1	A2	A3	
Alto impacto	Saltos	1.6 a 2.4	0.4	0.1	0.1	10-18
	Aeróbica	2.0 a 3.5	1.6	0.7	0.2	14-25
Baixo impacto	Aeróbica	1.8 a 3.4	1.8	1.3	0.7	10-14

Allen [11], também realizou ensaios com grupos de duas a quatro pessoas saltando de uma plataforma construída de estrutura mista, composta de treliças metálicas e tabuleiro de concreto, e alguns testes experimentais em uma academia de ginástica com atividades do tipo aulas de aeróbica e saltos em frequências variadas. O coeficiente de Fourier (a_n) obtido está na Tabela 2.3 acima mostra os resultados obtidos nestes ensaios.

Ji e Ellis [34] ao modelar um carregamento de multidão sugeriram modelá-la como sistemas massa-mola para não influenciar na resposta da estrutura. Foram encontradas variações quando pessoas dispunham-se de pé ou sentadas e até mesmo com a postura das pessoas. Identificaram que ao substituir a pessoa por uma massa equivalente, a frequência natural diminuía e a taxa de amortecimento permanecia a mesma.

Faísca [13], ao estudar o conjunto de sete atividades relacionadas com ações sem contato: (1) saltos à vontade, (2) saltos a 1.5 Hz, (3) saltos a 2.0 Hz, (4) saltos a 2.5 Hz, (5) saltos a 3.0 Hz, (6) ginástica aeróbica, (7) show / torcida, verificou que as atividades apresentaram as mesmas características quando a forma do sinal, podendo estes ser representados pela mesma função semi-seno [22] descrita a seguir:

$$F(t) = \text{sen}(\pi \cdot f_p \cdot t) \quad \text{se } t < T_c$$

$$F(t) = 0 \quad \text{se } T_c < t < T_p$$
(2.6)

Onde:

T_c é o tempo que ocorre quando a pessoa está em contato com a estrutura;

T_s é o tempo quando não há contato da pessoa com a estrutura.

FDN – Força Dinâmica Normalizada;

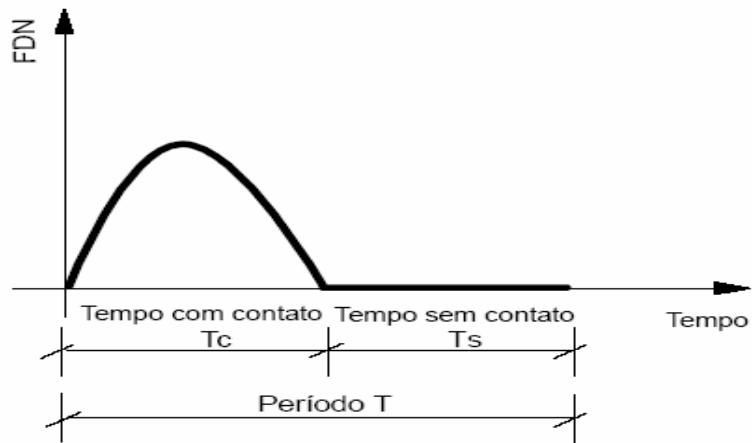


Figura 2.16 - Função semi-seno empregada em atividades com perda de contato [22]

A força dinâmica normalizada, FDN, nos ensaios realizados por Faísca [13] foi tomada para cada indivíduo, uma vez que é a razão entre a amplitude da carga dinâmica e da carga estática (peso individual).

$$F(t) = P \cdot \left[1 + \sum_i^n \alpha_i \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t + \phi_i) \right] \quad (2.7)$$

Na formulação genérica da função de força $F(t)$, que será novamente estudada no tópico seguinte, a defasagem ϕ_i (Def, na forma normalizada), é obtida analisando-se o afastamento temporal Def 1 e Def 2 das funções dinâmicas normalizadas para os sinais, tendo o sinal 1 como referência para os demais.

Def é definido como sendo a defasagem de tempo entre os máximos de dois indivíduos em atividade.

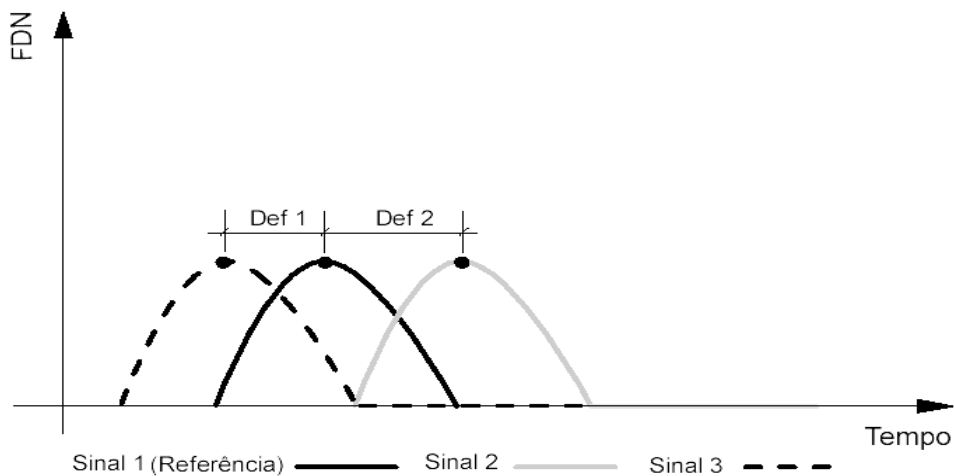


Figura 2.17 - Defasagem entre os sinais temporais[22]

Outro parâmetro importante na análise da Força Dinâmica Normalizada é o fator de impacto (K_p). O coeficiente K_p deve ser obtido calculando-se o pico máximo de cada salto.

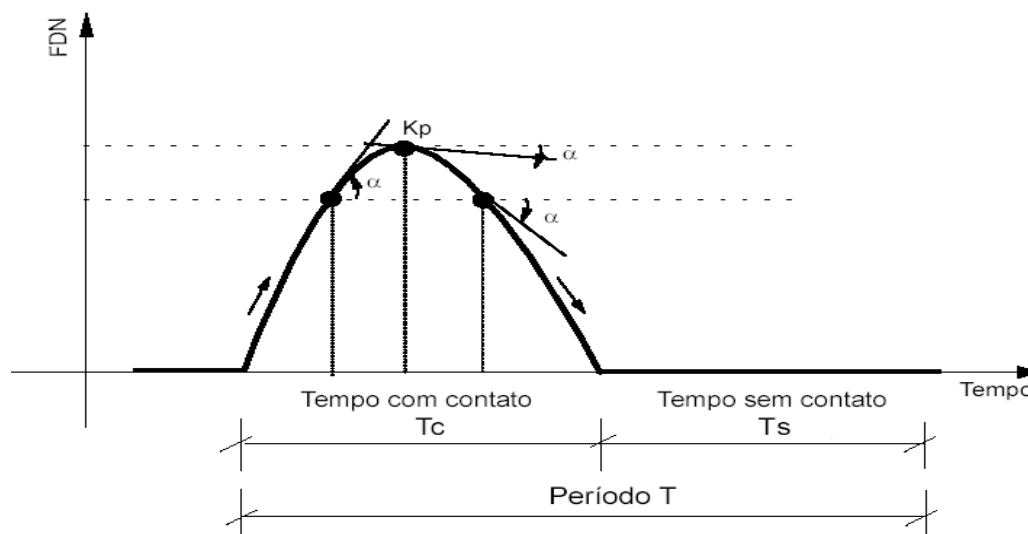


Figura 2.18 - Cálculo do coeficiente K_p [22]

Este pico máximo é estimado calculando-se a variação na inclinação de duas tangentes consecutivas sendo o valor máximo aquele em que sua ocorrência caracteriza a eminência de inversão de sinal da tangente ao ponto onde ocorre o valor máximo.

Como os valores de K_p foram tomados individualmente, a relação entre os coeficientes de impacto obtidos para grupos de pessoas deverá ser corrigida por um coeficiente de defasagem (CD), que é definido pela razão entre o valor máximo da soma da força dinâmica de várias pessoas e a soma de cada um dos máximos de cada sinal.

$$CD = \frac{\text{Pico do sinal da soma}}{\sum_{i=1}^n Kp_i} \quad (2.8)$$

A Tabela 2.4 apresenta valores T , T_c , K_p' e os três primeiros coeficientes de Fourier, destacando-se o coeficiente K_p que foi obtido multiplicando-se o coeficiente K_p de cada atividade pelo CD para 100 pessoas.

Tabela 2.4 - Parâmetros propostos para projetos estruturais [13]

Ensaio	T(s)	T_c (s)	Coeficientes de Fourier			K_p'
			A1	A2	A3	
Saltos à vontade	0.44 ±0.15	0.32 ±0.09	0.89	0.25	0.03	1.74 ±0.32
Ginástica aeróbica	0.44 ±0.09	0.34 ±0.09	1.32	0.29	0.05	2.56 ±0.55
Show / torcida	0.44 ±0.03	0.33 ±0.09	0.89	0.08	0.02	1.71 ±0.36

Das sete atividades inicialmente estudadas, por Faísca [13], utilizando-se de curvas de defasagem e tratamento estatístico, verificou-se que em nível de projeto as somente as atividades 1, 6 e 7 apresentaram nível de importância para análise, enquanto as demais se incluem dentro da caracterização destas, com importância meramente conceitual.

Desta forma, as atividades 1 e 7 podem ser utilizadas para representar as cargas geradas em estruturas que irão abrigar multidões em atividades do tipo: danças, platéias de shows, torcidas de estádios e fiéis em templos religiosos, enquanto a atividade 6 pode ser utilizada em projetos de academia, escolas de dança. A Figura 2.19 apresenta o gráfico do parâmetro CD para as três atividades propostas.

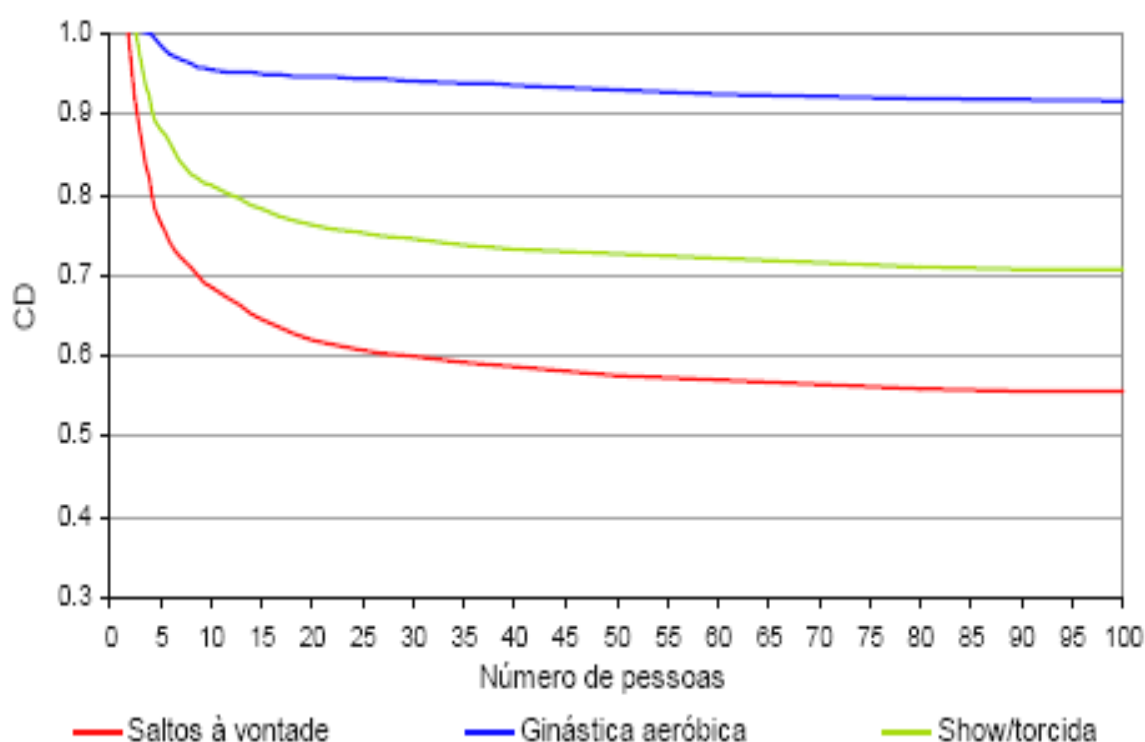


Figura 2.19 - Coeficiente de defasagem das atividades propostas [32]

A bibliografia apresenta resultados nos testes realizados por Allen [11] e pelo CEB [47] apresentados na Tabela 2.5, observa-se que os valores propostos por Faísca [13] para os três primeiros harmônicos das atividades são bem inferiores aos recomendados pelo CEB [47] para a atividade saltar, que Faísca atribui ao fato de considerar o carregamento de multidão conforme apresentado na Tabela 2.5, o qual não é considerado pelo CEB [47].

Nos testes realizados por Allen [11] para uma pequena multidão composta por grupos até 25 pessoas, deixa evidente, segundo Faísca [13] o efeito amortecedor provocado por grupos maiores, refletindo diminuição dos valores dos coeficientes de Fourier.

Tabela 2.5 - Faixas de frequências fundamentais e coeficientes de Fourier para os primeiros harmônicos do carregamento humano

Ensaio	Frequência (Hz)	Coeficientes de Fourier			Nº Pessoas	Referência Bibliográfica
		A1	A2	A3		
Saltar	1.8 a 3.4	0.8	1.3	0.7	1	CEB [47]
Saltar	2.25 a 3.03	0.5	0.80 a 0.30	0.06 a 0.15	10 a 18	Allen [11]
Aeróbica de Alto impacto	2.54 a 2.72	0.5	0.50 a 0.64	0.08 a 0.13	14 a 25	Allen [11]
Aeróbica de baixo impacto	2.57	0.5	0.22 a 0.21	0.06	10 a 14	Allen [11]

2.3. Impacto do calcanhar

A fonte de excitação descrita na modelagem do caminhar foi primeiramente descrita por Naim. A Figura 2.20 demonstra a resposta em termos de aceleração, no momento do impacto do calcanhar sobre o piso. Varela [32] apresenta mostra um registro experimental típico da variação no tempo da força de contato com uma superfície rígida, produzida por um passo, expressa pela correspondente medição da reação resultante do piso [39] apud [53].

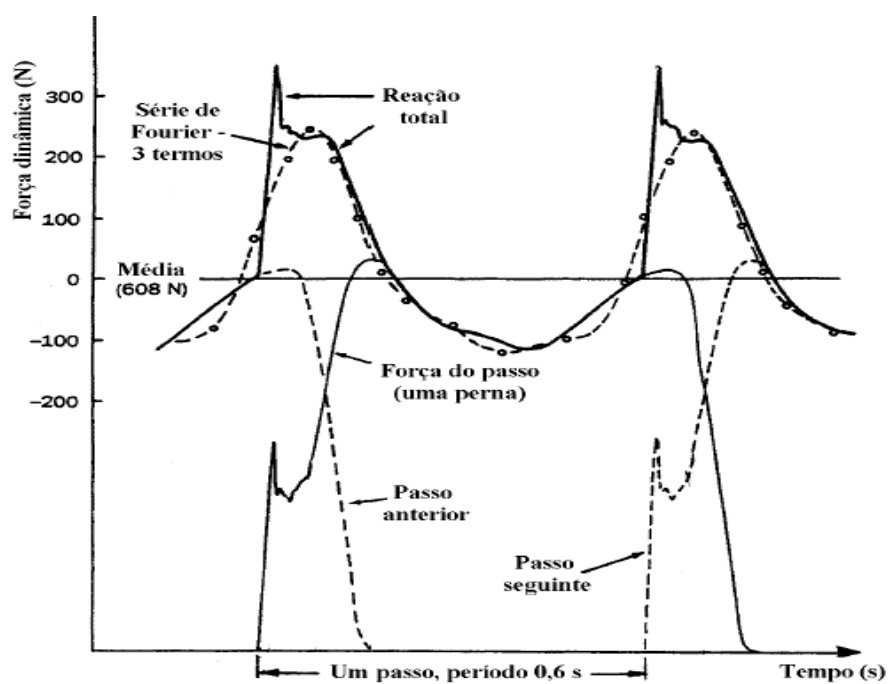


Figura 2.20 - Força de contato de um passo e reação do piso [39,75]

A mostra a força dinâmica envolvida no ato de caminhar, apresentando também a respectiva ação resultante do piso segundo [39] *apud* [53]. A função em traço-ponto é uma função aproximada por série de Fourier como mostra na Figura 2.20, representando uma função aproximada a ação real. Nota-se que a reação total é caracterizada por um pico adicional à esquerda relacionada à ação estrutural devido ao efeito do calcanhar.

