

**PLATAFORMA DE ENSAIOS DINÂMICOS:
ESTUDOS PRELIMINARES, PROJETO E CONSTRUÇÃO**

JORGE ELIÉCER CAMPUZANO CARMONA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PLATAFORMA DE ENSAIOS DINÂMICOS:
ESTUDOS PRELIMINARES, PROJETO E CONSTRUÇÃO**

JORGE ELIÉCER CAMPUZANO CARMONA

ORIENTADORA: GRACIELA N. DOZ DE CARVALHO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: ED.M-008A/11
BRASÍLIA/DF: SETEMBRO-2011**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PLATAFORMA DE ENSAIOS DINÂMICOS:
ESTUDOS PRELIMINARES, PROJETO E CONSTRUÇÃO

JORGE ELIECER CAMPUZANO CARMONA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

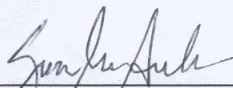
APROVADA POR:



Prof^a Graziela Nora, Doz de Carvalho, Dr. Ing. (UnB)
(Orientadora)



Prof^o Yoshiaki Nagato, D.Sc. (UnB)
(Examinador Interno)



Prof^a Suzana Moreira Avila, Dra.Sc (UnB-Gama)
(Examinadora Externa)

BRASÍLIA /DF, 9 DE SETEMBRO DE 2011.

FICHA CATALOGRÁFICA

CARMONA, JORGE ELIECER CAMPUZANO

Plataforma de ensaios dinâmicos: estudos preliminares, projeto e construção.

[Distrito Federal] 2011.

xxii, 142p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2011).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Ensaio dinâmico
2. Vibrações induzidas
3. Lajes
4. Frequência Natural

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARMONA, J. E. C. (2011). Plataforma de ensaios dinâmicos: estudos preliminares, projeto e construção. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-008A/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 142p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Jorge Eliécer Campuzano Carmona.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Plataforma de ensaios dinâmicos: estudos preliminares, projeto e construção.

GRAU / ANO: Mestre / 2011

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Jorge E. Campuzano C.

Jorge Eliécer Campuzano Carmona

CLN 413 Bloco C Apartamento 212 Asa Norte

CEP 7086-530 Brasília/DF, Brasil

Aos meus Pais Jesús Arturo e Martha Carolina

Aos meus irmãos José, Carlos e Ana

Ao desenvolvimento da pesquisa científica e ao bem da humanidade

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus que permitiu que este sonho fora uma realidade.

A meu pai Jesus Arturo e à minha mãe Martha Carolina, por que foram eles que me educaram e me formaram como ser humano.

A meus três irmãos que tem me dado todo tipo de apoio e ajuda na minha vida profissional.

A Diana, por sua grande companhia e apoio moral.

Às minhas orientadoras professora Graciela Nora Doz de Carvalho e professora Suzana Moreira Avila, pela ajuda, dedicação e pela orientação de meu trabalho de pesquisa.

Aos amigos e à família brasileira que contribuíram, direta ou indiretamente para a elaboração desta dissertação de mestrado.

À CAPES, pelo suporte financeiro.

RESUMO

PLATAFORMA DE ENSAIOS DINÂMICOS: ESTUDOS PRELIMINARES, PROJETO E CONSTRUÇÃO.

Autor: Jorge Eliécer Campuzano Carmona

Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho

Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Setembro de 2011.

Este trabalho trata do projeto e construção de uma plataforma para a realização de ensaios dinâmicos com pessoas em movimento sobre uma laje. Procurou-se inicialmente localizar projetos já executados de plataformas de ensaios dinâmicos e estudar os carregamentos produzidos por movimentos de pessoas em lajes e a resposta da estrutura a esses carregamentos. Foram estudados também os limites estabelecidos por diferentes normas para essas respostas dinâmicas, tendo em vista tanto o estado limite último como a estrutura em serviço porque o corpo humano é bastante sensível às vibrações estruturais. Passou-se a estudos paramétricos de várias configurações de lajes (diferentes vãos, espessuras e condições de apoio), buscando uma configuração que possuísse frequência natural próxima das frequências dos carregamentos humanos. A laje deveria ter dimensões apropriadas ao espaço físico disponível, frequência fundamental inferior a 5 Hz e flecha máxima instantânea compatível com as indicações da norma brasileira NBR6118:2003.

A estrutura adotada consiste de uma laje retangular maciça de concreto armado engastada em duas bordas opostas em vigas metálicas com conectores de cisalhamento tipo U. As outras duas bordas são livres. As vigas metálicas de apoio da laje, por sua vez, apóiam-se sobre 8 perfis metálicos (dois em cada canto da laje) que se apóiam dois a dois sobre colunas curtas de aço de perfil H. Perfis U de aço são soldados às quatro colunas, formando um quadro horizontal.

Foram realizadas análises numéricas da plataforma de ensaios dinâmicos em vibração livre e forçada para obter as frequências naturais e os modos de vibração correspondentes, considerando peso próprio da estrutura e carregamento que simula o peso das pessoas.

Obtida uma configuração de estrutura que cumprisse os requisitos estipulados, foi feito o dimensionamento da laje levando-se em conta as recomendações da norma brasileira NBR6118:2003. A etapa final do trabalho foi a construção da plataforma, começando pela

parte metálica e terminando com a concretagem da laje usando concreto bombeado. Apesar da cura cuidadosa do concreto, ocorreu fissuração devido à retração e a laje apresentou grande flecha imediata ao se proceder à desforma, o que não inviabilizará a realização dos ensaios dinâmicos previstos.

Palavras-chave: ensaios dinâmicos, frequência natural, lajes, vibrações induzidas

ABSTRACT

PLATFORM FOR DYNAMIC TESTS: PRELIMINARY STUDIES, DESIGN AND CONSTRUCTION.

Author: Jorge Eliécer Campuzano Carmona
Coordinator: Graciela Nora Doz de Carvalho
Program Graduate in Structures and Civil Construction
Brasilia, September 2011.

This work is about the design and construction of a platform for dynamic tests with people moving on a slab. Initially tried to find projects already implemented in platforms and dynamic tests and to study the loads produced by movements of people on slabs and structure's response to these loads. Were studied also the limits established by different standards for these dynamic responses, taking into account the ultimate limit state as the structure in service because the human body is very sensitive to structural vibrations. It was taken parametric studies of various configurations of slabs (different spans, thicknesses and conditions of support), looking a configuration that have natural frequency close to the frequencies of the human loads. The slab should have appropriate dimensions to the physical space available, fundamental frequency below 5 Hz and maximum deflection instant compatible with the indications of the Brazilian standard NBR6118: 2003.

The structure adopted consists of a solid rectangular slab reinforced concrete studded in two opposite edges of steel beams with shear connectors type U. The other two edges are free. The steel beams supporting the slab, in turn, rely on eight metal profiles (two in each corner of the slab) that rely on two to two short columns of steel profile H. Profiles U in steel are welded to four columns, forming a horizontal frame.

We performed numerical analysis of the dynamic test platform for free vibration and forced to obtain the natural frequencies and vibration modes corresponding, considering self-weight of the structure and load that simulates people's weight.

Obtain a configuration of structure that fulfilled the requirements stipulated, was made the design of the slab taking into account the recommendations of the Brazilian standard NBR6118: 2003. The final stage of work was the construction of the platform, starting it with

the metal part and ending with the concrete slab using concrete pumped. In spite of a careful curing of concrete, cracking occurred due to retraction and the slab showed a great immediate deformation, which does not prevent the realization of dynamic tests provided.

Keywords: dynamic tests, natural frequency, slabs, induced vibrations

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. JUSTIFICATIVA	2
1.2. OBJETIVO	3
1.3. ESCOPO DO TRABALHO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. CONCEITOS E GENERALIDADES.....	5
2.1.1. Estudos anteriores sobre plataformas de ensaios dinâmicos.....	5
2.2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA ATIVIDADE HUMANA.....	16
2.2.1. Carregamento dinâmico gerado pela atividade de caminhar e correr.	17
2.2.2. Carregamento dinâmico gerado pela atividade de pular	18
2.3. NORMAS DE REFERENCIA PARA AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM LAJES INDUZIDAS PELA ATIVIDADE DO CAMINHAR DE PESSOAS.	19
2.3.1. Norma Alemã DIN 4150.....	19
2.3.2. Norma Canadense CAN3-S16-M84.....	21
2.3.3. Norma ISO 2631.	24
2.3.4. Norma Brasileira NBR-6118/03.....	30
2.3.5. Guia prático do AISC e CISC- <i>floor vibrations due to human activity</i> Murray, Allen e Ungar (2003).....	30
2.3.6. Guia prático Eurocode 4.....	37
2.3.7. Guia de projeto para análise das vibrações em sistemas mistos proposto pela empresa de aço Arcelormittal, Feldmann <i>et al</i> (1996).....	38
3. METODOS SIMPLIFICADOS DE CALCULO DAS FREQUÊNCIAS FUNDAMENTAIS DE PISOS MISTOS.	40

3.1. FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS NORMAIS PARA UMA VIGA BI-APOIADA, ATRAVÉS DA SOLUÇÃO EXATA (PAZ, 1992).	40
3.2. FREQUÊNCIAS NATURAIS DE ESTRUTURAS MISTAS.....	41
3.2.1. Método da viga bi-apoiada com carregamento distribuído.	43
4. ANÁLISE NUMÉRICA.....	47
4.1. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS UTILIZADAS NESTE TRABALHO.	47
4.1.1. ANSYS (2007).	47
4.1.2. SAP2000 (2008).	49
4.2 PLATAFORMA INICIALMENTE PLANEJADA DE ENSAIOS DINÂMICOS.	51
4.2.1 Obtenção das frequências naturais da plataforma.	52
4.3. PLATAFORMA DE ENSAIOS DINAMICOS, FINALMENTE CONSTRUIDA NO LABORATORIO DE ESTRUTURAS.	59
4.3.1 Discretização da estrutura.	63
4.3.2 Considerações sobre os pesos específicos.....	65
4.3.3 Análise de vibração livre.....	66
4.3.4 Análise estática devido ao peso próprio.	72
4.3.5 Análises estática, transiente e harmônica.	75
5. ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DA PLATAFORMA DE ENSAIOS DINÂMICOS.	82
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	92
6.1. CONCLUSÕES.....	92
6.2. SUGESTÕES	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	95
ANEXO I.....	100
ANEXO II	124
ANEXO III.....	136

ANEXO IV 138

LISTA DE TABELAS

CAPITULO 2

Tabela 2-1. – Valores das freqüências naturais nas três direções x , y e z da plataforma de ensaios (Alves, 1997).	11
Tabela 2-2. – Intensidades de KB aceitável para edifícios (DIN 4150/2, 1990).	19
Tabela 2-3. – Indicação dos limites de percepção humana às vibrações verticais, pessoa em pé (Bachmann, 1995).	20
Tabela 2-4. – Faixas dos fatores de multiplicação usados em muitos países para magnitudes satisfatórias específicas de vibrações de edifícios com respeito à resposta humana (ISO 2631, 1985).	26
Tabela 2-5. – Freqüência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas (NBR 6118:2003).	30
Tabela 2-6. – Faixas de freqüência das atividades (Murray, Allen e Ungar, 2003).	31
Tabela 2-7 – Critérios de aceitação das vibrações ao longo de tempo (Murray, Allen e Ungar, 2003).	34