A série de Fourier apresentada na Figura 2.20 é do tipo

$$F(t) = P \cdot \left[1 + \sum_i^n \alpha_i \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t + \phi_i) \right] \quad (2.9)$$

Onde:

P = o peso da pessoa ($P = 608 \text{ N}$);

$i = 1$ a n , o número de harmônicos da força;

$F(t)$ é a função aproximada da força de reação do piso devido ao caminhar;

t é o instante de tempo;

i é número do i -ésimo harmônico da frequência fundamental da força;

n é o número de harmônicos utilizados para representar a função em termos de coeficientes da série de Fourier;

α_i é o coeficiente dinâmico do i -ésimo harmônico da série de Fourier;

f_p é a frequência fundamental do passo humano;

ϕ_i é a defasagem entre o i -ésimo e o primeiro harmônico.

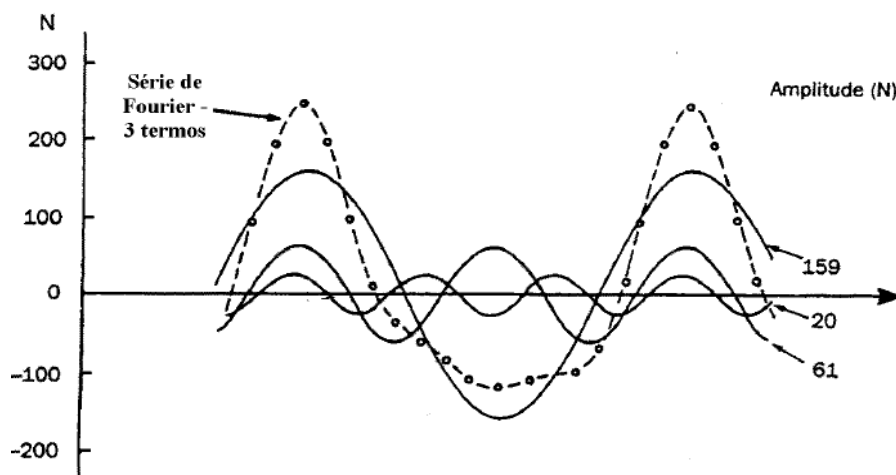


Figura 2.21 - Componentes da série de Fourier da função de força dinâmica típica do caminhar humano sobre uma superfície rígida [39] *apud* [75]

A Figura 2.21 mostra uma série de Fourier utilizando três termos, cujos coeficientes dinâmicos são α_1 , α_2 e α_3 com período do passo $T_p = 0,6 \text{ s}$ e a frequência do passo $f_p = 1/T_p = 1,67 \text{ Hz}$, utilizando os ângulos de fase $\phi_1 = 0$, $\phi_2 = \pi/2$ e $\phi_3 = \pi$, ajustando agora a

equação para Equação 2.8.

$$F(t) = P \left[1 + \sum_i^n \alpha_i \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p (t + 0,1T_p) - \phi_i) \right] \quad (2.8)$$

Percebe-se daí que a função assim constituída não representa integralmente a reação do piso. Embora alguns autores [26, 27, 48] não vejam este fato como agravante, Varela [32] comenta a problemática encontrada em se considerar os termos mais altos da série de Fourier, pelo fato destes terem valores decrescentes. O quarto harmônico, por exemplo, pode ser suficiente próximo de uma das frequências fundamentais da estrutura, fazendo com que a resposta da mesma seja amplificada consideravelmente, busca-se por isto representar a expressão do caminhar com no máximo quatro harmônicos.

A aproximação proposta [26] para o pico relacionado à resposta do piso é:

$$F_{(t)} = \left\{ \begin{array}{ll} \left(\frac{f_{mi} F_m - P}{0,04T_p} \right) t + P & \text{se } 0 \leq t < 0,04T_p; \\ F_{mi} F_m \left[\frac{C_1(t - 0,04T_p)}{F_m} \right] + 1 & \text{se } 0,04T_p \leq t < 0,06T_p; \\ F_m & \text{se } 0,06T_p \leq t < 0,15T_p; \\ P + \sum_{i=1}^n P \alpha_i \text{sen}[2\pi i f_p (t + 0,1T_p) - \phi_i] & \text{se } 0,15 T_p \leq t < 0,90T_p; \\ 10(P - C_2) \left[\frac{1}{T_p} - 1 \right] + P & \text{se } 0,90 T_p \leq t < T_p; \end{array} \right. \quad (2.9)$$

Onde:

F_m é o valor máximo da série de Fourier e é dado pela equação (2.10);

F_{mi} o fator de majoração entre o valor do pico referente ao impacto do calcanhar e o valor máximo da série de Fourier;

C_1 e C_2 são coeficientes dados pelas equações (2.11) e (2.12).

$$F_m = P \left(1 + \sum_{i=1}^n \alpha_i \right) \quad (2.10)$$

$$C_1 = P\left(\frac{1}{f_{mi}} - 1\right) \quad (2.11)$$

$$C_2 = \begin{cases} C_2 = P\left(\frac{1}{f_{mi}} - 1\right) & \text{Se } n=3 \\ C_2 = P(1 - \alpha_2 + \alpha_4) & \text{Se } n=4 \end{cases} \quad (2.12)$$

O fator de majoração do impacto do calcanhar (Fmi) pode variar consideravelmente de uma pessoa para outra. Diante disto, algumas considerações serão feitas ao adotar as variáveis da equação 2.3:

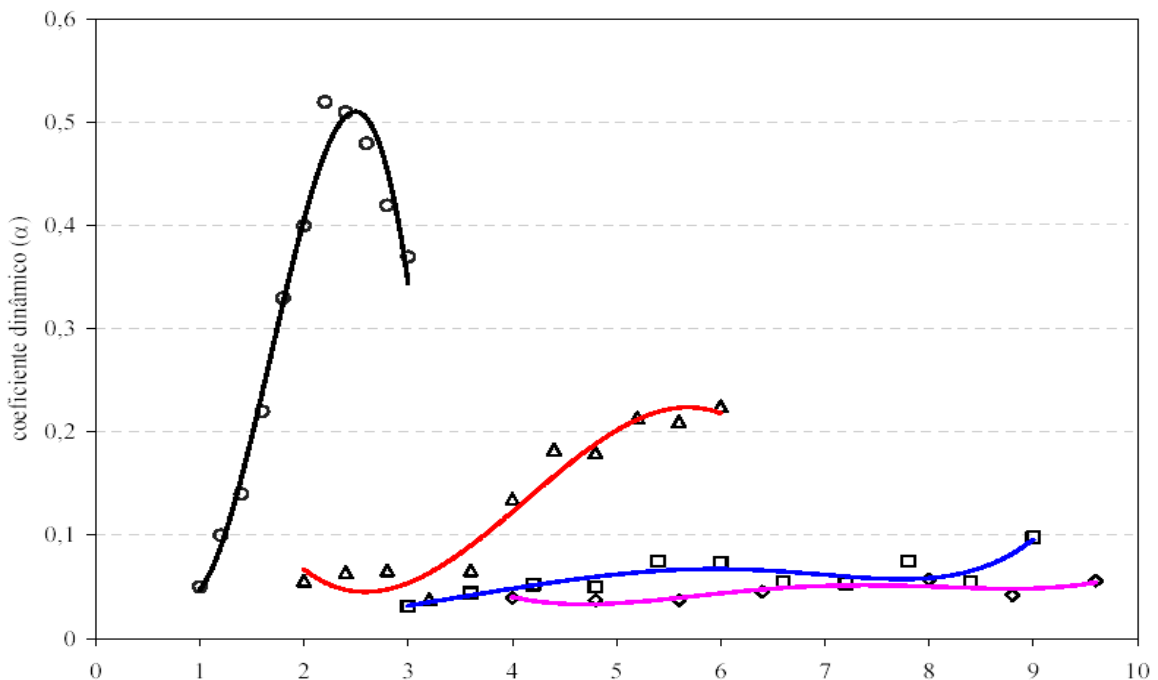


Figura 2.22 - Coeficientes dinâmicos médios para o caminhar, resultado para três pessoas obtidos por Rainer, Pernica e Allen [28].

Os valores dos coeficientes dinâmicos da série de Fourier foram retirados dos resultados experimentais de Rainer, Pernica, *et al* [28] apresentados na Figura 2.22, transcritos nas equações 2.13a a 2.13d, quando a frequência do caminhar foi variada na faixa de 1,0 a 3,0 Hz, num ensaio com três pessoas como mostra a Figura 2.22.

$$\alpha_1 = -0,22169(f_p)^3 - 1,11946(f_p)^2 + 1,44748(f_p) - 0,5967 \quad (2.13 a)$$

$$\alpha_2 = -0,012037(2f_p)^3 + 0,149(f_p)^2 - 0,53146(2f_p) - 0,6285 \quad (2.13b)$$

$$\alpha_3 = 0,00009068 (f_p)^5 - 0,0021066(3f_p)^4 + 0,018364(3f_p)^3 - 0,077278(3f_p)^2 + 0,17593(3f_p) - 0,1477 \quad (2.13c)$$

$$\alpha_4 = 0,00051715 (4f_p)^5 - 0,0014388 (4f_p)^4 + 0,14562 (4f_p)^3 - 0,062994 (3f_p)^2 + 1,018469 \quad (2.13d)$$

Finalmente pode-se ver na Figura 2.23 os resultados obtidos por Varela [26], a função proposta é muito próxima dos resultados experimentais obtidos por Ohlsson [39] apud [75].

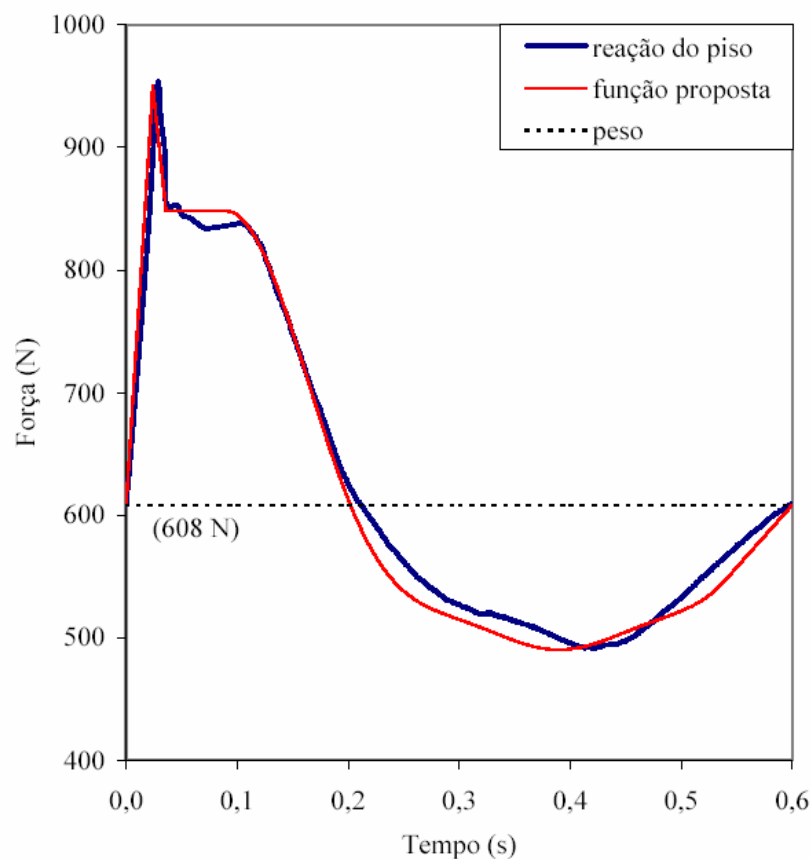


Figura 2.23 - Função da Força dinâmica típica do caminhar humano proposta por Varela [26] comparada com resultados de Ohlsson [39] apud [75]

2.4. Considerações gerais sobre Normas de Referência para Vibrações Ambientais

Dentre as principais normas que apresentam estudos sobre a problemática das vibrações em estruturas podemos citar: Norma DIN 4150 [49], Vibração estrutural em edifícios, parte 1 (1975), a parte 2, referente ao efeito nos seres humanos e a parte 3 (1986), efeitos nas estruturas. A norma Suíça SN 640312 [50], sobre o “Efeito das vibrações nas construções” de 1979. A norma BS 6472 (1992) [51], norma Britânica, que relata os efeitos e critérios de aceitação devido a: 1 – “Exposição humana a vibrações nos edifícios (1 a 80 Hz); 2 - na norma BS 7385 de 1993” [52], vibrações em edifícios “ – um estudo para a avaliação de danos oriundos de vibrações nas fundações. Uma das mais aplicadas é a norma ISO 2631 [73], (*Evaluation of Man exposure to Whole-Body Vibrations*) - Exposição humana à vibração de todo o corpo, parte 1 (1985), e a parte 2 [74] (1989), referente à vibração continuada e impulsiva em edifícios”.

Nas normas DIN 4150 [49] e BS 6472 [51], a sensibilidade humana é avaliada por funções complexas: a "intensidade de percepção" empírica, no intervalo de frequências de 1 a 80 Hz. onde a velocidade e a aceleração considerada aproximadamente senoidais, avaliadas em Hz.

Os valores admissíveis variam de 0,1 para residências, de noite, até 0,6 no caso de edifícios industriais, para vibração continuada ou muito repetida; para vibrações pouco frequentes e durante o dia, os valores variam de 4 a 12, considerando os ambientes anteriormente citados. O conceito de dose de vibração, similar ao critério utilizando em radiação e medido em (VDV), considerando-se as vibrações impulsivas e intermitentes. Os principais parâmetros para avaliação são a aceleração medida e sua duração. Os valores admissíveis (limite de incômodo) computados para um dia, em edifícios de habitação, variam de 0,4 a 0,8 para o período diurno (16 h) e é de 0,26 para o noturno (8h).

Em relação às considerações da BS 6472 [51], para vibrações transversais ao corpo humano, os valores admissíveis de velocidade, constantes dos 2 aos 80 Hz, variam entre 0,4 e 3,2 mm/s, para as vibrações continuadas, e entre 0,4 e 51,2 mm/s, para as impulsivas, limitadas a 3 ocorrências. Para vibrações na direção longitudinal do corpo humano os correspondentes limites, dos 2 aos 80 Hz, são, 0,14 a 1,12 mm/s, e 0,14 a 17,9 mm/s.

As normas Canadenses (CAN 3, S16 – M84 [53] de grande importância em todo mundo, baseiam-se no trabalho de Allen e Rainer [11]. Para a estimativa da aceleração do piso a norma recomenda que na impossibilidade do teste *in loco* a substituição destes testes. A norma brasileira NBR 8800/86 [54], em seu anexo N é uma tradução infiel da norma canadense [53].

3. Descrição do Modelo Estrutural

3.1. Generalidades

Os sistemas de pisos têm se tornado mais leve devido aos avanços em métodos construtivos e da ciência dos materiais de construção. Dentre estes sistemas, destaca-se o exemplo de estruturas mistas de aço e concreto, constituídas por sistemas estruturais em aço treliçados de almas abertas, como por exemplo, os sistemas de vigas treliçadas (joists).

Estas estruturas também conhecidas como vigas de seção aberta são amplamente utilizadas no mercado norte-americano, fazendo parte de um conceito construtivo que vem atendendo às necessidades de padronização para um mercado de pré-fabricação itemizada.

O conceito construtivo foi utilizado pela primeira vez em 1923, nos Estados Unidos, sendo chamado de treliça do tipo Warren, com uma configuração diferente da hoje conhecida. Estes sistemas foram desenvolvidos primeiramente para fornecer a sustentação estrutural para pisos e telhados dos edifícios, sendo utilizadas atualmente para outras áreas da construção civil.

A forma atualmente conhecida surgiu a partir de 1928 com a criação do Instituto do *Joist* de Aço - SJI (*Steel Joist Institute*) [56]. Posteriormente, em 1929, foram criadas especificações padronizadas e tabeladas e a partir de então, passaram a receber a denominação de vigas treliçadas (joists).

Desde a criação do Instituto foram introduzidos no mercado vários modelos de vigas treliçadas (joists). Em 1953 foram projetadas vigas treliçadas (joists) da série L para longos vãos de até 96 pés (29,26 m) e altura de 48 polegadas (12,19 m).

Em 1959 foram introduzidas as vigas treliçadas (joists) da série S, em 1961 a série L, em 1962 a série LH, em 1965 a série H, dentre outras nos anos subseqüentes sendo que em 1986 foram criadas as vigas treliçadas (joists) da série K, que estão serão utilizadas neste trabalho.

As vigas treliçadas (joists) da série K foram criadas para substituir os da série H. Para gerar uma maior economia, adequando a necessidade do mercado em termos de capacidade de carga e leveza estrutural.

3.2. Sistema Estrutural do Tipo Vigas Treliçadas (Joists)

Neste trabalho, será utilizada a terminologia vigas treliçadas (joists), para descrever estas estruturas treliçadas. As vigas treliçadas (joists) são comercialmente ofertados apresentando diversas categorias [56], variando de acordo com o comprimento do vão. Estes sistemas possuem as vantagens e características que resultaram na sua larga aceitação em todo o mundo.

As vigas treliçadas (joists) estudados neste trabalho são vigas treliçadas (joists) da série K, sendo leves, e com um excepcional fator resistência-força em relação ao seu peso, quando comparado com outros materiais construtivos. Adicionalmente, seu baixo preço por metro contribui significativamente para o custo reduzido na construção de edifícios. A Figura 3.1 mostra a fase de construção da famosa edificação “Elm 312 Stret”. A edificação construída nos anos 90 é o maior edifício em Cincinnati e tem 95 metros de altura. A facilidade da pré-fabricação atende aos requisitos de prazos e eficiência na montagem de grandes edifícios.



Figura 3.1 - Construção do 312 Elm Building, Cincinnati, Ohio - Fabricação em série [57]

As vigas treliçadas (joists) da série K são padronizadas em relação a suas profundidades, extensões, e capacidade de suporte de carga. Há 64 designações separadas em tabelas da carga, representando vigas treliçadas (joists) com profundidades de oito polegadas (0,203 m) a 30 polegadas (0,762 m) com incrementos de duas polegadas (0,051m), com extensões que chegam a 60 pés (18,288 m). As vigas treliçadas (joists) da série K têm altura de apoio com 2 ½" (0,64 m) e suas extremidades encontrando-se no mesmo plano.

Os projetistas utilizam cálculos diretos para avaliar a resistência da estrutura durante a fase de processo do projeto, sujeitando o projeto às verificações das cargas de serviço. Para um sistema de pisos mistos aço - concreto, por exemplo, estas verificações incluem freqüentemente a deflexão vertical e a vibração.

O sistema de vigas treliçadas (joists) é composto pelo conjunto de duas treliças metálicas afastadas e ligadas entre si, formando um elemento estável. Estas estruturas

apresentadas na Figura 3.2, podem ser utilizadas em sistemas estruturais de coberturas, fechamentos laterais e pavimentos de edificações em geral oferecendo as seguintes vantagens:

- Eficiência do aço de alta resistência;
- Baixo peso das estruturas, o que proporciona colunas e fundações menores;
- Maior velocidade e facilidade na montagem;
- Incremento nas dimensões das construções, reduzindo o número de colunas; aumento da flexibilidade do layout da edificação;
- Otimização do pé-direito pela passagem de dutos de instalações por meio do sistema das vigas treliçadas (joists) (número quatro da Figura 3.3);
- Eliminação dos escoramentos em pavimentos de concreto armado quando combinada às fôrmas da laje (numero três da Figura 3.3) ou *steel deck*.



Figura 3.2 - Vigas treliçadas (joists) para longos vãos

O sistema também é utilizado em plantas industriais onde existe a necessidade de embutir e transpassar dutos (Figura 3.3) pelo sistema de laje ou mesmo em sistemas de plataformas de produção, onde tubulações de óleo, gases, e outros produtos são transportados.

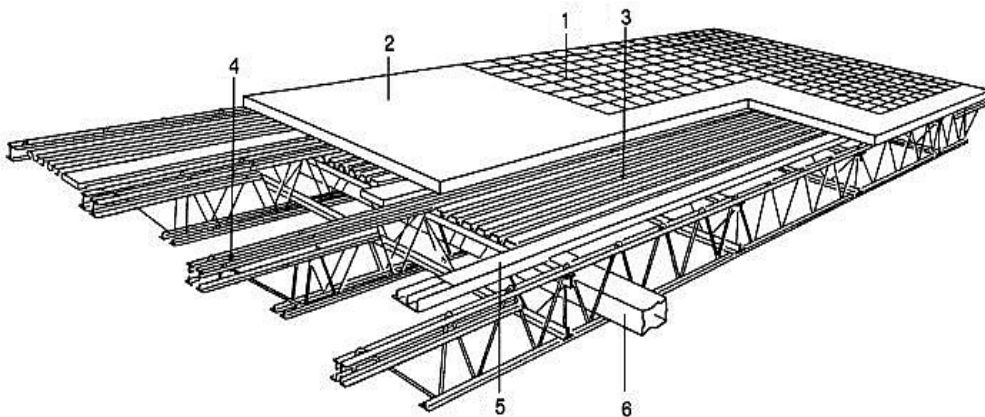
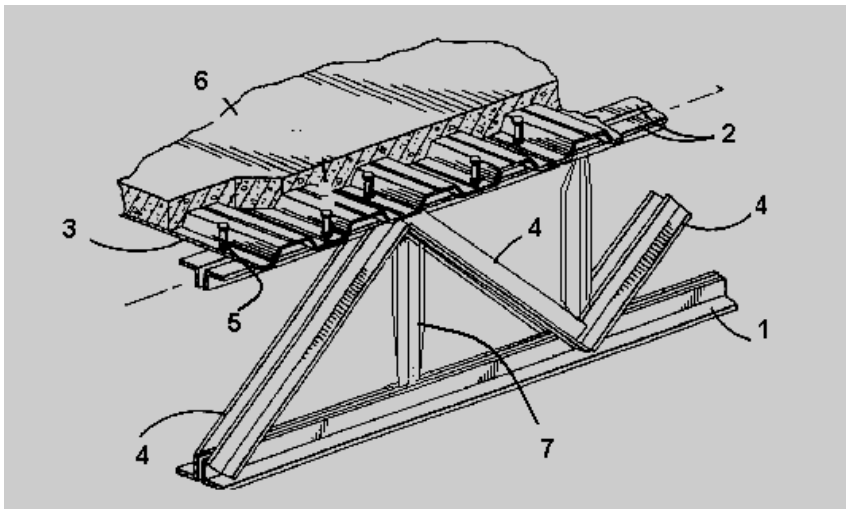


Figura 3.3 - Sistema de pisos com vigas treliçadas (joists) [59]

No Brasil a falta de divulgação sobre esta técnica construtiva constitui uma desvantagem, limitando seu uso. O CBCA [60] (Centro Brasileiro da Construção em Aço) com apoio de alguns fabricantes elaboraram o guia *Treliças tipo steel joist*. Trata-se de um manual de utilização e aplicação para o sistema, considerando as dimensões e configurações geométricas de perfis de montagem.

Este manual objetiva divulgar todas as orientações necessárias à capacitação do construtor na utilização deste conceito construtivo, sendo as informações expressas dentro de um padrão claro para o usuário e o consumidor. Nas vigas treliçadas (joists) pode-se caracterizar seus elementos como apresentado na Figura 3.4 abaixo:



Onde:

- 1 - Banzo Inferior;
- 2 - Banzo superior;
- 3 - Estrutura da Laje;
- 4 - Diagonais;
- 5 - Parafusos de conexão;
- 6 - Laje solidária;
- 7 - Montantes - Cantoneiras à 45°.

Figura 3.4 - Sistema de piso utilizando vigas treliçadas (joists) e laje de concreto (Adaptação Samuelson) [55]

3.3. Modelo Estrutural Analisado

As vigas treliçadas (joists) apresentam nos seus modelos industriais nomenclaturas próprias. No caso estudado, (exemplo 5.1 – AISC, capítulo V) [8], utilizar-se-á o modelo de vigas treliçadas (joists) designado 30K8. Na descrição 30K8, a letra K, refere-se à série das vigas treliçadas (joists) utilizadas, podendo ser (K, KCS, LH, VS ou I), o valor 30 (0,762 m) é a altura das vigas treliçadas (joists), em polegadas, não podendo este valor exceder a 24 vezes o valor do vão. Por último, o número 8 representa a quantidade de partes em que está dividida a região das vigas treliçadas (joists).

O exemplo descrito na Figura 3.5 apresenta as vigas treliçadas (joists) designadas 30K8, para um vão de 14 metros, a carga especificada por metro é de 24,7 N/m. A metodologia de análise desenvolvida no decorrer do trabalho está baseada no estudo das respostas dinâmicas deste tipo de estrutura em termos das frequências naturais e formas

modais. As frequências naturais serão obtidas através dos critérios de projeto do guia AISC [8] e também modelados numericamente, através do programa Ansys [8].

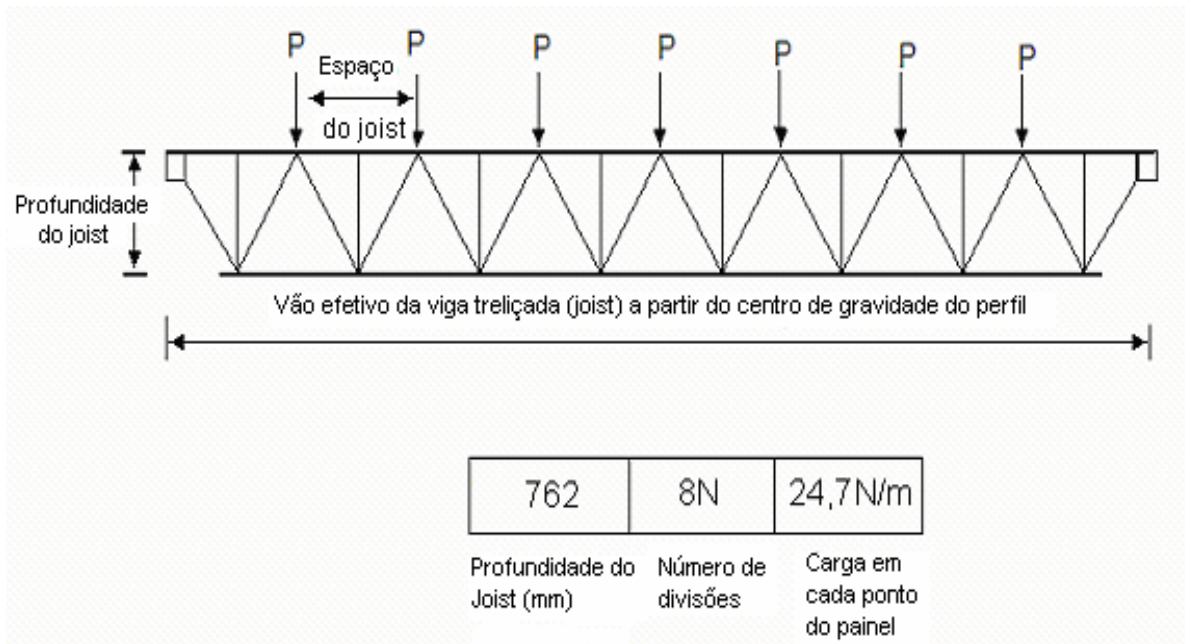


Figura 3.5 - Esquema para dimensionamento das vigas treçadas (joists) [56]

No exemplo descrito pelo AISC [8], não são apresentadas de forma clara todas as características físicas do modelo e a lista de materiais que compõem as vigas treçadas (joists), ou fabricante dos mesmos para que fosse possível identificar todas as suas características. Ainda que padronizados em termos de carga e dimensões, um mesmo tipo das vigas treçadas (joists) pode ter diferentes espessuras e seções de perfis em sua geometria.

O modelo físico a ser elaborado deve ser semelhante ao do exemplo do AISC [3], no que diz respeito ao tipo de perfil, peso próprio e características dinâmicas principais (modos de vibração e frequências naturais). Para isto, como ponto de partida foi usado um procedimento de cálculo baseado numa análise numérica, utilizando a ferramenta ANSYS [4] e em uma série de tentativas, tendo como base a área dos perfis que compõem os banzos inferiores e superiores e o valor da frequência fundamental.

O sistema de piso estudado, Figura 3.6, consiste de uma laje de concreto solidária com vigas metálicas treçadas (joist) ao longo do vão de 14 metros, apoiados em paredes de alvenaria. O peso estimado para o sistema é de 3,6 kPa, incluindo 0,6 kPa devido ao peso de pessoas jantando ou dançando.

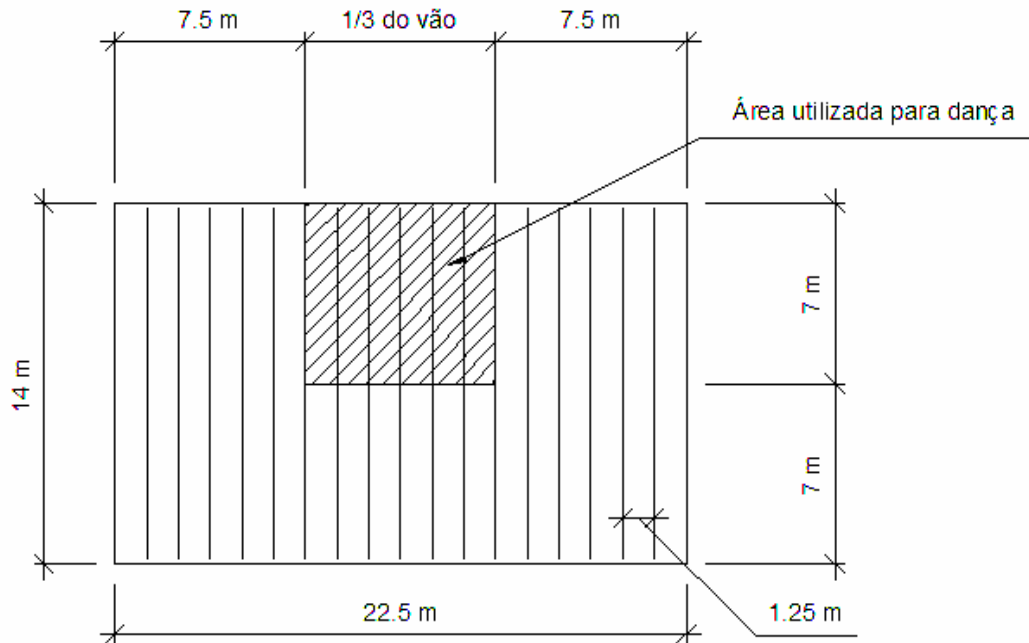


Figura 3.6 - Esquema do exemplo 5.1 - AISC [8].