CAPITULO 4

Tabela 4-1. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa.	53
Tabela 4-2. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5 m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.	53
Tabela 4-3. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa.	54
Tabela 4-4. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.	54
Tabela 4-5. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 25 MPa.	54
Tabela 4-6. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 21 MPa.	55
Tabela 4-7. – Comparação das freqüências e flecha máxima para o modelo 13.	58

Tabela 4-8. – Quantidade de elementos e nós utilizados no modelo 38, desenvolvido com SHELL63 e BEAM4, bf = comprimento da mesa do perfil W 200 x 19,3.....	64
Tabela 4-9. – Peso específico dos materiais utilizados no modelo numérico da plataforma de ensaios dinâmicos.	65
Tabela 4-10. – Peso próprio aproximado da plataforma de ensaios dinâmicos.	65
Tabela 4-11. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa	66
Tabela 4-12.– Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.	66
Tabela 4-13. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa.	67
Tabela 4-14. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.	67
Tabela 4-15. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 25 MPa.	67
Tabela 4-16. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 21 MPa.	68
Tabela 4-17. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 4,9m, comprimento perfil 4,9m, resistência do concreto de 25 MPa.	68
Tabela 4-18. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 4,9m, comprimento perfil 4,9m, resistência do concreto de 21 MPa.	68
Tabela 4-19. – Frequências naturais e deslocamento estático máximo do modelo 38, com diferentes tamanhos da malha de elementos finitos, bf = comprimento da mesa do perfil W 200 x 19,3.	69
Tabela 4-20. – Comparação dos momentos do projeto de Borges (2011) e os calculados com análises estático e transiente.	76
Tabela 4-21. – Deslocamento, velocidade e aceleração na direção Z, para os nós analisados. 77	
Tabela 4-22. – Amplitude máxima dos 16 nós em análise harmônica.	80

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO 2

Figura 2-1. – Esquema de plataforma de testes de marcha (Rainer e Pernica, 1986).	5
Figura 2-2. – Vista isométrica da plataforma (Ebrahimpour e Sack, 1989).	6
Figura 2-3. – Esquema de plataforma de ensaios (Ebrahimpur e Sack, 1992).	7
Figura 2-4. – Esquema de plataforma de ensaios (Ebrahimpur <i>et al</i> , 1996).	8
Figura 2-5 – Vista isométrica da plataforma instrumentada (Ebrahimpour e Fitts, 1996).	9
Figura 2-6. – Esquema de plataforma de ensaios (Hanagan e Murray, 1997).	10
Figura 2-7. – Planta e corte da plataforma de ensaios (Alves, 1997).	12
Figura 2-8. – Esquema de plataforma de ensaios (Hong e Kwang, 2003).	12
Figura 2-9. – Esquema de plataforma de ensaios (Faisca, 2003).	14
Figura 2-10. – Esquema de plataforma de ensaios (Varela, 2004).	15
Figura 2-11. – Esquema de seção transversal da plataforma (Setra, 2006).	16
Figura 2-12. – Correlações entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr (Wheeler, 1982).	17
Figura 2-13. – Função de carga para pedestre para os movimentos de caminhar e correr (Wheeler, 1982).	18
Figura 2-14. – Critério do incômodo causado por vibrações de piso a ocupantes de residências, escolas e escritórios (CAN3-S16.1-M84, 1984).	22
Figura 2-15. – Direções do sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos (ISO 2631, 1985).	24
Figura 2-16. - Limites de decréscimo da eficiência por fadiga para vibração longitudinal (ISO 2631, 1985), ver Figura 2.15	25
Figura 2-17. – Limites de decréscimo da eficiência por fadiga para vibração transversal (ISO 2631 1985), ver Figura 2.15	26
Figura 2-18. – Curva básica de vibrações de edifícios para aceleração no eixo z , (ISO 2631, 1985).	28
Figura 2-19. – Curva básica de vibrações de edifícios para aceleração nos eixos x e y , (ISO 2631, 1985).	29

Figura 2-20. – Curva básica de vibrações de edifícios para acelerações em direção combinada (eixos x, y, z). Esta curva deve ser usada quando a direção dos ocupantes dos edifícios varia ou é desconhecida com respeito a maior vibração perturbadora (ISO 2631, 1985).....	29
Figura 2-21. – Pico de aceleração máximo devido a atividades humanas (ISO 2631-2 , 1989).	33
Figura 2-22. – Escala de Reiher-Meister de sensibilidade humana às vibrações modificada (Lenzen, 1996).....	35
Figura 2-23. – Dimensões e eixos de uma laje ortotrópica (Feldmann <i>et al</i> , 1996).....	38

CAPITULO 3

Figura 3-1. – Frequências naturais e modos de vibração de uma viga bi-apoiada (Chopra, 1995).....	41
Figura 3-2. – Viga bi-apoiada com carregamento distribuído (Rennó, 2002).....	44

CAPITULO 4

Figura 4-1. – Elemento sólido SOLID65, da Biblioteca (ANSYS, 2007).	47
Figura 4-2. – Elemento sólido SOLID45, da Biblioteca (ANSYS, 2007).	48
Figura 4-3. – Elemento elástico SHELL63 , da Biblioteca (ANSYS, 2007).	48
Figura 4-4. – Elemento elástico BEAM4 , da Biblioteca (ANSYS, 2007).	49
Figura 4-5. – Elemento SHELL, da Biblioteca (SAP2000, 2008).	50
Figura 4-6. – Elemento FRAME, da Biblioteca (SAP2000, 2008).	50
Figura 4-7. – Desenho esquemático da plataforma de ensaios dinâmicos, inicialmente estudada.	51
Figura 4-8. – Discretização em elementos finitos da plataforma inicialmente planejada, ANSYS (2007).	52
Figura 4-9. – Primeiro modo de vibração da plataforma, modelo 13, $f_1=3,732$ Hz.	55
Figura 4-10. – Segundo modo de vibração da plataforma, modelo 13, $f_2=6,645$ Hz.	56
Figura 4-11. – Terceiro modo de vibração da plataforma, modelo 13, $f_3=7,552$ Hz.	56
Figura 4-12. – Deslocamento máximo da plataforma, modelo 13, $\delta_{max}= 22,81$ mm.	57
Figura 4-13. – Discretização em elementos finitos da plataforma SAP2000 (2008).	57

Figura 4-14. – Configuração deformada da plataforma, modelo 13, $\delta_{\max} = 21.2$ mm, SAP2000 (2008)	58
Figura 4-15. – Desenho esquemático da plataforma de ensaios dinâmicos, montada no laboratório de estruturas.	60
Figura 4-16. – Medidas gerais de comprimento, largura e altura da plataforma de ensaios dinâmicos.....	60
Figura 4-17. – Detalhamento das medidas dos perfis, pilar e laje. Medidas em mm.	61
Figura 4-18. – Detalhamento de dimensões, da vista frontal da plataforma de ensaios dinâmicos. Medidas em mm.....	61
Figura 4-19. – Detalhamento de dimensões, da vista lateral da plataforma de ensaios dinâmicos. Medidas em mm.....	62
Figura 4-20. – Vista em planta da plataforma de ensaios dinâmicos e detalhamento da armadura da laje de concreto.....	62
Figura 4-21. – Discretização da plataforma mediante elementos finitos, ANSYS (2007).....	64
Figura 4-22. – Convergência da primeira frequência para o modelo 38.	69
Figura 4-23. – Modo de vibração referente à primeira frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_1 = 3,8324$ Hz.....	70
Figura 4-24. – Modo de vibração referente à segunda frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_2 = 5,8394$ Hz.....	71
Figura 4-25. – Modo de vibração referente à terceira frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_3 = 6,3249$ Hz.....	71
Figura 4-26. – Modo de vibração referente à oitava frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_8 = 7,692$ Hz.....	72
Figura 4-27. – Deslocamento máximo do modelo 38, $\delta_{\max} = 21,6$ mm.....	73
Figura 4-28. – Diagrama de momento fletor do modelo 38 na direção X, devido ao peso próprio, $M_{x(+)} = 11,448$ kN*m/m ; $M_{x(-)} = -0,923$ kN*m/m.....	73
Figura 4-29. – Diagrama de momento fletor do modelo 38 na direção Y, devido ao peso próprio, $M_{y(+)} = 2,638$ kN*m/m ; $M_{y(-)} = -1,667$ kN*m/m.....	74
Figura 4-30. – Diagrama de tensões do modelo 38, devido ao peso próprio, máximo 308 MPa, mínimo 140.7 Pa.....	74
Figura 4-31. – Distribuição e numeração dos nós onde foram fixadas as cargas.	75

Figura 4-32. – Evolução do deslocamento na direção vertical (eixo Z) no tempo. (nó 43866).	78
Figura 4-33. – Evolução da velocidade na direção vertical (eixo Z) no tempo (nó 43866).	78
Figura 4-34. – Evolução da aceleração na direção vertical (eixo Z) no tempo (nó 43866).	79
Figura 4-35. – Amplitude do nó 44014 em função da frequência, no eixo Z.....	81

CAPITULO 5

Figura 5-1. – União dos quatro pilares da plataforma de ensaios dinâmicos.	83
Figura 5-2. – União do quadro superior entre os perfis de aço tipo U de 4 polegadas, perfis tipo W 200x19,3 e conectores de cisalhamento tipo U.....	84
Figura 5-3. – Escoramento metálico da plataforma de ensaios dinâmicos.....	85
Figura 5-4. – Escoramento de madeira da plataforma de ensaios dinâmicos.....	85
Figura 5-5. – Armadura da plataforma de ensaios dinâmicos instalada.	86
Figura 5-6. – Pintura da estrutura da plataforma, para evitar corrosão no aço.....	87
Figura 5-7. – Concreto bombeado de f_{ck} 25 MPa.	88
Figura 5-8. – Laje da plataforma de ensaios dinâmicos finalmente concretada.	88
Figura 5-9. – Processo de cura na plataforma, com utilização de panos.....	89
Figura 5-10. – Processo de cura na plataforma, com utilização de plástico.....	90
Figura 5-11. – Plataforma de ensaios dinâmicos.....	90

LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction
CEB	Comite Euro-Internacional Du Beton
CISC	Canadian Institute of Steel Construction
E	Módulo de elasticidade ou Módulo de Young
E_s	Módulo de elasticidade do aço
I	Inércia da seção transversal
I_x	Momento de inércia em relação a flexão em torno do eixo X
I_y	Momento de inércia em relação a flexão em torno do eixo Y
I_t	Inércia da seção transformada
ISO	International Standards Organization
K	Matriz de rigidez
LVDT	Transdutores de deslocamento
FFT	Transformadas rápidas de Fourier
$F(t)$	Função de carregamento variando com o tempo
G	Peso do individuo 0,8kN
Hz	Hertz
K	Coefficiente de impacto
L	Comprimento da viga
M	Matriz de massa