No projeto da estrutura foram utilizadas vigas treliçadas (joists) padronizadas do tipo 30K8, conforme anteriormente especificado baseando-se na bibliografia de referência [8], onde o vão de quatorze metros foi dividido em oito partes, e a profundidade das vigas treliçadas (joists) foi de 0.762 m, como mostra no detalhe apresentado na Figura 3.7.

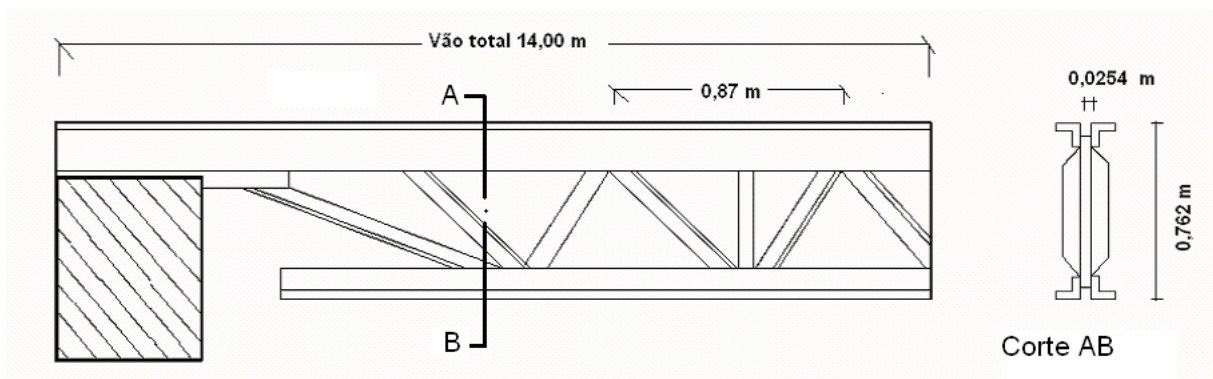


Figura 3.7 - Esquema do dimensionamento das vigas treliçadas (joists) 30K8 [67]

O vão de projeto, por exemplo, tem descontado do seu valor nominal a distância relativa às bases de apoio:

$$\text{Vão de projeto} = \text{Vão total} - \text{Distância mínima dos apoios} = 13976$$

Vão total= 14000 mm;

Distância mínima dos apoios= 204 mm,

totalizando para cada espaçamento das vigas treliçadas (joists) o valor de 1724,5 mm. Ainda considera-se que uma barra utilizada como montante que aparece intercalando o treliçamento, conforme mostra a Figura 3.8, de forma que o comprimento destravado dos banzos seja de 0,87 m.

A vista superior da estrutura pode ser vista na Figura 3.8, onde o conceito construtivo é apresentado. Na Figura 3.8 pode ser vista a estrutura principal em vigas treliçadas (joists) e uma forma metálica que irá conter o capeamento de concreto. Em todo o detalhamento da estrutura adotar-se-ão os valores padronizados, como se a estrutura fosse um modelo tipicamente ofertado no mercado da construção civil, sendo assim serão seguidas as recomendações de projeto do (SJI) [56].

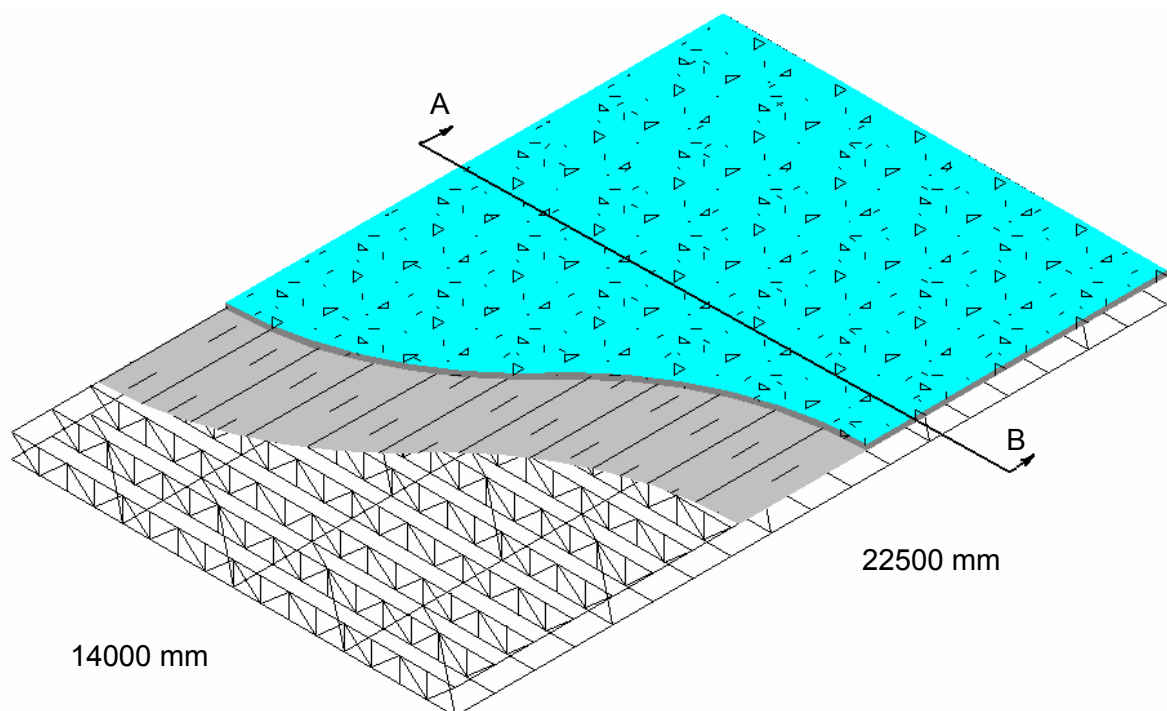
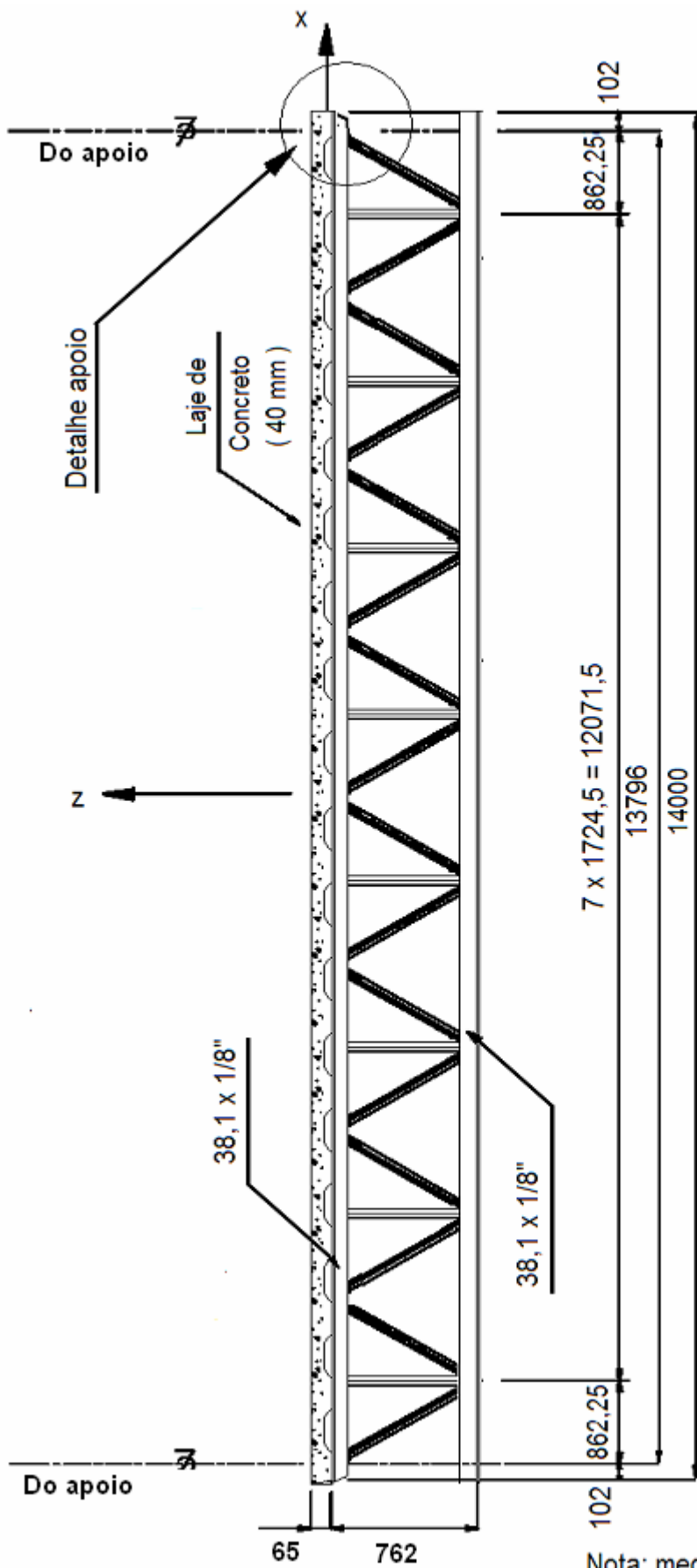


Figura 3.8 - Vista superior isométrica do sistema de piso, adaptado do Ansys [42]

O detalhe do apoio mostrado em destaque na Figura 3.9 e que foi ampliado na Figura 3.10, constitui um item de muita importância para o modelo, pois este dá rigidez ao mesmo na região próxima aos apoios e garante uma transferência equilibrada da carga nos apoios.

Trata-se de um arranjo, utilizando quatro cantoneiras, sendo estas por sua vez, soldadas de topo, sobrepostas nas almas ou unidas através de uma placa de *gouset*, podendo também apresentar configurações diferenciadas.



Nota: medida em milímetros.

Figura 3.9 - Corte AB – vide Figura 3.8



Figura 3.10 - Detalhe do apoio - vide Figura 3.8 [58]

De forma geral, conforme já apresentados na **Figura 3.9**, estes detalhes devem apresentar espaçamentos mínimos de (1/2"), 0,102 m. A vista apresentada na Figura 3.11, mostra esta ligação.

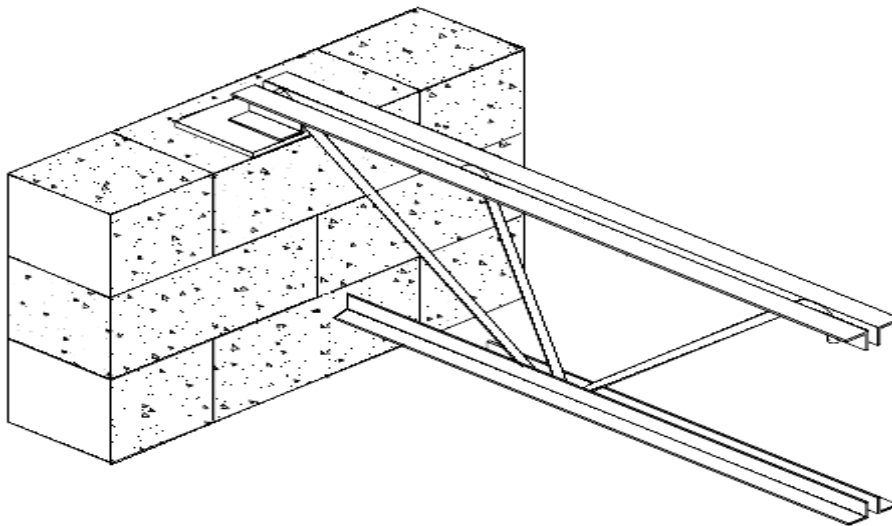


Figura 3.11 - Vista em perspectiva do apoio e alma em barras redondas [58]

3.3.1.Características dos Materiais Empregados

3.3.1.1. Aço

Os projetos das vigas treliçadas (joists) de aço de seção aberta usam cantoneiras muito esbeltas, conseqüentemente, reconhecer modalidades de ruptura ou flambagem dos banzos superiores torna-se importante. Há três eixos possíveis em torno do qual uma cantoneira pode flambar, como pode ser visto na Figura 3.12.

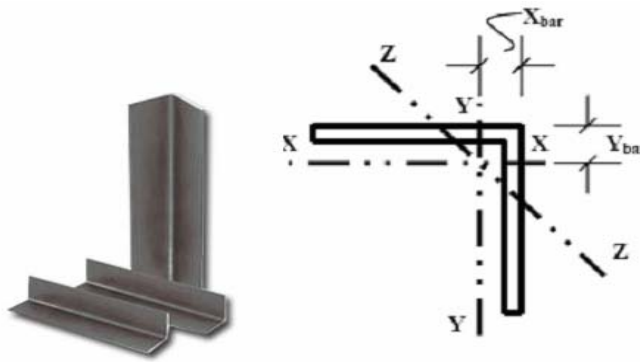


Figura 3.12 - Seção das cantoneiras utilizadas nos banzos das vigas treliçadas (joists) [59]

O aço utilizado nas vigas treliçadas (joists) atende às especificações da norma ASTM A572 [63], referente a aços de alta resistência e baixa liga. O limite de escoamento usado como base para as tensões admissíveis no cálculo das vigas treliçadas (joists) foi de 345 MPa e o limite de resistência de 450 MPa. Já o módulo de elasticidade adotado foi de 200.000 MPa e a densidade média do aço de 7860kg/m³.

Na Tabela 3.1 e Tabela 3.2 são apresentadas as características principais das barras circulares e perfis L, respectivamente, utilizados na confecção dos montantes e das diagonais que compõem a alma das vigas treliçadas (joists). Estes perfis podem aparecer combinados formando um modelo misto ou formando modelos com suas almas (diagonais e montantes) compostos unicamente por barras circulares ou unicamente com perfis L.

Tabela 3.1 - Barras circulares utilizadas nos modelos [70]

	d		A	Peso
	Polegada	m	m ² .10 ⁻⁴	kg/m
	1/2	0,0127	1,27	0,99

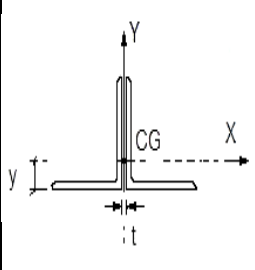
Tabela 3.2 - Cantoneiras simples utilizadas nos modelos [70]

	b _f		Peso	Área	t _f		I _x = I _y	r _x = r _y		r _{zmin}	x
	Pol	10 ⁻² m	kg/m	10 ⁻⁴ m	Pol	10 ⁻² m	10 ⁻⁴ m ⁴	10 ⁻² m			
	1/2	1,27	0,55	0,7	1/8	0,317	0,10	0,11	0,37	0,25	0,43

Na Tabela 3.3 são apresentadas as características principais dos perfis L, utilizados nos banzos inferiores e superiores, respectivamente. Nota-se que se trata de perfis L simétricos

(cantoneiras) opostos pela alma, constituindo um único perfil de características geométricas próprias.

Tabela 3.3 - Cantoneiras duplas utilizadas nos modelos [70]

	bf		P	A	t _f		Eixo x-x				t
	Pol	10 ⁻² m	Kg/m	10 ⁻⁴ m	Pol	10 ⁻² m	I _y	W _y	r _y	y	
							10 ⁻⁸ m ⁴	10 ⁻⁶ m ³	10 ⁻² m		
	1½"	3,81	3,66	4,64	1/8"	0,32	6,49	2,36	1,17	1,07	2,08
	2"	5,08	4,92	6,20	1/8"	0,32	15,82	4,26	1,60	1,40	2,59

3.3.1.2. Características Mecânicas do Concreto

O concreto utilizado no sistema tem a densidade de 1850 Kg/cm³, resistência à compressão de 30 MPa e o módulo de Elasticidade é de 16000 MPa. No entanto, ao ser considerado como resistente, somente o concreto acima da plataforma de aço (*deck*), o valor utilizado do módulo de elasticidade deverá ser o módulo de elasticidade dinâmico, para o qual deverá ser realizado o cálculo do momento de inércia transformado.

Este módulo de elasticidade dinâmico será obtido majorando seu valor através de fator igual a 1,35 [8]. A Figura 3.13 mostra a seção transversal vigas treliçadas e o esquema da espessura da laje e da forma metálica estas espessuras são detalhadas no esquema da Figura 3.14.

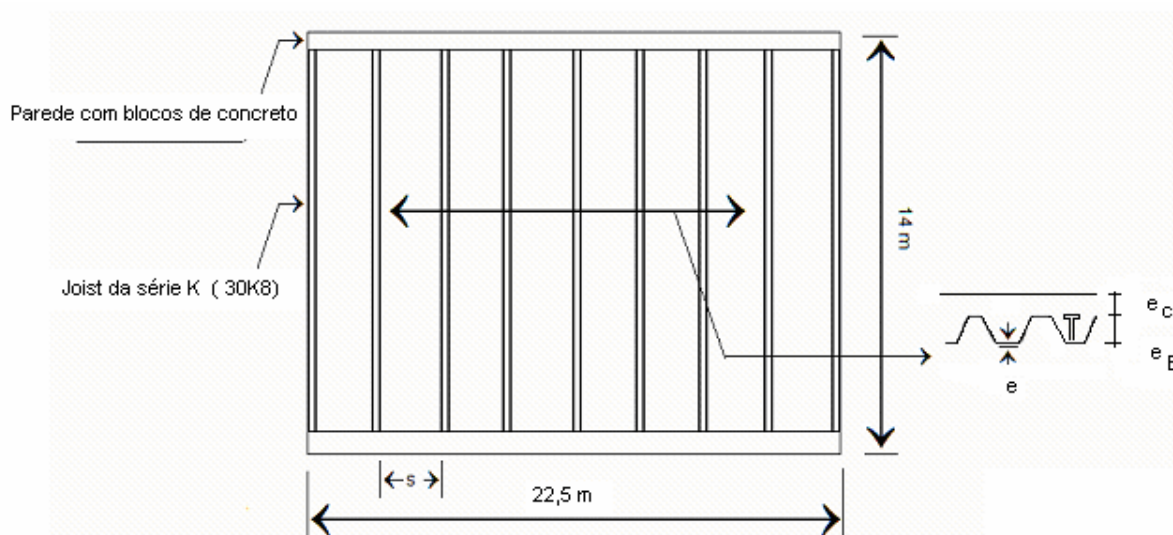


Figura 3.13 - Seção transversal das vigas treliçadas (joists)

Onde:

- e - Espessura da forma metálica que contém o concreto;
- e_c - Espessura de concreto acima da forma;
- e_E - Altura do engate metálico

A Figura 3.14 apresenta o detalhe das vigas treliçadas (joists) composto, onde a área de concreto efetiva tem espessura de 40 mm e os engates metálicos 25 mm, formando um elemento estrutural resistente aos esforços solicitados.

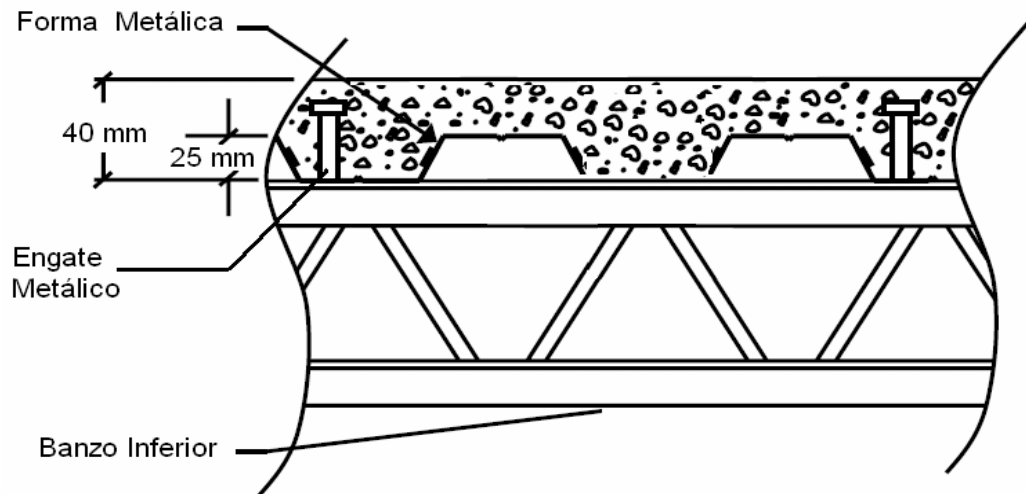


Figura 3.14 - Detalhe de uma viga treliçada (joist) [59]

3.3.2. Considerações para o projeto convencional de sistemas de pisos mistos

As barras comumente utilizadas na construção das vigas treliçadas (joists) se resumem em dois tipos: as cantoneiras de abas iguais e as barras circulares. Estes elementos compõem arranjos simples e conjugados de duas ou mais peças formando os banzos, apoios e montantes.

Os elementos horizontais são especificados pelo SJI [56], tendo como referência o seu raio de giração, onde os membros comprimidos deverão obedecer a uma relação de esbeltez menor que 300, já os elementos das diagonais tais como as barras de extremidade deverão ter diâmetro mínimo de 13 mm.

As especificações do SJI [56] seção 5.8-e, estabelecem que o espaçamento entre o *deck* metálico ao longo da corda superior não pode ser inferior a 914 mm, de modo a prover restrição suficiente a flambagem deste elemento. Este fato é mais comum no meio do vão onde as cargas são mais elevadas. Assim índices de esbeltez devem ser testados:

$$\frac{K_x L_x}{r_x}, \frac{K_y L_y}{r_y} \text{ ou } \frac{K_z L_z}{r_z} \quad (3.1)$$

Assim, um índice de esbeltez igual a 300 deve-se encontrar uma cantoneira cujo raio de giração seja $r = L/300$. Para as barras horizontais $L = 868,63$ mm e as cantoneiras deverão, portanto, ter raio de giração $868,63/300 \geq 2,874$ mm. Para as barras diagonais, o índice de esbeltez (L/r) não poderá ser maior que 200, onde $L = 1150,70$ mm. Logo, tem-se $L/r = 200$, ou seja $1150,70/200 \geq 5,75$ mm.

As vigas treliçadas (joists) estudadas neste trabalho são padronizadas e tabeladas. Os principais parâmetros utilizados como dados de entrada para estas tabelas são: o comprimento, a profundidade e carga por metro que se deseja que seja suportada pelas vigas treliçadas (joists), calculada previamente. A Figura 3.15 mostra o esquema de um modelo tradicional do joist 30 K8, cuja carga por metro é definida como sendo 19,6 kg.

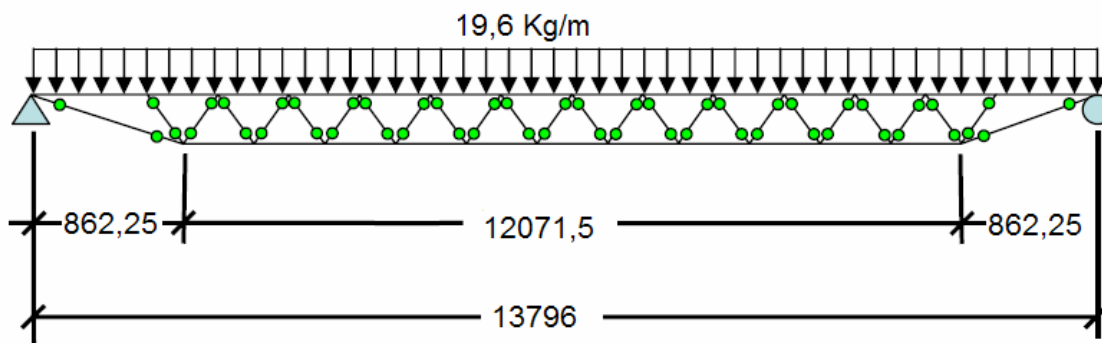


Figura 3.15 - Modelo tradicional de vigas treliçadas (joists)- 30k8 [59]

Muitas vezes por não se ter cargas bem definidas, ou um projeto estrutural específico para o sistema de vigas treliçadas (joists), alguns procedimentos empíricos são tomados como ponto de partida para a escolha das barras que compõem os banzos, diagonais, etc. Genericamente o SJI (*Steel Joist Institute*) [56], recomenda, não oficialmente, uma aproximação, tal como apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Orientações para largura de banzos em vigas treliçadas (joists) [B.2]

Tipo	Largura total do banzo superior (+/- 1 “).	
	Polegadas	m
10K1	4”	0,1016
20K5	4 ½”	0,1143
26K5	4 ½”	0,1143
30K8	5”	0,127

A Tabela 3.4 apresenta alguns tipos de vigas treliçadas (joists) para os quais se tem uma largura total de seu banzo superior, podendo estes valores apresentarem uma variação de 25,4 milímetros (uma polegada). Inicialmente esta informação poderá ser aplicada também à largura do banzo superior, sendo um ponto de partida para os cálculos.

As propriedades das seções das vigas treliçadas (joists) não são disponíveis e devem ser calculadas com base nos valores providos pela tabela de cargas da “SJI - *Standard Load Table* (SJI 2002)” [56]. O momento de inércia é um ponto de partida, pois pode ser calculado a partir da carga que gera uma deflexão vertical medida no centro do vão.

O procedimento para o cálculo do momento de inércia e da área da seção transversal foi obtido na “*Steel Joist Technical Digest 5* (Galambos 1988) [64], fazendo uso de suas tabelas que fornecem dados de entrada para a Equação 3.2, onde L é o comprimento efetivo calculado.

$$I_j = 2.6953.(w_{LL}).L^3.10^{-5} \quad (3.2)$$

O valor do vão L foi igual a 13,796 m. Como o valor do comprimento na tabela da SJI [56] é dado em pés, o valor do vão que está sendo estudado encontra-se entre os valores tabelados de 13716 e 14021 mm. Já o valor W_{LL} , é o valor apresentado em destaque na *Tabela de Dimensionamento da SJI*. [56]

Interpolando entre os valores apresentados na tabela (Anexo B -1), têm-se os valores do fator W_{LL} e da carga por metro baseado na tensão de escoamento, dado em kN/m, da mesma forma foram obtidos os valores da inércia de $1,769E^{-4}m^4$ e da massa das vigas treliçadas (joists) de 0,19 kN/m.

As grandes companhias americanas do ramo (Canam, Vulcraft, Hancock) [67], [68], [69], utilizam cantoneiras duplas opostas pelas almas nos banzos superiores para as vigas treliçadas (joists) das “Séries-K”, com larguras que variam de 1 1/4 ”(31,75 mm) a 2 1/2” (63,5 mm).

As vigas treliçadas (joists) 30K8 em análise, segundo informação do SJI [56], provavelmente utiliza cantoneiras de 2 x 2 x 3/16 “(50,4 mm) para uma corda superior e 1 1/2 x 1 1/2” (38,10 mm) para banzos inferiores na espessura de 7/64 “(2,78 mm).

A deformação devido ao peso próprio da viga pode ser calculada pela Equação (3.3), levando em consideração o fato de que a deformação máxima para as vigas deva obedecer ao limite recomendado de L/360. Reescrevendo a Equação (3.3) em termos da inércia, obtém-se a Equação (3.4)

$$\delta = \frac{5q}{384EI}L^4 \quad (3.3)$$

$$I_j = \frac{5qL^4}{384E\delta} \quad (3.4)$$

Substituindo em (3.3) o valor de $q = 2,50$ kN/m, o valor de $L = 14$ m e o valor de $E = 200000$ MPa, tem-se a deformação de $\delta_j = 3,88 \times 10^{-2}m$, podendo assim calcular o valor da Equação (3.4), $I_j = 162,07 \cdot 10^6 mm^4$.

Em seguida, a área da seção transversal das vigas treliçadas (joists) deve ser calculada, obtendo assim a área necessária para os banzos. Para obter esta área, primeiramente deve-se calcular o momento máximo a ser resistido pelas vigas treliçadas (joists), tendo como base o carregamento máximo apresentado nas tabelas padronizadas da carga última (ASD) da “SJI Standard Load Table (SJI 2002)” [56].

Tabela 3.5 - Tabelas para seleção das vigas treliçadas (joists) da série K [56]

Tabela de cargas por metro (kN/m) para as vigas treliçadas (joists) de seção aberta, Série K para $F_y = 345$ MPa.								
Designação das vigas treliçadas (joists)	28K6	28K7	28K8	28K9	28K10	28K12	30K7	30K8
Altura	711	711	711	711	711	711	762	762
Peso Próprio (kN/m)	17,0	17,6	18,9	19,3	21,3	25,5	18,3	19,6
Peso Próprio (Kg/m)	0,17	0,17	0,19	0,19	0,21	0,25	0,18	0,19
13716	3,06	3,41	3,77	4,11	4,87	5,67	3,66	4,05
	1,86	2,07	2,27	2,46	2,88	3,34	2,39	2,61
*13796								3,92
								2,50
14021	2,93	3,26	3,61	3,94	4,67	5,54	3,51	3,88
	1,75	1,94	2,13	2,30	2,88	3,19	2,23	2,45

*Dimensão das vigas treliçadas (joists) estudado descontando os valores do sistema de apoio conforme recomendação SJI [56].

Substituindo-se os valores de $q = 3,95$ kN/m e $L = 13,796$ m na Equação (3.5), pode-se calcular o momento máximo resultante das forças axiais que agem no banzo como apresenta a Figura 3.16.

$$M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8} \quad (3.5)$$

$$M_{\text{máx}} = 93,26 \text{ kNm} \quad (3.6)$$

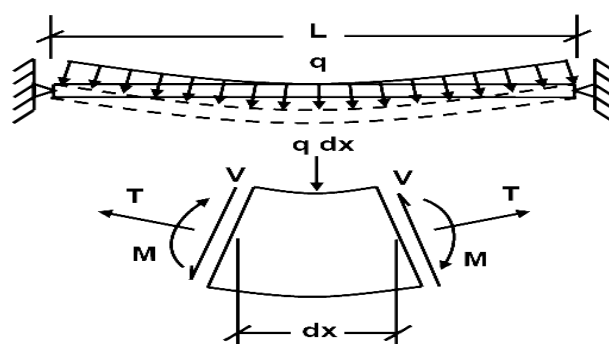


Figura 3.16 - Forças axiais que agem no banzo [59]

A partir daí pode-se calcular a área das cordas tendo como base o valor das tensões admissíveis nas cordas (banzos) e a redução do momento como um binário. A equação seguinte representa uma adaptação da equação utilizada por Galambos [64].

$$A_{\text{banzo}} = \frac{M_{\text{máx}}}{D_{\text{ef}}(0.6 f_y)} \quad (3.7)$$

Resolvendo a Equação (3.5) e assumindo que a profundidade efetiva das vigas treliçadas (joists) seja de (D_{ef}) 736.6 mm (29 in), onde do valor da profundidade das vigas treliçadas (joists) é descontado a diferença de uma polegada (25,4 mm), devido à região de conexão das barras, obtém-se um valor efetivo (D_{ef}). Da mesma forma, o valor \bar{y} corresponde ao centro de gravidade geométrico do conjunto, desconsiderando a participação da laje com uma tensão de escoamento $F_y = 345$ MPa. De posse destas informações, determina-se a área do banzo:

$$A_{\text{banzo}} = 0,612 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad (3.8)$$

Por simplicidade, o valor da área da corda superior é assumido como sendo o mesmo da corda inferior. Conseqüentemente, para determinar a área da seção transversal total das vigas treliçadas (joists), a corda inferior deve ser dobrada. A área total (A_{total}) vale duas vezes a área do banzo (A_{banzo}), sendo igual a 1224 mm², área estimada para um conjunto de cantoneiras de duas polegadas (50,4 mm) com espessura de 1/8" (4,876 mm).