N	Número total de harmônicos
P	Peso estático da pessoa
T_p	Período de passo
a_p	Aceleração do piso
f_n	Frequência natural do sistema estrutural
f_s	Razão de passo
f_s	Velocidade de avanço
g	Gravidade
kN	Kilo Newton
n	Consecutivo dos harmônicos de caminhar
sl	Comprimento de passo
t	Tempo
t_p	Tempo de contato
w	Carregamento uniforme mente distribuído por unidade de comprimento
w_p	Carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso
w_t	Carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes
α	Amplitude de Fourier ou Coeficiente de Fourier
β, ζ	Taxa de amortecimento modal
δ_j	Deslocamento máximo da viga secundaria
δ_g	Deslocamento máximo da viga principal
$\delta_{máx}$	Deslocamento máximo instantâneo

φ	Ângulo de fase relativo
$\Phi(x)$	Função de posição, modos de vibração
$\psi(x)$	Função de forma
ω_n	Ordem das frequências Naturais
Ω	Ohms
\bar{m}	Massa por unidade de comprimento

1. INTRODUÇÃO

Os avanços na engenharia civil e na ciência dos materiais resultaram no uso de materiais mais leves e métodos mais eficientes e rápidos de construir, obtendo-se assim, economia e otimização do desempenho da estrutura. Assim, tornou-se possível a construção de estruturas mais leves e com grandes vãos, suscetíveis a grandes vibrações. Por esse motivo muitas vezes é aconselhável uma análise das vibrações induzidas pelos ocupantes humanos em estruturas como escritórios, academias, passarelas para pedestres, escolas, estádios, entre outras e avaliar os níveis de vibração durante o uso (Notiacesco, 2008).

Esta tendência de construção de estruturas mais leves e com grandes vãos, tem como consequência a diminuição da frequência fundamental da estrutura, que fica mais próxima da faixa de frequências associadas às atividades humanas como andar, correr, saltar e dançar. Isso faz com que tais estruturas se tornem, portanto, susceptíveis a sofrer vibrações excessivas pelo simples caminhar de pessoas, ou por atividades rítmicas (Dos Santos, 2009).

Vibrações nas construções podem afetar as diferentes atividades de pessoas que utilizam essas estruturas, e essas alterações dependem das características de vibração e do contexto no qual as pessoas as percebem. Dentre os efeitos desagradáveis produzidos pelas baixas frequências nas construções sobre o corpo humano podem-se citar desconforto e interferência com a atividade, prejudicando a aquisição de dados como por exemplo com os olhos e a saída de informação mediante os movimentos das mãos e pés. Ocorrem ainda alterações das funções fisiológicas como, por exemplo, numa resposta de sobressalto, aumento da frequência cardíaca, alterações neuromusculares, alterações cardiovasculares, respiratórias, endócrinas e metabólicas, alterações sensorial e do sistema nervoso central; além dos efeitos anteriores podem citar-se efeitos a longo prazo como é o risco para a espinha dorsal.

As vibrações são definidas em termos de seu nível e conteúdo da frequência, e podem ocorrer simultaneamente em três direções e ingressar por vários pontos do corpo, na direção Z ao longo da espinha dorsal, na direção X ou Y na direção de mobilidade lateral do tronco, ao longo dos braços ou por meio do tórax na direção das costas ao peito, com diferentes durações, as quais podem causar desconforto e medo. Estas vibrações transitórias podem ser perceptíveis no corpo humano devido a três fatores: frequência, amplitude inicial e amortecimento.

1.1. JUSTIFICATIVA

Dentro os vários problemas ocorridos em estruturas submetidas a carregamentos produzidos por movimentos de pessoas, podem se citar: a passarela *Millennium Footbridge*, localizada em Londres, a qual foi interditada menos de uma hora depois de sua abertura devido à apresentação de fortes vibrações laterais; o desabamento da passarela na Carolina do Norte/EUA que foi produzido pela saída de uma multidão em um evento esportivo que deixou mais de 100 pessoas feridas; as passarelas suspensas do hotel *Hyatt Regency* em *Kansas City/EUA* nas quais um erro no dimensionamento das ligações e as vibrações observadas durante um campeonato de dança foram os fatores que contribuíram para o colapso da estrutura que causou a morte de 114 pessoas e ferimentos em outras 200; a ponte *Toda Park Bridge* no Japão, na qual os pedestres que a atravessaram logo depois de aberta provocaram fortes vibrações laterais com amplitudes até 10 mm e uma frequência de 0,9 Hz, apresentando-se desconforto e medo nos pedestres.

Thornton *et al.* (1990) *apud* Ritchey (2003), estudaram dois casos de edificações, um edifício utilizado como escola de segundo grau, e o outro como faculdade, ambos com grandes vãos e espaços, e contendo salas para realização de atividades físicas, as quais vibrações excessivas foram percebidas, causando desconforto aos usuários.

Webster e Vaicaitis (1992), *apud* Ritchey (2003), pesquisaram as fortes vibrações presentes em um sistema de laje mista de um edifício da cidade de *New York*, produzidas pelas pessoas que dançavam perto de um restaurante, causando desconforto aos ocupantes do restaurante durante o jantar. Estas vibrações produziam acelerações na laje de até 7m/s^2 e deslocamentos de 3,3 mm.

Batista e Varela (2002) constataram problemas de vibrações excessivas de pisos de edificações residenciais que causam desconforto aos usuários, mesmo quando se obedecem aos critérios de normas de projeto estrutural.

Devido ao surgimento deste tipo de problema e levando em consideração a inexistência de normas técnicas nacionais que definam esse tipo de carregamento, se faz necessário um estudo mais aprofundado de vibrações produzidas por pessoas (Alves,1997; Faisca 2003).

Portanto, para a elaboração de um modelo teórico para a análise, projeto e verificação de lajes de edifícios sob ação de cargas dinâmicas produzidas por pessoas, torna-se necessário que esse modelo seja validado por meio de correlações teórico-experimentais das respostas dinâmicas da estrutura. Essas correlações devem ser feitas para históricos de resposta no tempo, em termos de deslocamento e principalmente em termos de acelerações, já que esta grandeza em várias normas é a utilizada na avaliação dos níveis aceitáveis de vibração sob o enfoque do conforto dos usuários de certa edificação, (Varela, 2004).

É importante que o modelo de carregamento esteja respaldado por testes experimentais, de forma a representar as excitações dinâmicas humanas com mais realismo, levando-se em conta, inclusive, a defasagem existente entre as ações de cada indivíduo (Dos Santos, 2009).

1.2. OBJETIVO

Com base no exposto sobre os diferentes problemas apresentados em passarelas e em lajes de edificações devidos aos carregamentos dinâmicos produzidos por movimentos de pessoas o objetivo deste trabalho é projetar e construir uma plataforma de ensaios dinâmicos, que servirá no futuro para realização de programas experimentais nos quais serão estudados parâmetros que envolvem a definição dos carregamentos produzidos por pessoas em diferentes atividades como caminhar, saltar e dançar e a partir destes resultados obtidos fornecer subsídios para complementar a Norma Brasileira buscando o conforto e segurança das pessoas em construções que apresentem vibrações geradas de por atividades humanas.

1.3. ESCOPO DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de seis capítulos sendo este primeiro a introdução.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica, com o estado de arte sobre o assunto. Inicialmente mostram-se estudos realizados com plataformas de ensaios dinâmicos. A seguir enfoca-se a obtenção das frequências oriundas pelo carregamento gerado pelas pessoas em algumas atividades como caminhar, dançar e atividades aeróbicas, sendo atividades

individuais e em grupo, além de caracterizar os carregamentos de multidão. Neste capítulo encontra-se ainda uma revisão geral de algumas normas sobre vibrações produzidas pelo carregamento humano e os limites de percepção humana às vibrações verticais com relação a percentuais da aceleração da gravidade. Um resumo do desenvolvimento histórico do problema de vibrações induzidas por atividades humanas, tratados por diferentes autores, é apresentado.

No terceiro capítulo encontram-se os aspectos teóricos do problema com alguns métodos simplificados de cálculo das frequências fundamentais e modos de vibração de pisos mistos fornecidos pelos guias práticos do *AISC* e *CISC*, *EUROCODE* entre outros.

A análise numérica de vibrações livres dos modelos preliminares da plataforma de ensaios dinâmicos que foram calculados com diferentes programas de análise de métodos dos elementos finitos como ANSYS (2007) e SAP2000 (2008), é apresentada no capítulo 4.

Em um segundo momento é realizada uma análise das frequências naturais e dos modos de vibração, fornecidos pelo ANSYS (2007) para o modelo escolhido. Também se realiza uma análise em vibração forçada provocada por um grupo de 16 pessoas, realizando uma atividade típica de uma aula de ginástica como pular. Por fim uma análise estática para verificação de flecha da plataforma também é mostrada.

O quinto capítulo descreve a construção física da plataforma mostrando através de fotografias todas as etapas envolvidas.

No sexto capítulo conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONCEITOS E GENERALIDADES

2.1.1. Estudos anteriores sobre plataformas de ensaios dinâmicos

Alguns estudos sobre plataformas para pedestres foram feitos para a obtenção das frequências e modelagem do carregamento gerado por grupo de pessoas. Por exemplo, pode-se mencionar o caso, da plataforma construída por Rainer e Pernica (1986) modelaram forças verticais dinâmicas de passo, mediante uma plataforma medindo as forças induzidas ao caminhar e correr no meio do vão de duas vigas bi-apoiadas de altura de 914 mm, comprimento de 17,04 m, com uma separação entre vigas de 1,76 m. Estas vigas suportam lajes pré-fabricadas de concreto de 100 mm de espessura, 2,13 m de comprimento e 1,19 m largura, como se mostra na Figura 2-1.

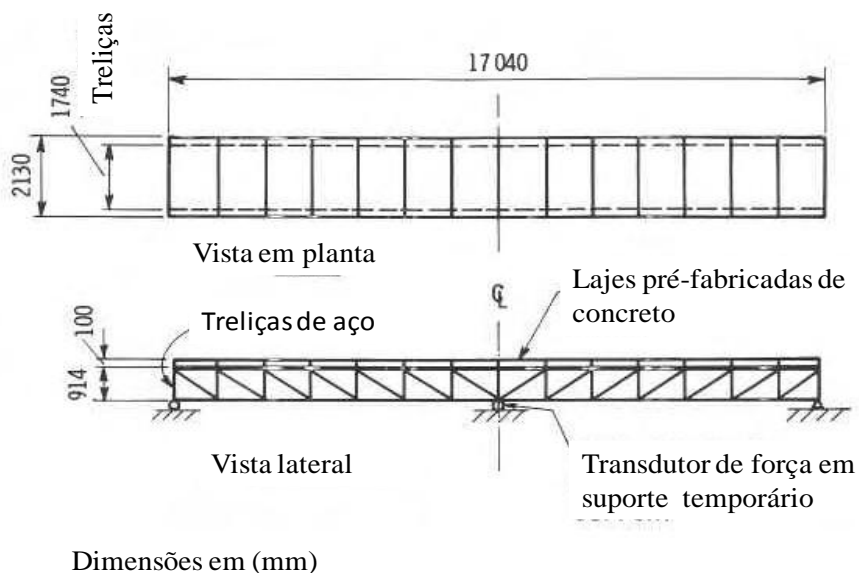


Figura 2-1. – Esquema de plataforma de testes de marcha (Rainer e Pernica, 1986).