Com os dados das vigas treliçadas (joists) calculados, os dados requeridos para a análise da vibração podem ser montados. Os seguintes dados são fornecidos como referência rápida para os cálculos que serão realizados posteriormente. As propriedades das vigas treliçadas (joists) -30K8 estão apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Tabelas para seleção das vigas treliçadas (joists) da série K [56]

Descrição das vigas treliçadas (joists)	\bar{y}	A_{Joist}	Peso próprio	Inércia	D_{ef}
30K8	$0,51 \times 10^3$ mm	1224 mm ²	0,19 kN/m	$176,93 \times 10^6$ mm ⁴	736 mm

A laje de concreto apresentada na Figura 3.17, detalhada como uma suposta seção transversal composta, tem o peso próprio igual a 1850 kg/m³, f_{ck} de 30 MPa, recobrimento de concreto (t_c) de 40 mm, espessura do recobrimento, incluindo a região de concreto existente, (t_{av}) igual a 52,5 mm, altura forma e dos engates metálicos (t_r) de 25mm e módulo de elasticidade (E_c) de 1600 MPa.

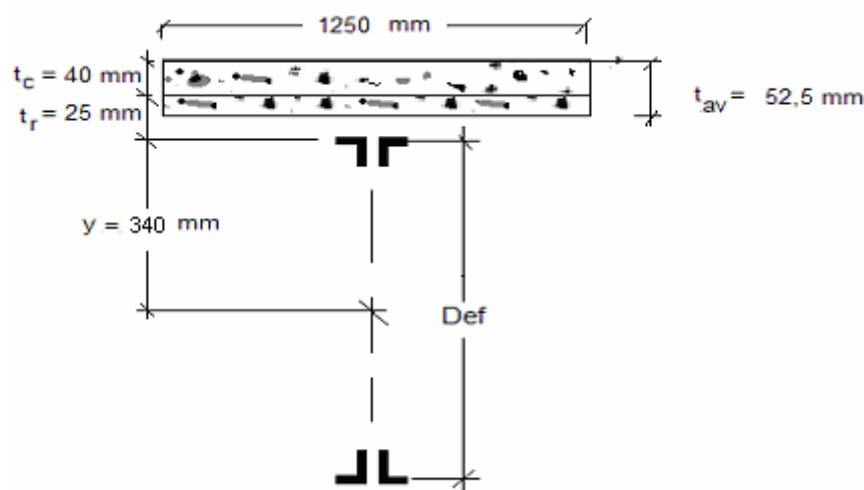


Figura 3.17 - Dimensões efetivas da laje de concreto

O peso e o carregamento do sistema causam um considerável atrito entre as vigas treliçadas (joists) e a plataforma de concreto. Este atrito faz com que o sistema aja solidariamente ao submeter-se à resposta da vibração. Por causa desta suposição, os dados seccionais transversais compostos devem ser calculados. A suposta seção transversal composta. Para simplificar os cálculos futuros será determinado o valor de n , através da Equação 3.9, fornecendo um valor de 9,26.

$$n = \frac{E_s}{1.35E_c} \quad (3.9)$$

A localização do centróide na seção mista foi computada a partir do topo da plataforma de concreto sendo este valor dado pela Equação 3.10, fornecendo um valor de 51,14 mm.

$$\bar{y} = \frac{A(t_r + y) - t_c \left(\frac{L_{\text{banzo}}}{n} \right) \left(\frac{t_c}{2} \right)}{A + t_c \left(\frac{L_{\text{banzo}}}{n} \right)}, \text{ onde:} \quad (3.10)$$

Onde:

A = Área total das vigas treliçadas (joists);

t_r = Altura dos grampos de contato;

\bar{y} = Centro de gravidade das vigas treliçadas (joists) isolado;

t_c = Espessura da laje;

L_{banzo} = Largura da laje de concreto considerada;

n = Fator modular para módulo de Elasticidade aço-concreto;

y = Centro de gravidade das vigas treliçadas (joists);
conhecida a localização do centróide, o momento de inércia da área composta pode ser calculado utilizando a Equação 3.11, obtendo um valor de $310,69 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$I_{\text{comp}} = I_{\text{corda}} + A(t_r + y_{\text{cordas}} - y_{\text{comp}})^2 + \frac{(\frac{L_{\text{banzo}}}{n})t_s^3}{12} + (\frac{L_{\text{banzo}}}{n})t_s(y_{\text{comp}} - \frac{t_s}{2})^2 \quad (3.11)$$

$$I_{\text{comp}} = 162,07 \times 10^6 + 1224(25 + 340 - 51,14)^2 + \frac{(\frac{1250}{9,26})(40)^3}{12} + (\frac{1250}{9,26})(40)(51,14 - \frac{40}{2})^2$$

O momento efetivo para vibração é então calculado utilizando a Equação 3.14 (Allen 1997) [11], sendo antes, necessário o cálculo de alguns parâmetros (C_t e γ), Equação 3.12 e Equação 3.13, obtendo respectivamente os valores 0,85 e 0,172. Finalmente o momento efetivo de inércia é calculado fornecendo um valor $233,65 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$C_t = 0,721 + 0,00725 \left(\frac{L_j}{D} \right) \quad (3.12)$$

$$\gamma = \frac{1}{(C_t)} - 1 \quad (3.13)$$

$$I_{\text{ef}} = \frac{1}{\left(\frac{\gamma}{I_j} + \frac{1}{I_{\text{comp}}} \right)} = \frac{1}{\frac{0,172}{162,07 \times 10^6} + \frac{1}{310,69 \times 10^6}} \quad (3.14)$$

A carga uniformemente distribuída para cada viga treliçada (joist) é computada pela Equação 3.15, resultando no valor de 5,25 kN/m.

$$Q_{\text{joist}} = L_{\text{banzo}} (\text{Peso}_{\text{Próprio}} + \text{peso}_{\text{devido ao uso}}) \quad (3.15)$$

O $\text{Peso}_{\text{próprio}}$ de 3,6 KPa corresponde ao peso efetivo do piso e 0,6 KPa é o peso devido ao uso, ou seja, das pessoas dançando e, ou jantando. Recalculando a deflexão vertical utilizando a Equação 3.16, para a viga treliçada (joist) modificada tem-se o valor de 54,62 mm.

$$\delta_j = \frac{5 Q_{\text{joist}} L_{\text{joist}}^4}{384 E_S I_{\text{ef}}} \quad (3.16)$$

Utilizando esta seqüência de cálculo, percebe-se que a estrutura apresenta grandes deformações e frequência natural com valor muito baixo. Supõe-se que devido a este fato, o exemplo 5.1 do AISC [8], recomenda que seja tomada a inércia efetiva para estas vigas treliçadas (joists) como sendo de 1100×10^6 Mpa. As razões para este procedimento não são apresentadas claramente.

Pode-se intuitivamente supor que, embora as vigas treliçadas (joists) não estejam apoiadas em “*girders*” vigas I’s ou sobre outras vigas treliçadas (joists) transversais, o efeito do concretamento destas vigas treliçadas (joists) às lajes produz um distinto acréscimo em sua rigidez que não pode ser computada isoladamente utilizando-se apenas as informações estruturais dos mesmos, mas considerando o valor da inércia efetiva calculada no exemplo 5.1 AISC [8], para o qual se tem o valor seguinte:

$$\delta_j = \frac{5 \times 5,25 (13898)^4}{384 \times 200000 \times 1100 \times 10^6} = 11,59 \text{ mm} \quad (3.17)$$

A frequência natural da estrutura calculada pela Equação 3.18 é igual a 5,23 Hz.

$$f_j = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\delta_j}} \quad (3.18)$$

Pode-se ainda calcular a frequência natural e o deslocamento vertical, utilizando como valor de inércia efetiva o valor calculado pela Equação 3.19 através das tabelas do SJI [56]. Assim, utiliza-se o parâmetro WLL igual a 2,51 kN/m (Tabela 3.2), obtendo a inércia de $1820 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$I_{\text{tabela}} = 2,6953 W_{LL} x L_{\text{joist}} x 10^5 \quad (3.19)$$

Com este valor recalcula-se o deslocamento vertical e a frequência natural utilizando as Equações 3.17 e 3.18, obtendo respectivamente os valores de 7 mm e 6,73 Hz.

Nota-se que os valores obtidos via tabela são coerentes com os valores obtidos ao se utilizar a inércia efetiva indicada pelo AISC [8]. No capítulo seguinte foram realizadas simulações numéricas com modelos configurados tais como os apresentados neste capítulo. Algumas conclusões simplificadas quanto à semelhança dos modelos puderam ser verificadas, uma vez que os valores de sua frequência natural e deslocamento no meio do vão são bastante aproximados.

3.4. Descrição dos Modelos

A descrição do modelo de referência apresentado no Guia AISC [8] não oferece informações completas, as informações do tipo de perfil utilizado, seções transversais, travamento lateral das vigas treliçadas (joists) e outros detalhes constitutivos são ocultados. Com o objetivo de alcançar um modelo que fosse mais similar ao apresentado no AISC [8] são sugeridos dez modelos estruturais de pisos, observando as considerações para o projeto convencional de sistemas de pisos apresentada no tópico 3.2.2.

Inicialmente foi introduzido o modelo inicial, neste modelo não existe o travamento lateral conforme mostra a Figura 3.18, sendo, portanto, apresentado separadamente dos demais modelos uma vez que nos desenvolvimentos posteriores este modelo não será avaliado.

Nos demais modelos, são variados os tipos de travamentos existentes entre as vigas treliçadas (joists) e os tipos de barras utilizadas na construção dos modelos. Os modelos de travamento utilizados podem ser separados em três tipos, a, Figura 3.19, Figura 3.20 e a Figura 3.21 apresentam estes modelos.

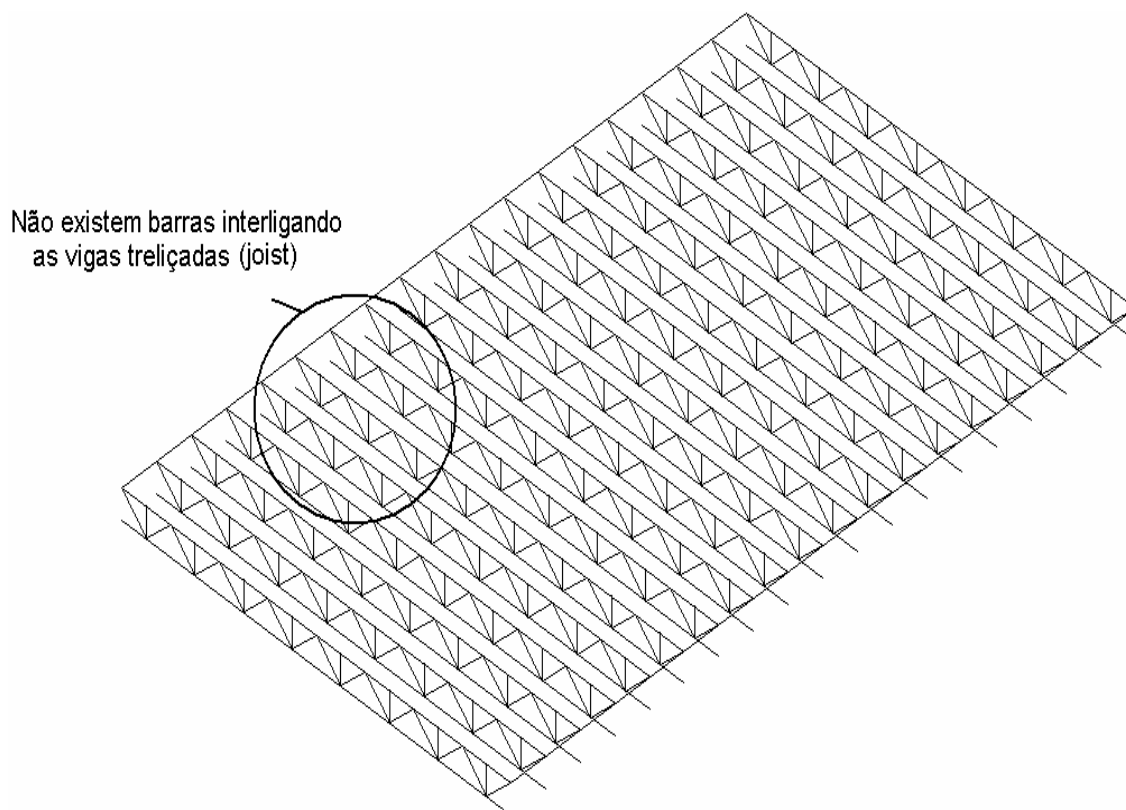


Figura 3.18 - Modelo inicial - Estrutura sem travamento lateral

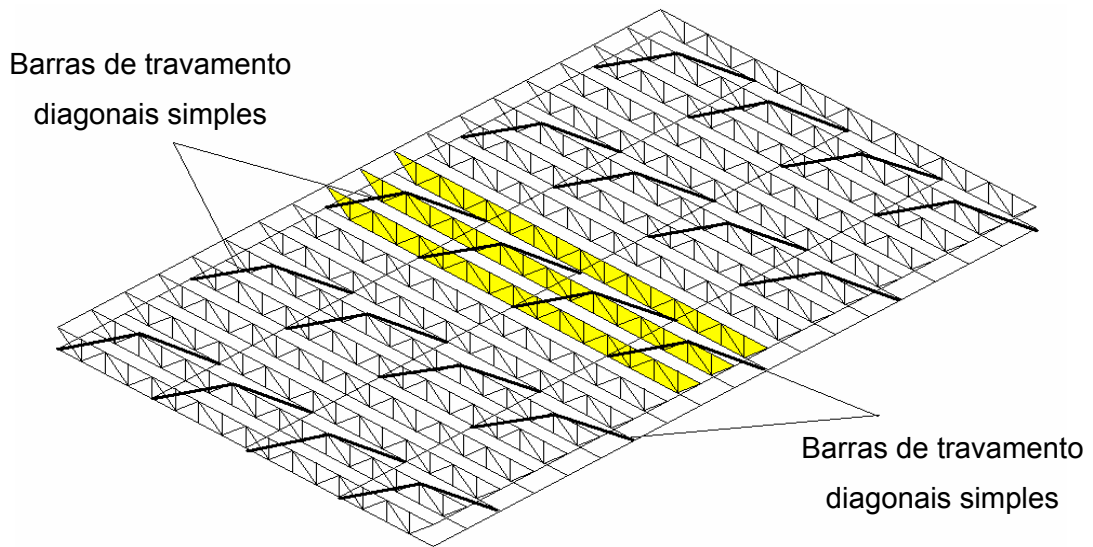


Figura 3.19 - Barras diagonais simples da malha de elementos finitos - modelos 2, 5 e 8, adaptação [42]

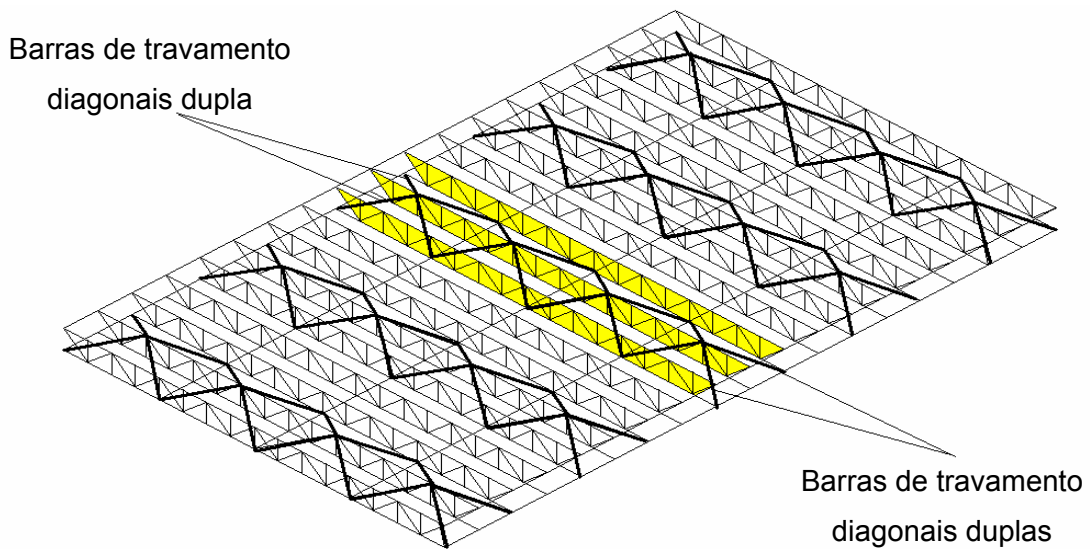


Figura 3.20 - Barras diagonais duplas da malha de elementos finitos - modelos 1, 4 e 7

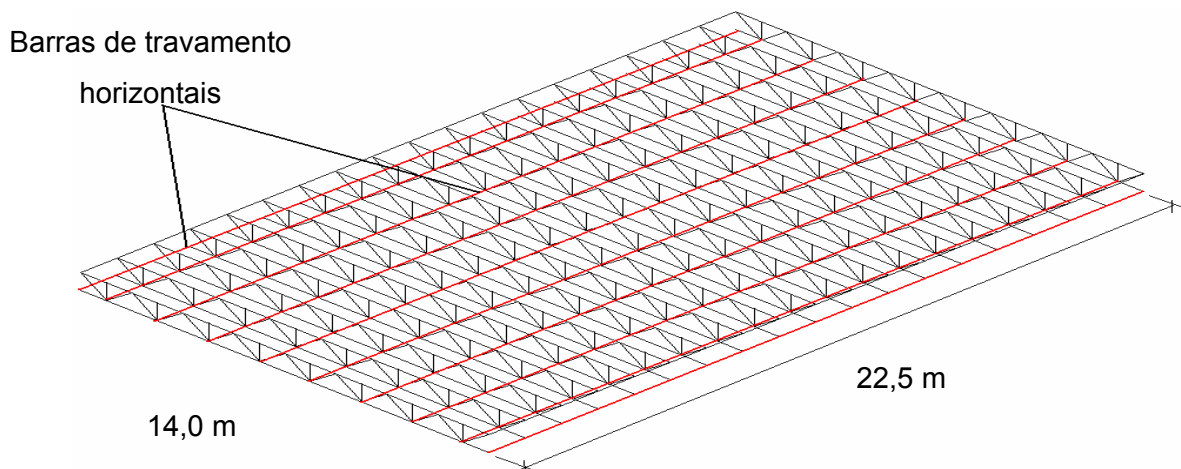


Figura 3.21 - Barras de travamento lateral de elementos finitos - modelos 3, 6 e 9, adaptação [42]

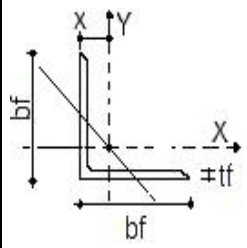
Na Figura 3.19, Figura 3.20, e na Figura 3.21 notam-se as diferenças existentes entre os modelos. No travamento diagonal simples (Figura 3.20), o primeiro ponto de ligação é o banzo inferior do primeiro das três vigas treliçadas (joists) consecutivos analisados.

O segundo ponto de ligação ocorre no banzo superior das vigas treliçadas (joists) e o terceiro ponto de ligação, no banzo inferior da terceira viga treliçada (joist). O trajeto percorrido por esta barra de travamento é feito pela diagonal, de forma a unir os alinhamentos de barras de travamento horizontal.

No modelo com travamento diagonal duplo (Figura 3.19), foi somado ao outro conjunto de barras diagonais, configurando um modelo estrutural mais rígido.

Na Figura 3.21 os travamentos são as linhas que unem as vigas treliçadas (joists) em paralelo, sendo confeccionadas em cantoneiras. As características destas cantoneiras podem ser vistas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Cantoneiras simples utilizadas nos modelos [70]

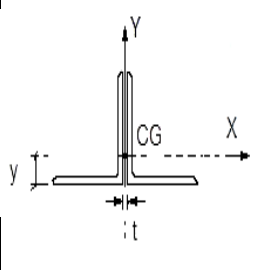
	b_f		Peso	Area	t_f		$I_x = I_y$	$r_x = r_y$		r_{zmin}	x
	Pol	$10^{-2}m$	kg/m	$10^{-4} m$	Pol	$10^{-2}m$	$10^{-4}m^4$	$10^{-2} m$			
1/2	1,27	0,55	0,7	1/8	0,317	0,10	0,11	0,37	0,25	0,43	

Outro tipo de variante nos modelos são os perfis utilizados na confecção das vigas treliçadas (joists), estes perfis estão apresentados nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3. As vigas treliçadas (joists) dos modelos elaborados podem ser separadas em três grupos distintos, configurando um total de nove modelos. O primeiro grupo composto é dos modelos 1, 2 e 3 que possuem todos os elementos das vigas treliçadas (joists) em barras do tipo cantoneira como mostrado na Figura 3.22-a. Os modelos 4, 5 e 6 possuem todas as barras internas compostas por barras circulares diferenciando do conjunto apresentado anteriormente por oferecer maior rigidez em suas ligações como mostra a Figura 3.22-b.

Os modelos 7, 8 e 9 têm a característica de serem mistos, apresentando perfis do tipo cantoneira e barra circular, ou seja, as barras dos montantes são confeccionadas em cantoneiras simples e nas diagonais são utilizadas barras circulares como mostra a Figura 3.22-c. Em todos os nove modelos, nas cordas superiores e inferiores, são utilizadas cantoneiras duplas, cujas características foram apresentadas na Tabela 3.3.

As cantoneiras simples são representadas pelo símbolo (L) e as barras circulares pelo símbolo (\emptyset). Nota-se que as cantoneiras aparecem na condição de montante são dispostas em um ângulo de 45° , Figura 3.7.

Tabela 3.8 - Cantoneiras duplas utilizadas nos modelos [70]

	bf		P	A	t _f		Eixo x-x				t
	Pol	10 ⁻² m	Kg/m	10 ⁻⁴ m	Pol	10 ⁻² m	I _y	W _y	r _y	y	
							10 ⁻⁸ m ⁴	10 ⁻⁶ m ³	10 ⁻² m		
	1½"	3,81	3,66	4,64	1/8"	0,32	6,49	2,36	1,17	1,07	2,08
	2"	5,08	4,92	6,20	1/8"	0,32	15,82	4,26	1,60	1,40	2,59

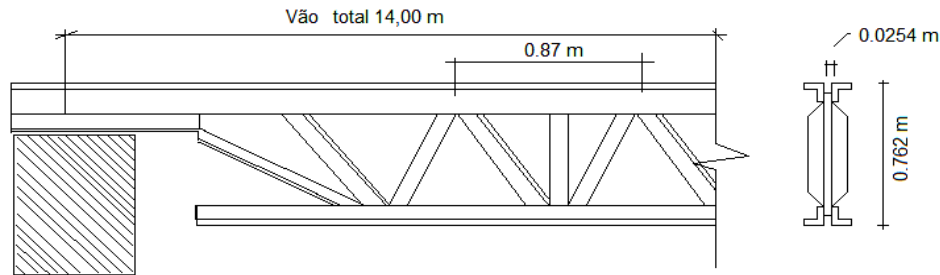


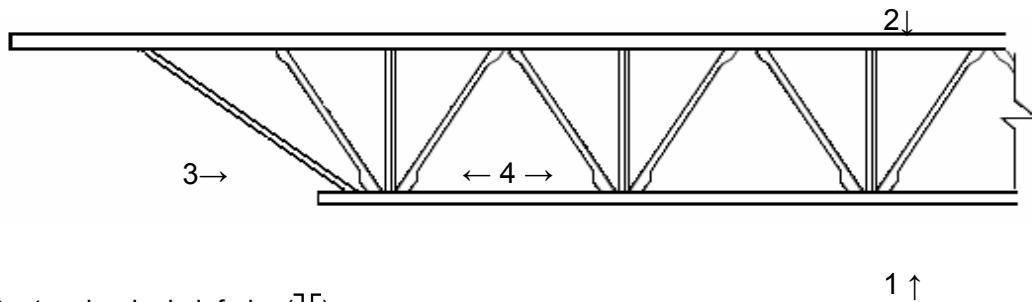
Figura 3.7 - Esquema do dimensionamento das vigas treliçadas (joists) 30K8, [56]

Finalmente, na Tabela 3.9 é apresentado um resumo dos nove modelos que serão estudados nos capítulos seguintes, nesta tabela os perfis utilizados na confecção dos modelos são apresentados nas colunas denominadas banzos inferiores, superiores, montantes e diagonais.

Tabela 3.9 - Resumo dos modelos

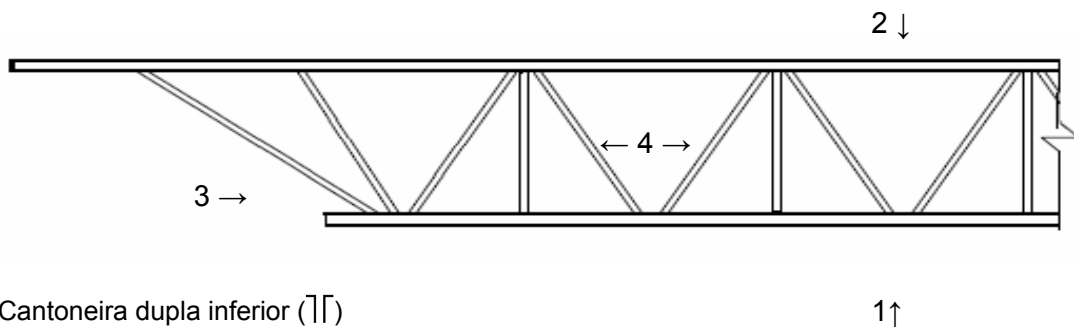
Vão	Tipos de barras que compõem os modelos				
(14m)	Banzos inferiores	Banzos superiores	Montantes	Diagonais	Tipo de Travamento
Modelo 1	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	L (½" x 1/8")	L (½" x 1/8")	Tipo 3
Modelo 2	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	L (½" x 1/8")	L (½" x 1/8")	Tipo 2
Modelo 3	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	L (½" x 1/8")	L (½" x 1/8")	Tipo 1
Modelo 4	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	Ø ½"	Ø ½"	Tipo 3
Modelo 5	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	Ø ½"	Ø ½"	Tipo 2
Modelo 6	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	Ø ½"	Ø ½"	Tipo 1
Modelo 7	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	Ø ½"	L (½" x 1/8")	Tipo 3
Modelo 8	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	Ø ½"	L (½" x 1/8")	Tipo 2
Modelo 9	┘┘2x(1 ½" x 1/8)	┘┘2x(2" x 1/8)	Ø ½"	L (½" x 1/8")	Tipo 1

O símbolo ($\downarrow\downarrow$) é utilizado para representar as cantoneiras duplas que compõem os banzos.



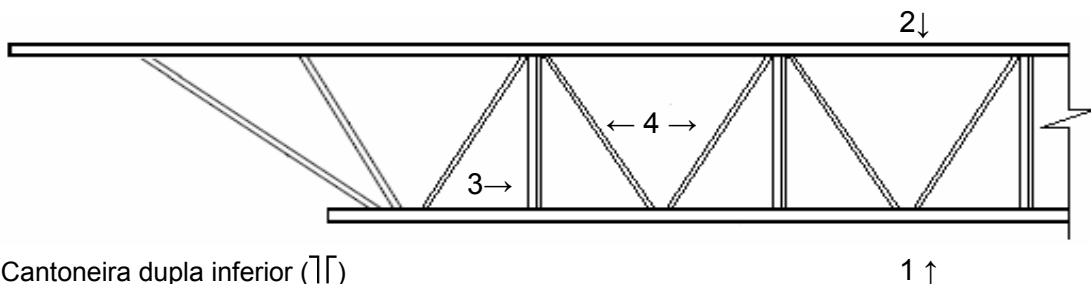
- 1 - Cantoneira dupla inferior ($\uparrow\uparrow$)
- 2 - Cantoneira dupla superior ($\downarrow\downarrow$)
- 3 - Barra circular externa ($\varnothing e$)
- 4 - Cantoneiras simples (\mathbf{L})

a) Modelos 1, 2 e 3 - Diagonais e montantes em cantoneiras simples



- 1 - Cantoneira dupla inferior ($\uparrow\uparrow$)
- 2 - Cantoneira dupla superior ($\downarrow\downarrow$)
- 3 - Barra circular externa ($\varnothing e$)
- 4 - Barra circular interna ($\varnothing i$)

b) Modelos 4, 5 e 6 - Montantes em cantoneiras e diagonais em barras circulares



- 1 - Cantoneira dupla inferior ($\uparrow\uparrow$)
- 2 - Cantoneira dupla superior ($\downarrow\downarrow$)
- 3 - Montante em cantoneira (\mathbf{L})
- 4 - Barra circular interna ($\varnothing i$)

c) Modelos 7, 8 e 9.- Montantes em cantoneiras simples e diagonais em barras circulares

Figura 3.22 - Barras utilizadas nos modelos[68]

4. Modelagem Computacional

4.1. Generalidades

Os modelos estudados neste trabalho foram baseados na geometria estrutural de um piso misto associado ao exemplo 5.1, do Steel Design Guide Series, Figura 4.1, desenvolvido pelo American Institute of Steel Construction (AISC), [8]. Neste capítulo serão descritos os modelos estruturais e de elementos finitos utilizados ao longo do trabalho.

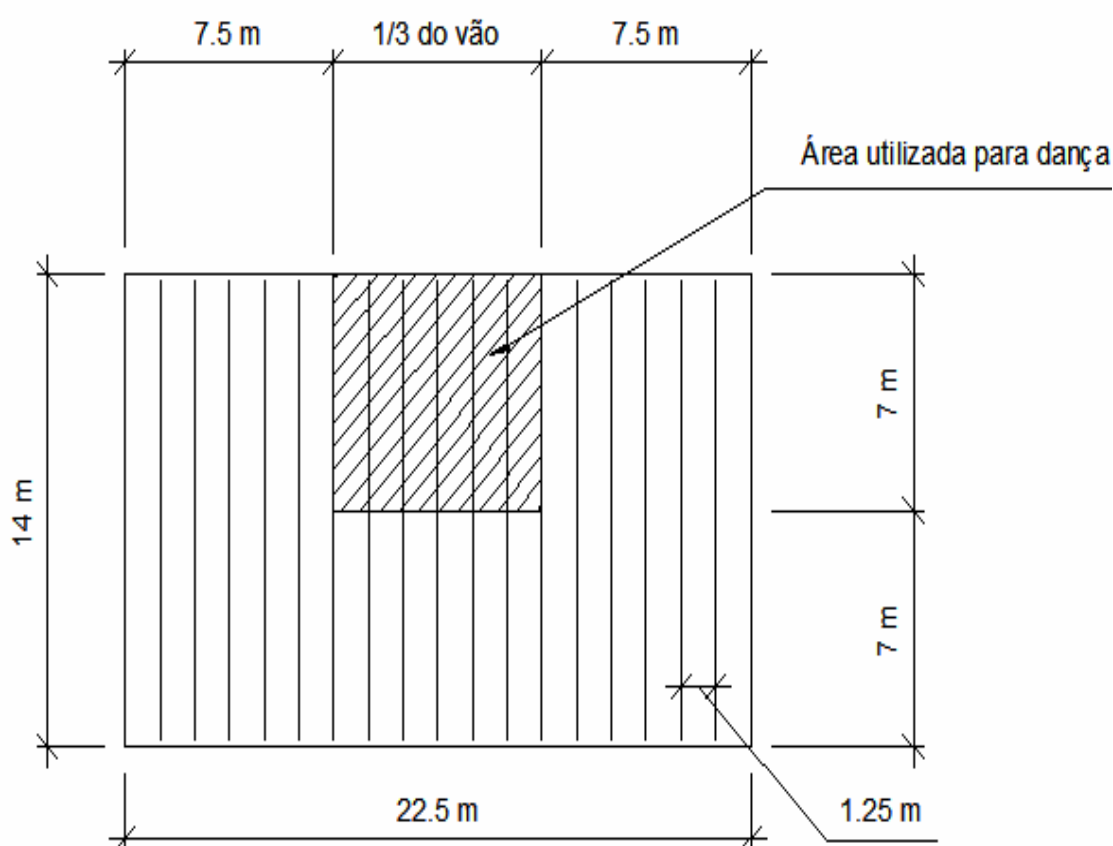


Figura 4.1 - Piso misto com área para restaurante e dança (hachurada) [8]

Neste modelo [8] a estrutura foi projetada utilizando vigas em aço do tipo vigas treliçadas (joists) com lajes em "steel deck". A estrutura foi apoiada sobre paredes de bloco de concreto para um vão de 14m, conforme mostra a Figura 4.1. As vigas em aço estão presas às formas "steel deck" por meio de conectores metálicos.