A instrumentação foi colocada no vão central de cada treliça, que consiste em um transdutor de força piezométrica entre o suporte temporário e parte inferior da treliça, pré-carregado aproximadamente com 4000 N. Os sinais dos transdutores são somados, amplificados e registrados.

Ebrahimpour e Sack (1989) modelaram cargas dinâmicas geradas por pessoas in situ. Utilizou-se uma plataforma para medir cargas dinâmicas individuais e de grupos pequenos, com base nestas medições foi proposto um modelo analítico para indivíduos e foram estimados os parâmetros que descrevem o efeito de grupo.

A plataforma tem dimensões de comprimento de 2,4 m e largura de 1,2 m. A laje da plataforma consiste em uma espuma de 102 mm como núcleo, e duas camadas de madeira cada uma com 19 mm que fecha o núcleo em forma de sanduíche. A laje está suportada horizontal e verticalmente por um grupo de barras pré-tensionadas, como é mostrada na Figura 2-2.

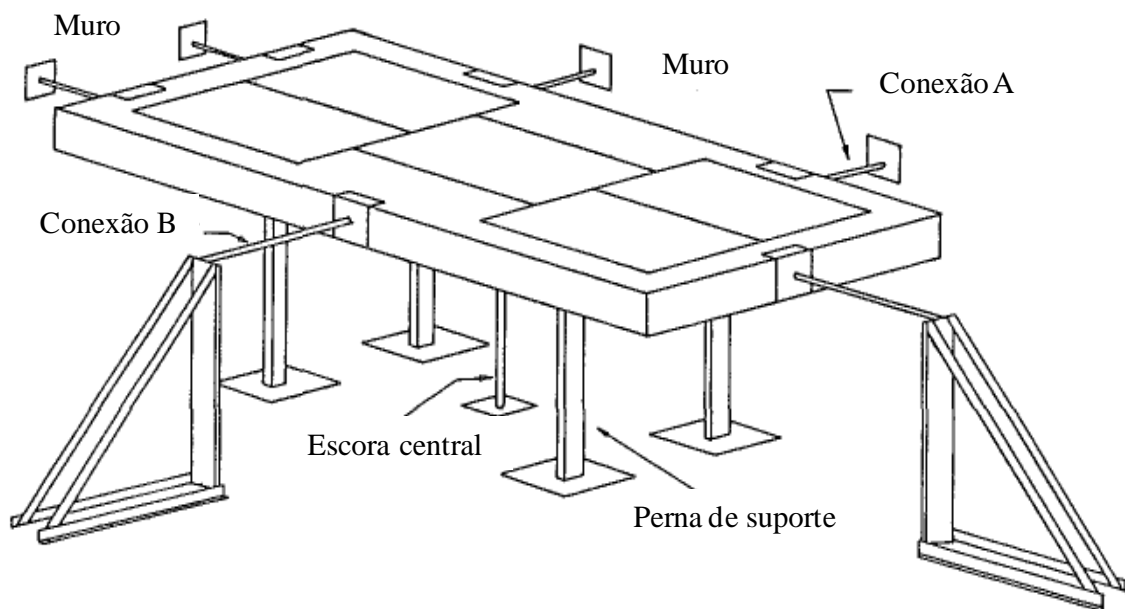


Figura 2-2. – Vista isométrica da plataforma (Ebrahimpour e Sack, 1989).

Foram realizados aproximadamente 700 testes usando sete tipos de carga: saltos periódicos, agitação periódica, balançando para os lados enquanto a pessoa está sentada, saltos simples, sentar-se subitamente, parar subitamente e saltos aleatórios. As cargas resultantes são periódicas e foram medidas quando realizadas com frequências de 2, 3 e 4 Hz nos ensaios individuais e nos grupais com 2 e 4 pessoas.

Outro sistema construído por Ebrahimpur e Sack (1992) e identificado na Figura 2-3 é composto por estruturas de aço laminado a frio e um deck de madeira compensada de 19 mm, com um comprimento de 4,57 m, e uma largura de 3,66 m, com sete perfis C espaçados 0,61 m entre eles, e suportados por quatro colunas curtas instrumentadas com extensômetros.

As vigas são fixadas com tensores que, por sua vez, são ancorados no piso de concreto, reduzindo assim a vibração na direção horizontal e, conseqüentemente, adicionando rigidez e estabilidade para o sistema de piso.

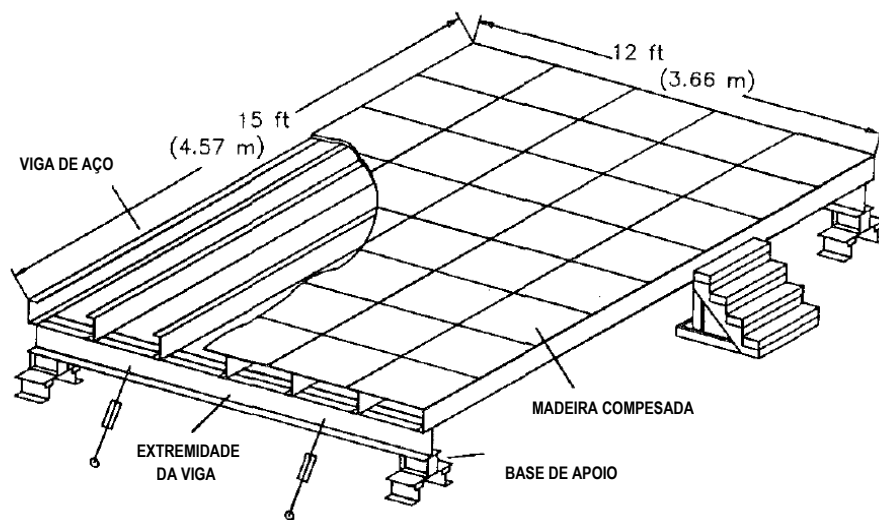


Figura 2-3. – Esquema de plataforma de ensaios (Ebrahimpur e Sack, 1992).

O objetivo desse estudo foi examinar as cargas induzidas por grandes grupos de pessoas realizando movimentos rítmicos. A plataforma tem uma área de $16,72 \text{ m}^2$ para acomodar no máximo 40 pessoas com o objetivo de poder realizar ensaios com carregamento humano.

A instrumentação foi composta por quatro transdutores de bandas extensométricas e nove transdutores tipo LVDT (transdutores de deslocamento). Os transdutores de banda extensométrica, estão centrados em cada uma das quatro placas de base. Dois de cada conjunto de extensômetros de quatro braços são ativos e estão ligados à base de placas paralelas à direção de flexão (Ebrahimpur e Sack, 1992).

O histórico do carregamento foi determinado através de: (1) Os transdutores placa-base em cada canto do piso, e (2) o LVDT (transdutores de deslocamento). As cargas calculadas para grupos de 10, 20, 30 e 40 participantes foram comparadas com uma simulação de Monte Carlo feita previamente.

A plataforma construída por Ebrahimpur *et al* (1996) tem um comprimento de 14,2 m e largura de 2,0 m, instrumentada com células de carga instaladas sob a plataforma de ensaios, consistindo em vários módulos de alumínio alveolados de 91cm x 81 cm, como mostra a Figura 2-4. Esta plataforma possibilita a obtenção de funções força *versus* tempo oriundo de atividades humanas.

Os pesquisadores fizeram ensaios de carregamento dinâmico, considerando grupos de duas e quatro pessoas, encontrando uma frequência média de excitação para caminhar de 1,8 Hz. Mediante uma simulação obtiveram para uma multidão de 100 pessoas, frequências de excitação que variam, na atividade de caminhar, entre 1,5 e 2,5 Hz.

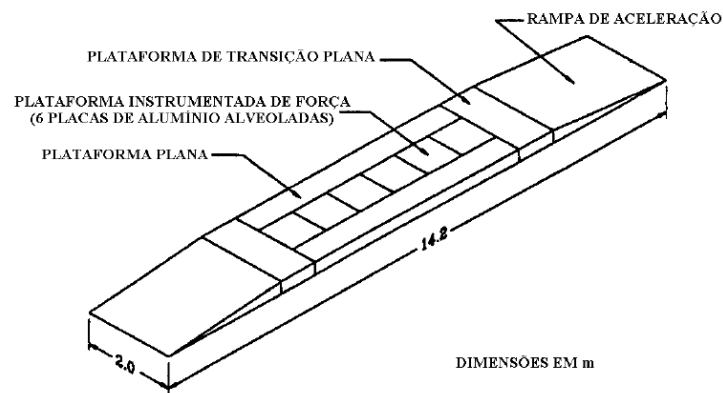


Figura 2-4. – Esquema de plataforma de ensaios (Ebrahimpur *et al*, 1996).

A plataforma feita por Ebrahimpour e Fitts (1996) foi construída com um comprimento de 2,3 m de e uma largura de 0,6 m, está composta por uma estrutura de aço e três placas de alumínio. Cada placa de alumínio está suportada por quatro vigas em balanço instrumentadas com um medidor de 350 Ohms Ω . As placas foram projetadas para ter uma frequência natural

alta (isso é necessário para a medição de cargas impostas sem distorção significativa) e para medir as forças com independência da sua localização em cada placa.

Foram utilizadas duas placas por separado para registrar a história de carga-tempo de duas pessoas voluntárias. Cada conjunto de ensaios consistiu em 10 testes. Cinco ensaios foram registrados com pessoas numa mesma direção (uma pessoa pode observar os movimentos da outra pessoa), e os outros cinco ensaios se realizaram com as pessoas em direções opostas (uma pessoa não pode observar os movimentos e ensaios da outra pessoa). Foram realizadas 20 ensaios com 40 estudantes. As duas plataformas instrumentadas estão apresentadas na Figura 2-5 e foram utilizadas diretamente para medir e quantificar a coerência dos movimentos rítmicos de duas pessoas que realizam movimentos em frequências diferentes. As duas orientações que tomavam as pessoas servirão para estudar os efeitos visuais na coerência dos movimentos.

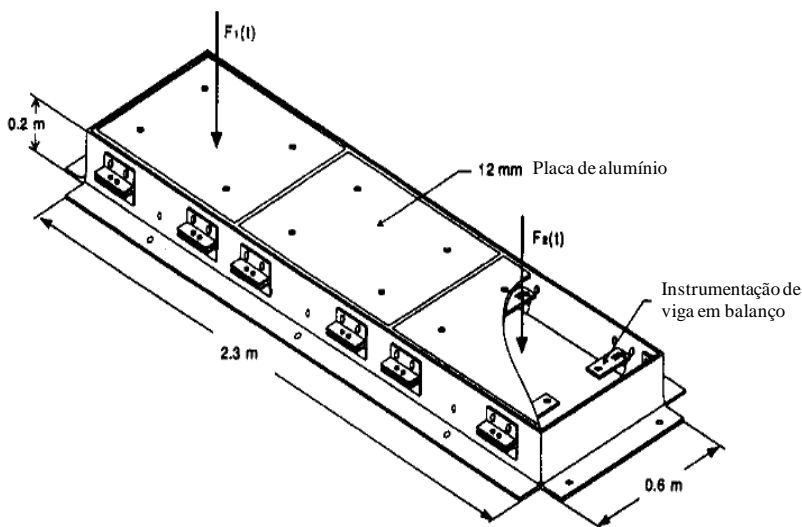


Figura 2-5 – Vista isométrica da plataforma instrumentada (Ebrahimpour e Fitts, 1996).

Hanagan e Murray (1997) projetaram e construíram uma plataforma que se mostra na Figura 2-6, de grande escala para aplicação experimental de controle estrutural, simulando os problemas de vibração que se apresentam em pisos de estruturas reais.

O comprimento das vigas de aço e da plataforma é de 7,60 m espaçadas cada 0,762 m, a largura da plataforma é de 4,60 m, e a laje de concreto tem uma espessura de 89 mm. As vigas

principais são perfis de tipo W 14 x 22. E estão apoiadas em 4 pilares de aço de bitola de 203 mm, que por sua vez se sustentam em 4 placas de aço ancoradas no chão de laboratório mediante parafusos.

Os resultados experimentais mostram que a resposta da estrutura devido à excitação provocada por uma pessoa caminhando foi excessiva, tornando-se inaceitável.

O objetivo do estudo foi comparar os resultados para um sistema sem controle de vibrações e controlado mediante um amortecedor eletromagnético disponível no mercado. Neste conjunto de experimentos os sensores de força e de velocidade foram localizados no centro do vão da plataforma. As excitações foram provocadas por um pedestre que caminha paralelamente às vigas de piso.

As maiores amplitudes foram medidas quando o pedestre estava perto do centro da plataforma e as amplitudes menores foram medidas quando o pedestre estava perto da viga principal.

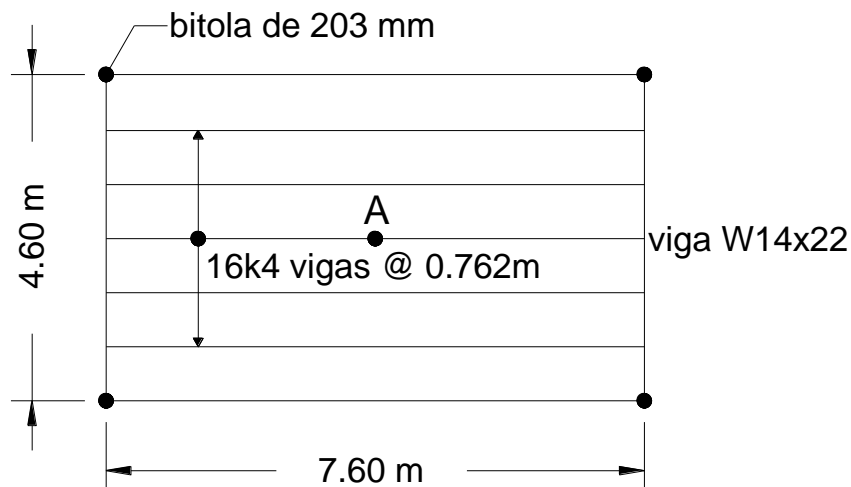


Figura 2-6. – Esquema de plataforma de ensaios (Hanagan e Murray, 1997).

A plataforma de ensaios construída por Alves (1997) mostrada na Figura 2-7 consiste em uma grelha com vigas de seção reta de 0,15 m por 0,45 m, ligadas monoliticamente a uma laje de 0,15 m de espessura em concreto armado, de dimensões de 1,15 m por 4,15 m. Este sistema rígido é suportado por seis anéis metálicos. Estes anéis metálicos, devidamente instrumentados com extensômetros elétricos de resistência, funcionam como células de carga construídas

especialmente para este trabalho, as quais foram utilizadas para a obtenção direta do histórico do carregamento no tempo. A plataforma de ensaios (laje, vigas e células de carga) foi projetada para suportar uma carga de até 46 kN, o que equivale aproximadamente ao seu peso próprio somado ao peso de dez pessoas distribuído uniformemente.

A hipótese básica deste projeto foi que o conjunto tivesse uma rigidez suficientemente elevada para que as suas primeiras frequências naturais fossem superiores às três primeiras frequências do carregamento. Desta forma as medições das cargas dinâmicas poderiam ser feitas diretamente, sem a necessidade de descontar eventuais amplificações dinâmicas do conjunto. Para garantir que as frequências naturais da estrutura apresentassem valores superiores as três primeiras frequências do carregamento, foram necessárias a contenção lateral da plataforma de ensaio.

Para obter as frequências naturais da plataforma de ensaios, esta foi excitada com impactos consecutivos, através da utilização de um martelo de borracha e sua resposta medida através de 3 acelerômetros. Na tabela 2-1 são mostrados os valores das frequências naturais da plataforma.

Tabela 2-1. – Valores das frequências naturais nas três direções x , y e z da plataforma de ensaios (Alves, 1997).

Direção	Frequência Natural (Hz)
X	24,8
Y	22,8
Z	30,8

De acordo com Alves (1997) os carregamentos provocados por atividades humanas podem ser divididos basicamente em dois grupos bem definidos: o primeiro grupo, onde há perda de contato do indivíduo com a estrutura; e o segundo grupo, onde indivíduo sempre está em contato com a estrutura. As forças induzidas por estes dois tipos de carregamentos humanos são distintas, e dependem de vários fatores, como são: modo como a pessoa executa a atividade, seu estado de animo, o tipo de calçado utilizado e a aptidão física do indivíduo, e a interação entre o indivíduo e a estrutura. Os maiores valores de carga obtidos foram aqueles

devido às atividades com perda de contato, sendo que os maiores valores dos mesmos foram obtidos para a atividade de pular. A forma mais conveniente de representar os carregamentos humanos de acordo com Alves (1997) seria utilizando coeficientes de Fourier constantes para cada um dos harmônicos que descrevem o carregamento.

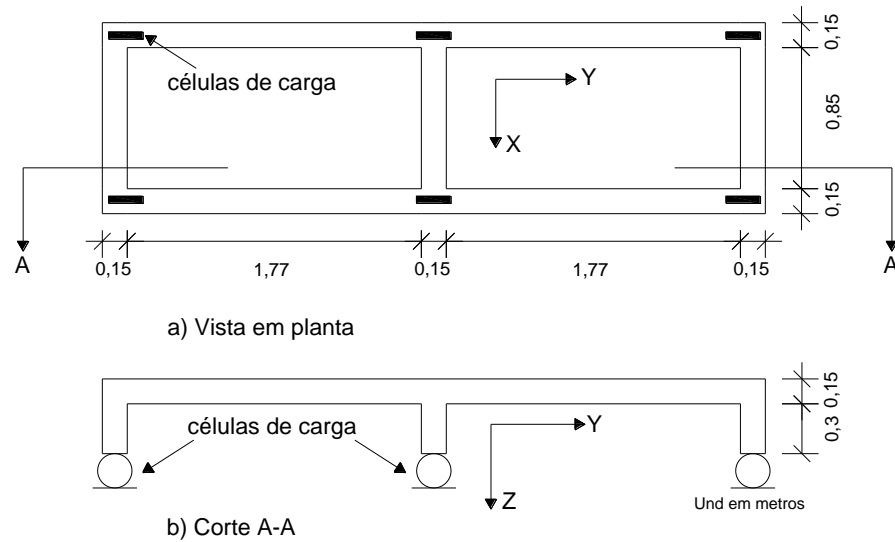


Figura 2-7. – Planta e corte da plataforma de ensaios (Alves, 1997).

Hong e Kwang (2003) construíram uma plataforma para testes experimentais de vibrações. A plataforma tem dimensões de: 4 m de comprimento por 1 m de largura, construída com perfis de aço e uma laje de madeira compensada como é mostrado na Figura 2-8.

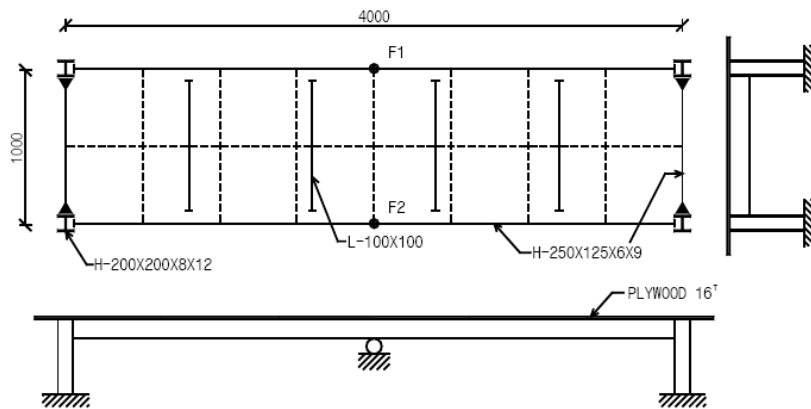


Figura 2-8. – Esquema de plataforma de ensaios (Hong e Kwang, 2003).

A instrumentação da plataforma foi realizada com transdutores da força dinâmica colocados no meio das vigas, F1 e F2. As cargas dinâmicas foram medidas diretamente a partir de dois transdutores e posteriormente adicionadas para obter a carga total atuante na estrutura. Foram realizados ensaios com pessoas assistindo a um concerto ao vivo. O propósito deste estudo foi estudar os fatores dinâmicos de carga obtidos a partir dos carregamentos impostos à estrutura pelas pessoas sem cadeira fixa.

A estrutura mista construída por Faisca (2003) é mostrada na Figura 2-9. Foi projetada com vigas metálicas em perfil I para as longarinas e transversinas e um tabuleiro em concreto armado com dimensões 12,20 m x 2,20 m x 0,10 m que possui apoios móveis que podem adotar três posições diferentes. Essa variação permite trabalhar com a estrutura mais ou menos rígida, conforme a posição dos apoios, o que resulta numa variação também da frequência fundamental. Desta forma, seria possível se obter frequências naturais superiores às de excitação (estrutura rígida) ou na mesma faixa das de excitação (estrutura flexível).

Durante a obtenção das frequências naturais da estrutura, a autora optou por realizar um estudo numérico da variação do comprimento do vão central da estrutura (que é alterado através do aumento do número de apoios e/ou modificação de suas posições), o que permitiria o aumento da rigidez, e como consequência o aumento das frequências naturais da mesma.

As pessoas provocam o carregamento dinâmico na plataforma a partir das atividades físicas ritmadas e não ritmadas realizadas, tais como saltos com e sem estímulo, ginástica aeróbica, movimentos típicos de torcidas de futebol e de platéias de shows.

Uma conclusão importante do estudo realizado por Faisca (2003) é que as pessoas não conseguiam realizar as atividades da mesma maneira por muito tempo e/ou em dias diferentes, variando o ritmo e a forma da atividade. Estas variações geraram sinais com características distintas e com grandes desvios, mostrando a importância da consideração da média e dos desvios-padrão dos parâmetros que descrevem o carregamento humano.