4.2. Definição dos Modelos Computacionais

4.2.1. Introdução

Para o desenvolvimento do modelo computacional dos pisos, foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional Ansys [42]. No presente estudo, as vigas foram simuladas por elementos finitos tridimensionais, que serão descritos neste capítulo.

A laje de concreto foi simulada utilizando elementos finitos de placa. O modelo computacional desenvolvido considerou que as seções permaneceriam planas no estado deformado.

A estratégia utilizada para o acoplamento dos elementos de placa e tridimensionais usou conexões rígidas do tipo **off-set**, de tal sorte que o conjunto apresentasse o comportamento de um sistema estrutural misto. O comando CPINTF, do Ansys [42], promove o acoplamento dos graus de liberdade dos nós coincidentes (dentro de uma tolerância), localizados em cada uma das interfaces.

Esta seção tem por objetivo apresentar o modelo numérico estabelecido a partir da estrutura real, descrita no capítulo três, avaliando a representatividade dos modelos concebidos, em comparação com o modelo padronizado pelo guia AISC [8], nas condições de uso estabelecidas.

Na modelagem das barras que compõem a viga a opção foi encontrada no elemento “BEAM44”, mostrado na Figura 4.2. A laje, constituindo uma placa solidária, foi modelada usando o elemento “SHELL63” mostrado na Figura 4.4.

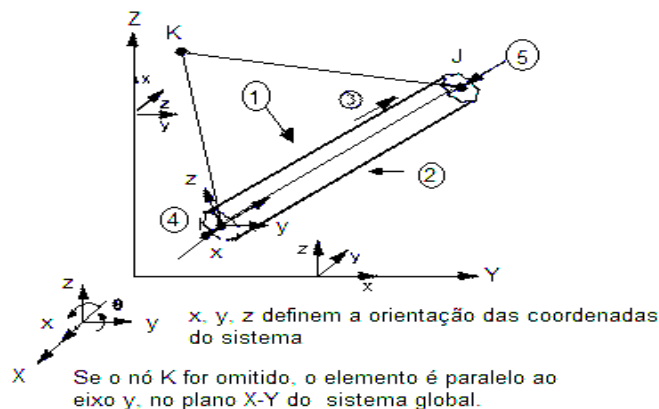


Figura 4.2 - Geometria do Elemento BEAM 44 [42]

O elemento foi definido por quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translação nas direções nodais x, y e z e rotação em torno dos eixos nodais x, y e z. Informações adicionais foram dadas nos tópicos seguintes.

4.2.2. Elemento de Viga Tridimensional

O elemento do tipo BEAM 44 expressa a capacidade de tensão, torção e flexão. O elemento possui seis graus de liberdade em cada nó: translações no x, y, e z e rotações, nodais em torno de x, y, em z. Este elemento permite uma geometria assimétrica diferente em cada extremidade e desse modo permitiu que os nós do fim pudessem ser deslocados da linha central "offset". A Figura 4.3 apresenta o elemento BEAM44 com a cotização das distâncias do elemento.

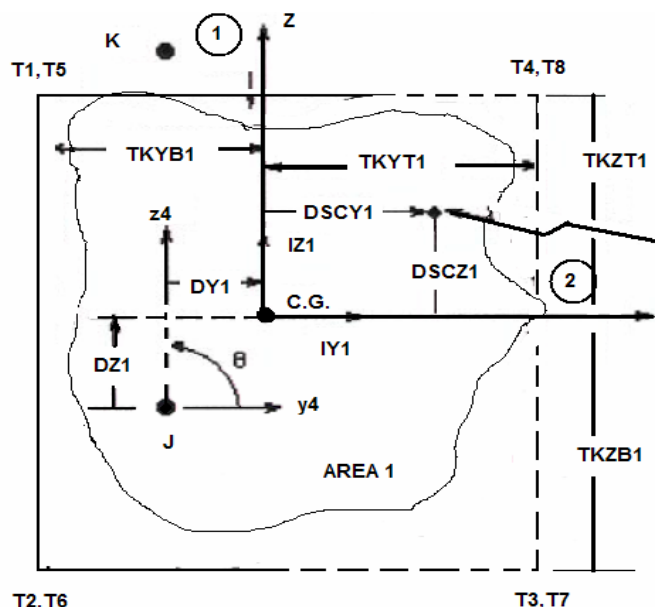


Figura 4.3 - Distâncias do Elemento BEAM 44 [42]

Se estas características não forem desejadas, o elemento também poderá comportar-se simetricamente, com uma configuração tal como a do BEAM4. Para materiais não-lineares, é aconselhado que sejam utilizados os elementos BEAM188 ou BEAM189 em vez do BEAM 44.

Na Figura 4.2 são mostradas as orientações do elemento BEAM44, para o caso em que o elemento estiver paralelo à linha z, no sistema de coordenada global (ou com dentro de uma inclinação de até 0.01 por cento dela). O eixo y do elemento está paralelo orientado ao eixo Y global (como mostrado).

Finalmente, as características apresentadas para este elemento garantem ao modelo o comportamento físico que mais se aproxima do modelo real, salvo as considerações de linearidade adotadas.

4.2.3. Elemento Finito de casca - SHELL 63

O elemento SHELL63, Figura 4.4, foi utilizado neste trabalho para modelar as superfícies planas das lajes e pôde atender a este fim devido às suas potencialidades de incorporar o

efeito de flexão e o efeito de membrana, sendo permitida, a atuação de cargas normais e paralelas ao plano do elemento.

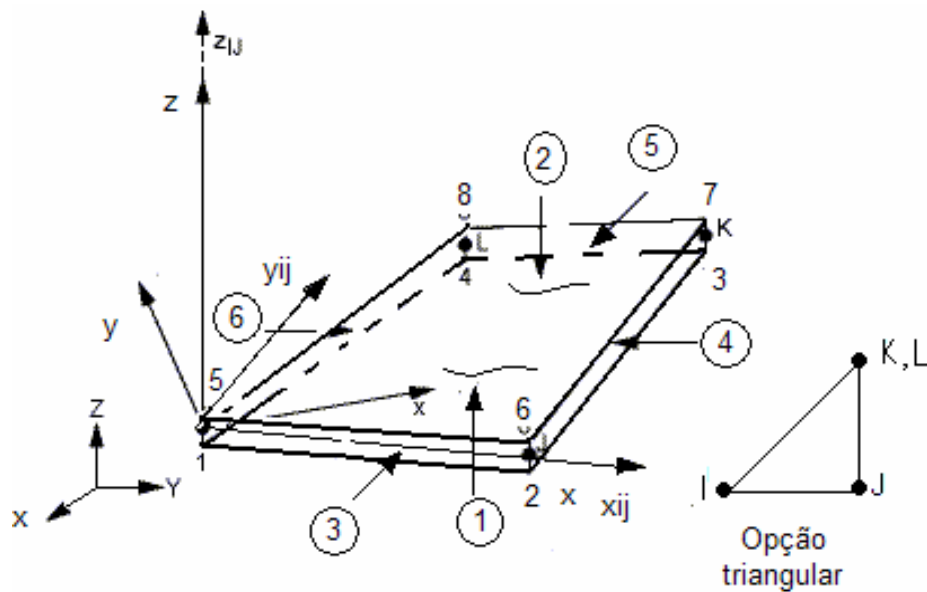


Figura 4.4 - Definição das Coordenadas do Elemento Shell 63 [42]

O elemento tem seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x , y , e z e as rotações nodais em torno dos eixos x , y e z . As características críticas do sistema que apresentam grande rigidez ou grandes deflexões podem ser simuladas se forem utilizados estes elementos.

Uma matriz de rigidez tangente consistente pode ser uma ferramenta muito útil quando for utilizado este elemento em estruturas caracterizadas pelo comportamento envolvendo análises com grandes deflexões (rotação finita).

A malha de elementos finitos pode ser gerada automaticamente pelo ANSYS [4] a partir das informações fornecidas sobre o tipo de elemento e sobre outros parâmetros que controlam o número de elementos utilizados na geração automática, tais como o tamanho máximo da borda do elemento, ou, o número máximo de divisões e condições de contorno.

Além de aplicar as condições de contorno, podem ser aplicadas também as condições de carregamento no contorno sobre um conjunto de nós contidos em uma dada linha. Atenção deve ser dada às chamadas "condições naturais", oriundas da formulação do problema variacional.

Estas condições não são impostas localmente, mas sim no contexto de várias variáveis e formulações integrais, levando os erros de aproximação que serão tanto menores quanto mais refinadas forem as malhas.

4.3. Malhas de Elementos Finitos

O modelo computacional, Figura 4.5, é composto por 1422 segmentos, sendo estes segmentos com comprimentos de 0,76, 0,86, 1,16, 1,25 e 2,28 metros, respectivamente.

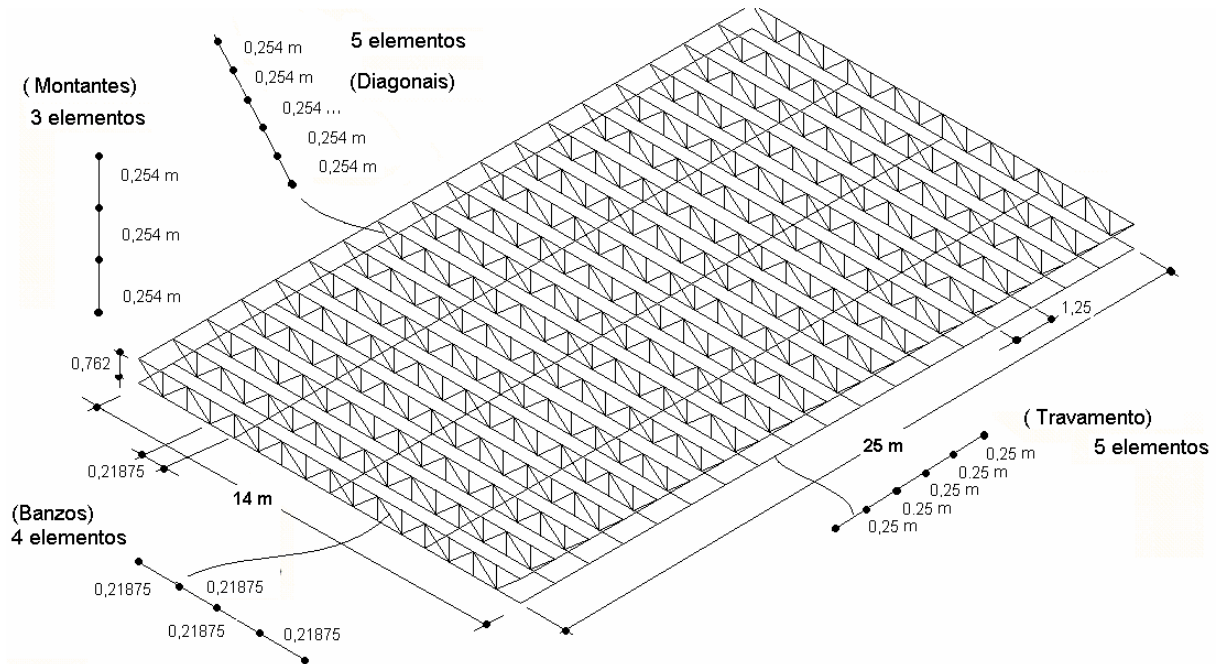


Figura 4.5 - Malha computacional gerada para o modelo - elementos de barra, adaptação Ansys [42]

As linhas do modelo computacional são modeladas como barras (*Beam 44*). As barras que compõem os banzos inferiores e superiores foram divididas em segmentos de 0,88 m, fazendo com que o banzo superior de 14,00 m tenha 16 barras e cada barra desta discretizada em quatro (4) elementos com 0,21875 m. Assim, cada viga treliçada (joist) tem trinta e duas barras de 0,875 m.

Foram projetadas quinze barras por vigas treliçadas (joists), para discretizar as barras utilizadas como montantes, cujo comprimento foi de 0,762 m. As estruturas treliçadas (joists) foram espaçadas de 0,87 m, em barras discretizados em três elementos de comprimento igual a 0,25 m, num total de 45 elementos por vigas treliçadas (joists).

As diagonais em número de dezesseis por vigas treliçadas (joists) têm comprimento de 1,16 m e foram divididas em cinco (5) elementos com 0,232 m, totalizando oitenta elementos por vigas treliçadas (joists).

Além dos elementos acima descritos, na Figura 4.5, pode ser observada as linhas que ligam os nós 365 – 331 – 297 e as linhas que ligam os nós 369 – 335 – 301. Estas linhas ligam os banzos inferiores das vigas treliçadas (joists), no sentido transversal a eles e foram chamadas de barras de travamento horizontal.

As linhas que ligam os nós 365 -317 – 301 e as linhas que ligam os nós 369 – 317 – 297 compõem o sistema de travamento diagonal simples, e quando estas barras surgem nas

A laje foi modelada com elementos de casca, sendo a área total da superfície dividida em dezoito áreas. Cada uma destas áreas foi dividida ao longo do comprimento em sessenta e quatro partes com dimensão de 0,22 x 0,25 m, ou seja, em trezentos e vinte elementos, de modo que os nós destes elementos de placa coincidissem com os nós dos elementos de barra.

O acoplamento entre os elementos de viga e os elementos de casca foi realizado utilizando o comando CPINTF, do Ansys [42], este comando promove o acoplamento dos graus de liberdade dos nós coincidentes (dentro de uma tolerância), localizados em cada uma das interfaces.

Foram utilizados trezentos e vinte pares de elementos por cada faixa de área, num total de cinco mil setecentos e sessenta elementos para cada modelo.

Finalmente, pode-se resumir na Tabela 4.1 a quantidade de elementos de barra utilizados nos modelos computacionais, separados por grupos de modelos que apresentam o mesmo tipo de estrutura de travamento.

O primeiro grupo, modelos 3, 6 e 9 possui apenas o travamento lateral, no segundo grupo, modelos 2, 5 e 8 são acrescentadas os elementos devido à presença das barras de travamento diagonal. No terceiro grupo, modelos 1, 4 e 7 são acrescentados os elementos devido à presença das barras de travamento diagonal duplo.

A quantidade de elementos devido aos banzos, montantes e diagonais da alma das vigas treliçadas (joists) são iguais em todos os modelos.

Tabela 4.1 - Elementos de barra utilizados na discretização da estrutura das vigas treliçadas (joists)

Modelos	Banzo superior	Banzo inferior	Montante	Diagonal	Travamento			Totais
					Horizontal	Diagonal simples	Diagonal dupla	
3, 6 e 9	64	64	45	80	450	-	-	5257
2, 5 e 8	64	64	45	-	450	160	-	5417
1, 4 e 7	64	64	45	-	450	-	320	5577