Outra conclusão também é que os três primeiros harmônicos de Fourier da equação que descreve o carregamento provocado pelas atividades realizadas encontraram-se um pouco abaixo dos valores sugeridos pelo CEB (*Comité Euro-International du Beton, 1991, Vibration*

Problems in Structures – Practical Guidelines), mostrando que os valores mostrados pelo CEB (1991), devem possuir algum tipo de coeficiente de segurança.

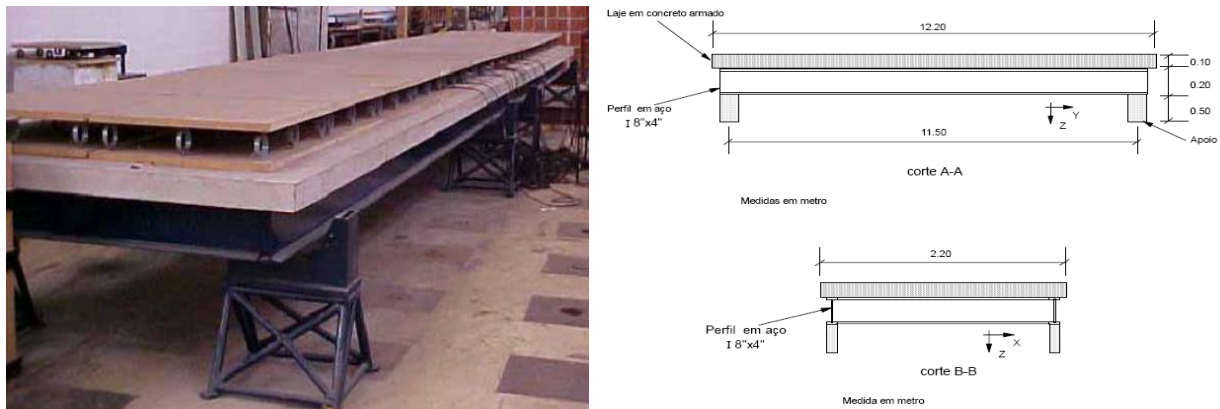


Figura 2-9. – Esquema de plataforma de ensaios (Faisca, 2003).

Varela (2004) fez um estudo sobre uma estrutura treliçada espacial metálica dividida em módulos piramidais, sobre a qual é apoiada uma laje de piso em concreto armado, moldada in loco sobre fôrma metálica tipo telha trapezoidal, ligada aos banzos superiores da estrutura metálica por meio de conectores a corte. A laje tem dimensões de 9,2 x 9,2 x 0,14 m.

O sistema estrutural apresenta rigidez diferente em cada uma das direções consideradas (estrutura ortotrópica) seja pela diferença na rigidez das vigas perpendiculares do banzo superior, ou pela ortotropia geométrica da laje definida pela fôrma metálica com telhas trapezoidais em uma direção.

Os apoios metálicos foram fabricados de forma a funcionar como apoios simples permitindo ou não deslocamentos horizontais de acordo com sua posição.

Foram realizados vários ensaios de vibrações forçadas induzidas por pessoas caminhando, tendo como objetivo simular o caminhar dos usuários sobre a estrutura e, daí, obter respostas em termos de amplitudes de aceleração para avaliar os níveis de vibração sob critérios de percepção e conforto dos usuários.

A carga dinâmica foi produzida por uma ou mais pessoas caminhando a passos regulares em direções e sentidos previamente determinados ou aleatórios.

As respostas dinâmicas em termos de acelerações verticais foram obtidas com os diversos sensores instalados na face superior da estrutura metálica (vide figura 2-10).

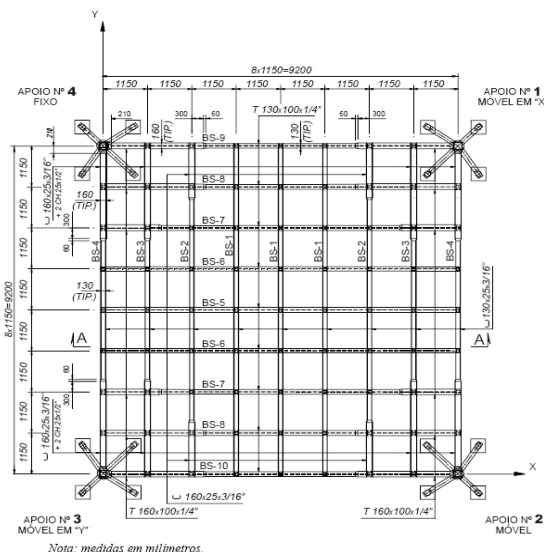


Figura 2-10. – Esquema de plataforma de ensaios (Varela, 2004).

A plataforma feita por Setra (2006) permite a medição da carga horizontal de um pedestre e os efeitos lock-in produzidos por pedestres com movimentos laterais. Algumas provas foram feitas em um modelo reduzido de passarela, usando uma análise dimensional, com condições que prevalecem em um projeto de passarela .

A plataforma de ensaios dinâmicos tem comprimento de 7 m e 2 m de largura, a laje está suportada por quatro lâminas de aço de espessura de 8 mm que permitem o movimento lateral, e a instalação de rampas de acesso e saída mantendo um ciclo contínuo de pedestres. Para manter esta continuidade, um grande número de pedestres é necessário no ciclo. A plataforma é mostrada na Figura 2-11.

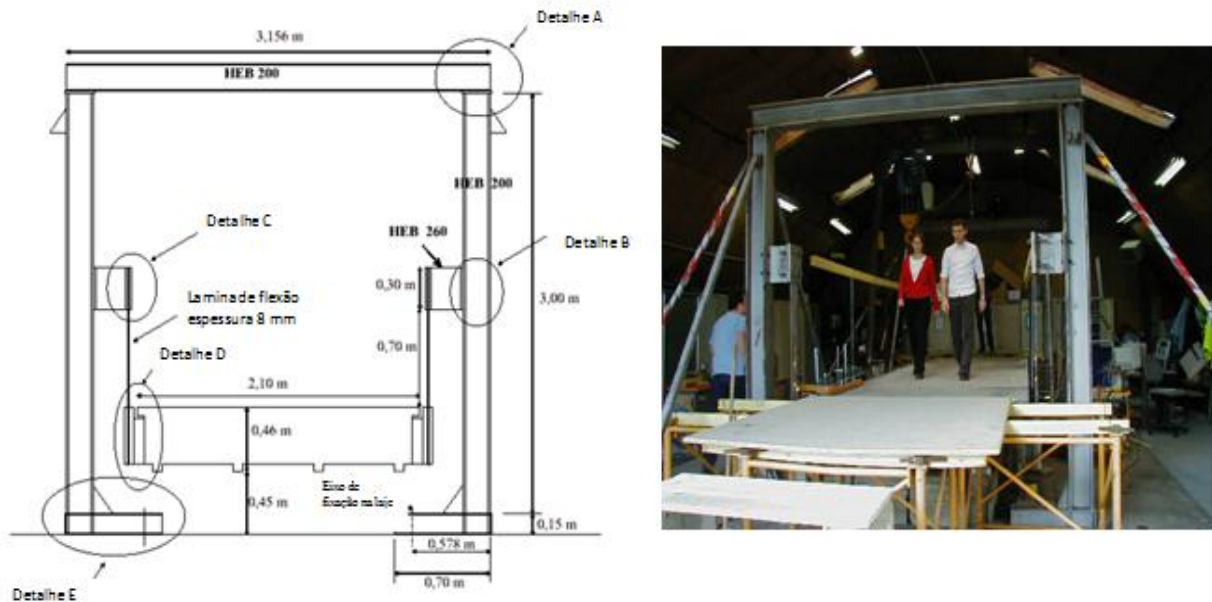


Figura 2-11. – Esquema de seção transversal da plataforma (Setra, 2006).

Borges (2011) pesquisou sobre estudo numérico de lajes submetidas a cargas dinâmicas geradas pelo homem, com vistas à construção de uma plataforma para realização de ensaios dinâmicos, na qual buscou examinar respostas dinâmicas de diversas estruturas submetidas a carregamentos que se aproximassem de cargas geradas por uma atividade humana como caminhar, pular e dançar. Visando a construção da plataforma para ensaios dinâmicos, realizaram-se diversos estudos paramétricos em varias configurações de lajes (diferentes vãos, espessuras e condições de apoio), buscando uma configuração que possuísse frequência natural aproximada das frequências dos carregamentos humanos. Após obter uma configuração da estrutura satisfatória foi feito um dimensionamento da laje levando-se em conta as recomendações da NBR 6118 e como resultado desse dimensionamento gerou-se o projeto da mesma: planta de forma, distribuição das armaduras e quadro de ferros que serviu de base para construção da plataforma da presente dissertação.

2.2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA ATIVIDADE HUMANA.

Em geral, os carregamentos dinâmicos que resultam de atividades humanas são oriundos do caminhar, correr, pular e dançar, podendo ainda, em certos casos, ser gerados por outras

atividades, como aulas de ginástica, bater palmas e movimentos durante concertos musicais (Bachmann e Ammann, 1987).

2.2.1. Carregamento dinâmico gerado pela atividade de caminhar e correr.

O movimento humano de caminhar e correr gera um carregamento dinâmico periódico na estrutura sobre a qual ocorre, seus principais parâmetros são:

Período de passo (T_p) : duração de cada repetição de movimento.

Razão de passo (f_s) : número de passos por segundos medido em Hertz.

Comprimento de passo (s_l) : espaço percorrido com um passo.

Velocidade de avanço (f_s) : velocidade média de deslocamento.

Tempo de contato (t_p) : tempo em que o pé permanece em contato com o chão.

Coefficiente de impacto (K_p) : Razão entre a força de pico e o peso estático da pessoa.

Este carregamento varia no tempo e no espaço, e possui componentes nas três direções principais: direção vertical, a mais significativa, e direção horizontal, subdividida em lateral e longitudinal.

Na Figura 2-12 são apresentadas, respectivamente, as correlações entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr.

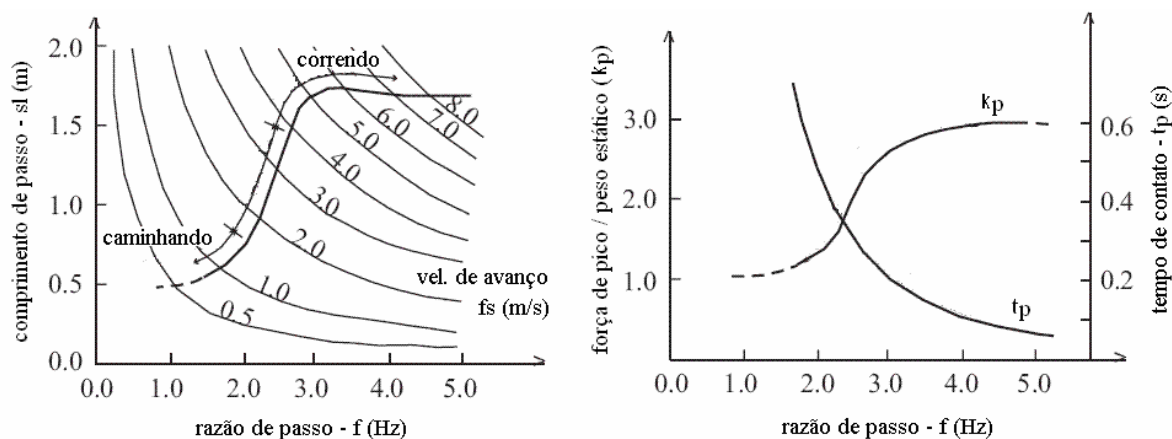


Figura 2-12. – Correlações entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr (Wheeler, 1982).

A Figura 2-13 representa o carregamento dinâmico em função do tempo na atividade de caminhar e correr.

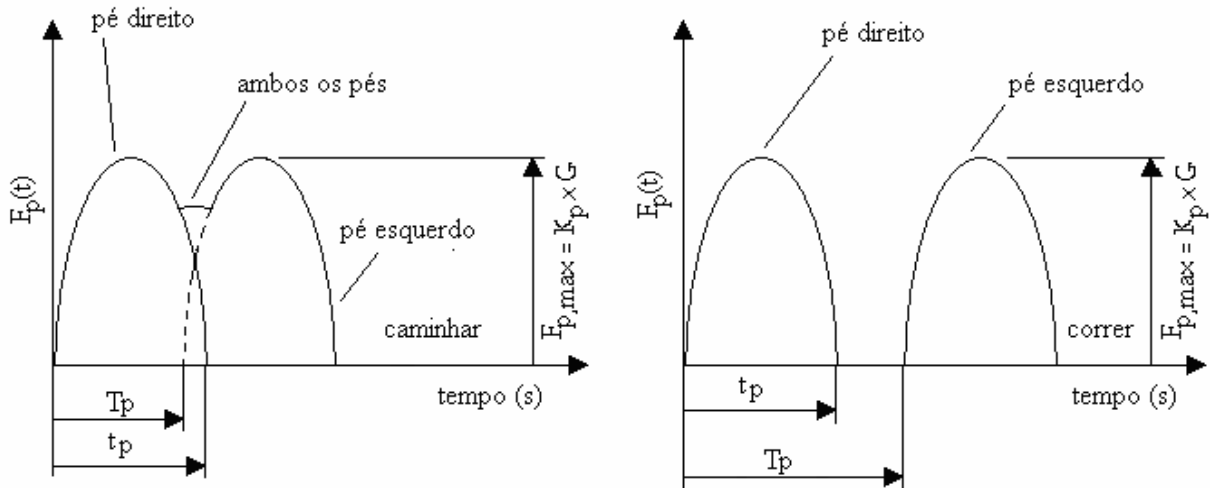


Figura 2-13. – Função de carga para pedestre para os movimentos de caminhar e correr (Wheeler, 1982).

2.2.2. Carregamento dinâmico gerado pela atividade de pular

Bachmann e Ammann (1987) descrevem a força que surge na estrutura quando nela há pessoas pulando com a mesma função utilizada para descrever a força induzida por pessoas correndo: uma seqüência de pulsos semi-senoidais,

$$F_p(t) = \begin{cases} K_p * G * \text{Sin}(\pi * t / t_p) & , \text{ para } t \leq t_p \\ 0 & , \text{ para } t_p < t \leq T_p \end{cases} \quad (2.1)$$

onde:

$K_p = F_{p,max} / G$: Fator de impacto dinâmico.

$F_{p,Max}$: Carga dinâmica de Pico.

G : Peso do indivíduo (geralmente tomado $G=800N$)

t_p : Duração do contato.

$T_p = 1/f_s$: Período.

2.3. NORMAS DE REFERENCIA PARA AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM LAJES INDUZIDAS PELA ATIVIDADE DO CAMINHAR DE PESSOAS.

Muitas normas internacionais procuram estabelecer limites máximos para as acelerações e deslocamentos das estruturas para evitar problemas de vibrações em serviço, algumas delas são descritas a seguir

2.3.1. Norma Alemã DIN 4150.

A norma DIN 4150 (1990), vibração estrutural em edifícios, parte 1 (1975), apresenta um fator de intensidade de percepção KB dado pela equação (2.2).

$$KB = d \frac{0,8f^2}{\sqrt{1 + 0,032f^2}} \quad (2.2)$$

onde:

d = Amplitude de deslocamento (mm).

f = Frequência fundamental de vibração da estrutura (Hz).

Este valor de KB tem dimensão de velocidade em mm/s e é comparado com valores de referencia que dependem do uso do prédio, frequência de ocorrência da vibração, duração desta vibração e período do dia como mostra a Tabela 2-2.

Tabela 2-2. – Intensidades de KB aceitável para edifícios (DIN 4150/2, 1990).

Tipo de Edifício	Período do dia	Valor aceitável de KB	
		Continuo ou repetitivo	Esporádico
Rural, residencial ou hotel de férias	Dia	0,20 (0,15*)	4
	Noite	0,15 (0,10*)	0,15
Cidades pequenas e residencial misto	Dia	0,30 (0,20*)	8
	Noite	0,2	0,2
Pequenos escritórios	Dia	0,4	12
	Noite	0,3	0,3
Industrial	Dia	0,6	12
	Noite	0,4	0,4

*Esses valores devem ser atendidos se os edifícios forem excitados horizontalmente por frequências abaixo de 5 Hz

Em relação a esta norma, Bachmann (1995) apresenta uma tabela da percepção de vibrações das pessoas segundo compilação de vários autores.

Tabela 2-3. – Indicação dos limites de percepção humana às vibrações verticais, pessoa em pé (Bachmann, 1995).

Descrição	Freqüência de 1 a 10 Hz. Aceleração máxima (mm/s ²)	Freqüência de 1 a 10 Hz. Velocidade máxima (mm/s)
Pouco perceptível	34	0,5
Claramente perceptível	100	1,3
Desagradável	550	6,8
Intolerável	1800	13,8

Nesta mesma publicação apresentam-se dois critérios simples e um avançado para projeto de estruturas submetidas a vibrações devido ao caminhar de pessoas.

O primeiro critério simples busca afastar a freqüência fundamental da estrutura da ressonância com os múltiplos da carga. Este critério leva também em consideração o amortecimento estrutural. Assim, para estruturas muito amortecidas ($\zeta > 5,0\%$), a freqüência fundamental da estrutura deve ser maior que a faixa freqüências do segundo harmônico da equação que descreve a força provocada ao caminhar, ou seja, maior que $2 \times 2,4 \text{ Hz} = 4,8 \text{ Hz}$. Adota-se, então, 5,0 Hz. Para estruturas com baixo amortecimento ($\zeta \leq 5,0\%$) deve-se evitar a ressonância levando em consideração o terceiro harmônico da equação do carregamento, ou seja, $3 \times 2,4 \text{ Hz} = 7,2 \text{ Hz}$. Adota-se, então, 7,5 Hz. O segundo critério simplificado é *ipsis litteris* o adotado pela norma canadense (CAN3 – S16.1 – M84, 1984).

Finalmente, propõe-se como critério avançado determinar as amplitudes de vibração contínuas na estrutura. Para tanto, aplica-se, a um sistema de um grau de liberdade com as características dinâmicas do modo de vibração da estrutura aplicável, a força do harmônico correspondente da carga (Equação 2.3) que esteja em ressonância com o referido modo. E, depois, compara-se o valor destas amplitudes de vibração aos critérios de percepção e conforto aplicáveis, escolhidos adequadamente de modo a refletir o tipo de receptor das vibrações e o ambiente no qual estas vibrações são percebidas. Se o ponto crítico para percepção das vibrações não for o centro do vão, deve-se multiplicar a aceleração limite pela razão das amplitudes modais do ponto de observação e o centro do vão.

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G\alpha_i \text{sen}(2\pi i f_p t - \phi_i) \quad (2.3)$$

onde:

t : instante de tempo;

G : peso de uma pessoa;

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

n : número de harmônicos considerados para representar a força, ou seja, número de termos da série de Fourier representativa da atividade humana;

α_i : coeficiente da série de Fourier do i -ésimo harmônico da força ($\alpha_1 = 0,4$; $\alpha_2 = 0,1$; $\alpha_3 = 0,1$);

$G\alpha_i$: amplitude do i -ésimo harmônico da frequência fundamental da força;

f_p : frequência fundamental da atividade humana;

ϕ_i : diferença de fase entre o i -ésimo e o primeiro harmônicos ($\phi_1 = 0$; $\phi_2 = \pi/2$; $\phi_3 = \pi/2$).

2.3.2. Norma Canadense CAN3-S16-M84.

A norma canadense CAN3-S16.1-M84 (1984) em seu anexo G estabelece que devem ser realizados testes de performance do piso.

O ponto de medição deve estar próximo ao centro do vão, e a pessoa que fará a avaliação subjetiva deve estar sentada próxima ao ponto de medição. O equipamento utilizado para as medições deve filtrar frequências superiores a 1,5 vezes a frequência fundamental da estrutura. Estes testes devem ser realizados por uma pessoa de peso médio calçando sapatos de solado macio que deve ficar apoiada na ponta dos pés e se deixar cair sobre os calcanhares num local também próximo às medições. Este teste é denominado de teste do impacto dos calcanhares (*Heel drop test*).

A frequência fundamental da estrutura, a taxa de amortecimento, e a aceleração pico são obtidas por meio destas medições. Através da comparação com os limites estabelecidos na Figura 2-14, determina-se se as vibrações são ou não aceitáveis quanto ao conforto humano;

alternativamente, pode-se medir as vibrações da estrutura induzidas por diferentes pessoas caminhando sobre o piso, e então, comparar-se o pico médio de aceleração com o critério de vibrações contínuas.

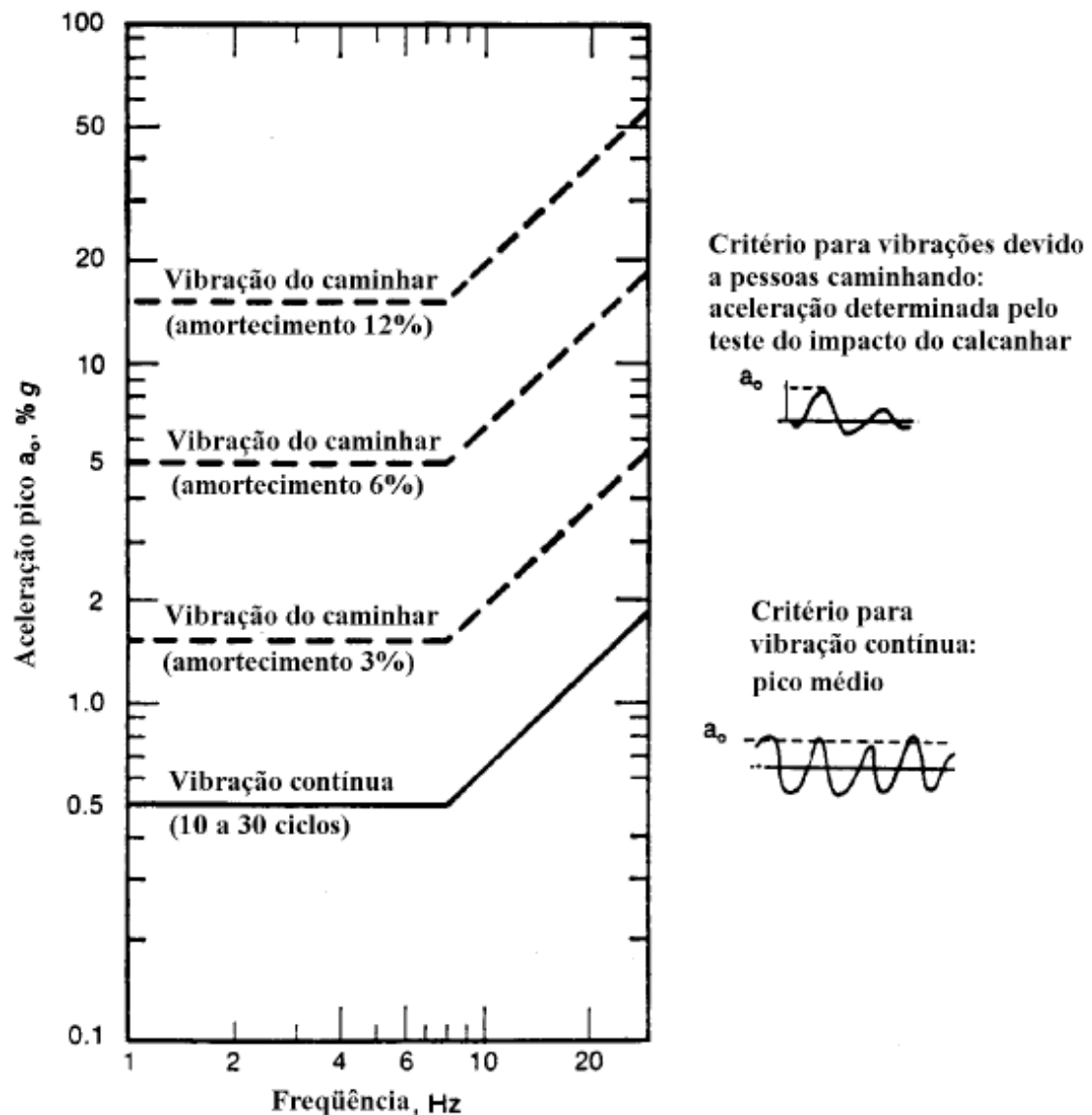


Figura 2-14. – Critério do incômodo causado por vibrações de piso a ocupantes de residências, escolas e escritórios (CAN3-S16.1-M84, 1984).

Se os testes não puderem ser realizados é feita uma estimativa da aceleração pico a_0 , em termos de percentual de g , devido ao impacto dos calcanhares no piso em função do impulso causado por este impacto, da frequência fundamental da estrutura e da massa do piso. Esta estimativa deve ser feita para estruturas de piso com frequência fundamental menor que 10 Hz

e vãos menores que 7,0 m, e é baseada no trabalho de Allen e Rainer (1976), como se observa na equação (2.4).

$$a_0 = 0,9 \frac{2\pi f \cdot \text{impulso}}{\text{massa equivalente}} \frac{100}{g} = \frac{60f}{\omega BL} \quad (2.4)$$

onde:

f : frequência fundamental em Hz, dadas pela equação 2.5 e 2.6.

impulso : 70 N.s;

g : aceleração da gravidade;

ω : peso do piso mais mobília, em kPa;

L : comprimento do vão, em metros;

B : largura da viga equivalente, em metros.

$$\frac{1}{f^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} \quad (2.5)$$

$$f_1 = 156 \sqrt{\frac{EI_t}{wL^4}} \quad (2.6)$$

onde:

E : módulo de elasticidade do aço (200 GPa);

I_t : momento de inércia (mm^4) da seção T equivalente assumindo que a largura do flange da seção de concreto é igual ao espaçamento das vigas treliça de aço ou vigas secundarias;

L : comprimento do vão em milímetros;

w : peso permanente da seção T em Newtons por milímetro do vão;

f_2 : frequência calculada para as vigas principais, calculada com equação 2.6.

A norma canadense tem grande importância por ser a base de grande parte das normas técnicas neste assunto no mundo todo. Esta norma estabelece como medida corretiva para redução das vibrações o aumento do amortecimento, com o acréscimo de divisórias ou postes instalados no

andar inferior com cabeça de borracha. Se essa solução não puder ser implantada pode- se utilizar atenuadores dinâmicos sintonizados ou materiais com amortecimento que podem ser incorporados no sistema do piso.

2.3.3. Norma ISO 2631.

A norma ISO 2631 (1985) é bastante difundida e se aplica a vibrações ortogonais, como é mostrado na Figura 2-15 e abrange vibrações aleatórias, de choque, e harmônicas. A faixa de frequências coberta é de 1 a 80 Hz e o critério é expresso em relação às acelerações efetivas medidas (*rms*) dadas pela equação (2.7).

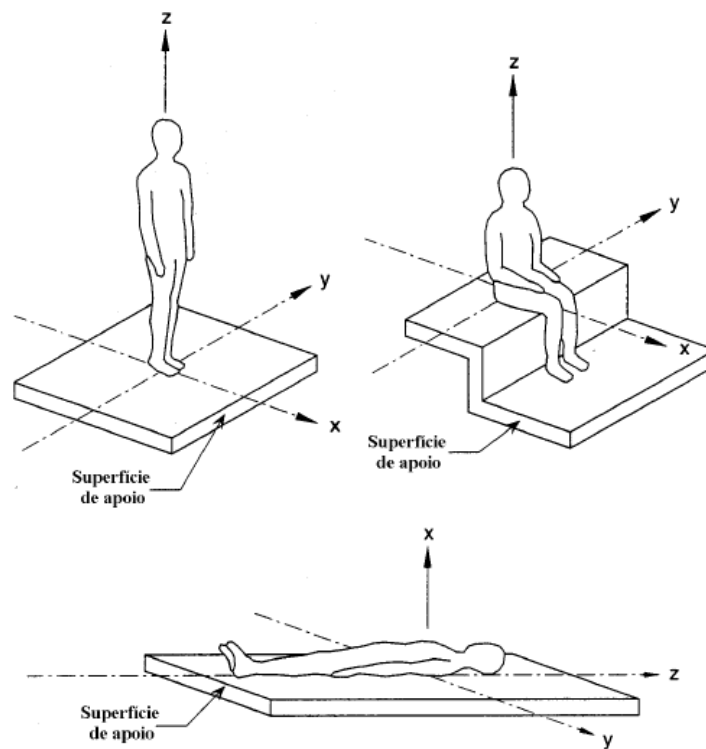


Figura 2-15. – Direções do sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos (ISO 2631, 1985).

$$a_{eff} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (2.7)$$

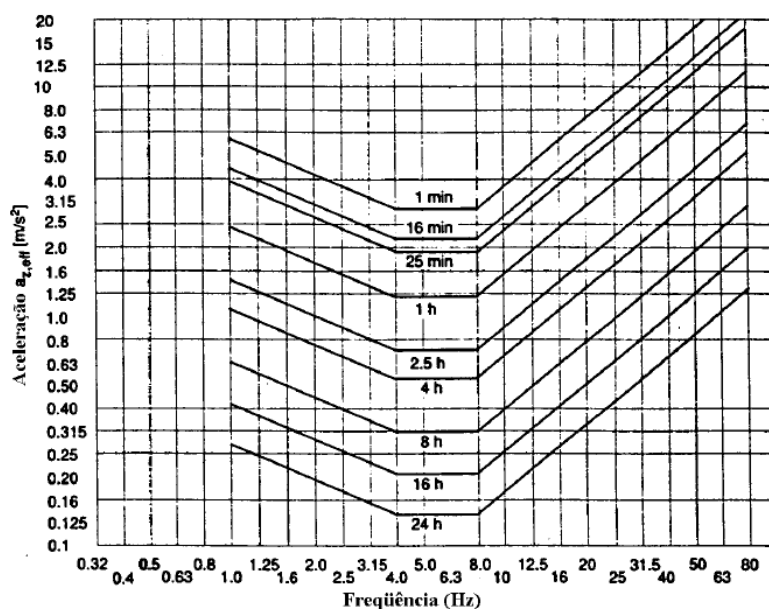
onde:

T: é o período de tempo no qual a aceleração efetiva é medida.

Esta norma sugere três níveis de desconforto humano às vibrações:

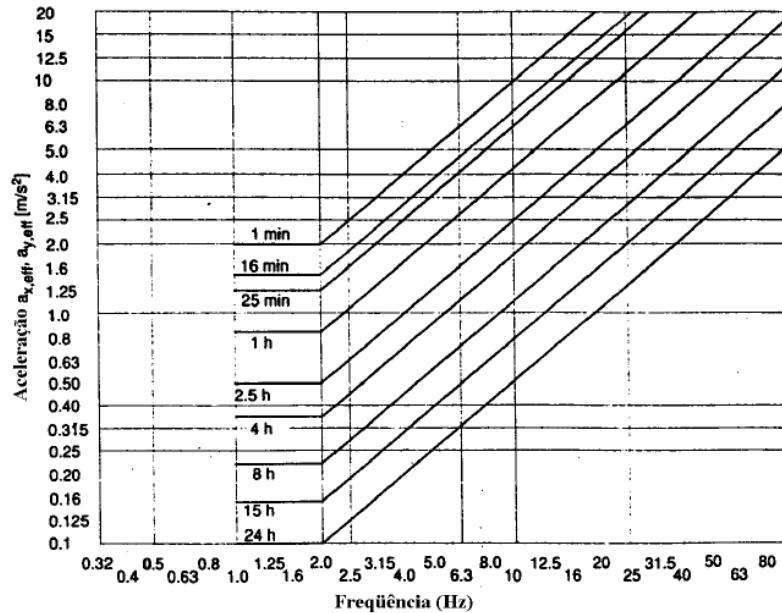
1. O “limiar de redução do conforto”, que se aplica ao limiar em que as atividades tais como ler, escrever ou comer são perturbadas;
2. O “limiar do decréscimo da eficiência por fadiga”, que se aplica a um nível de vibrações recorrentes que causa fadiga ao trabalhador com conseqüente redução da eficiência nas atividades desenvolvidas.
3. O “limiar de exposição à vibração”, que define a vibração máxima tolerável com respeito à saúde e segurança, e é considerado como aproximadamente seis vezes o limiar de redução do conforto.

O critério é dado na forma gráfica tanto vibrações longitudinais, conforme mostrado na Figura 2.16 (eixo z, vide Figura 2.15), quanto para vibrações transversais, conforme mostrado na Figura 2.17 (eixos x e y, vide Figura 2.15)



Nota: O limiar de exposição à vibração é obtido multiplicando-se os valores do gráfico por 2; o limiar de redução do conforto é obtido dividindo-se os valores do gráfico por 3,15.

Figura 2-16. - Limites de decréscimo da eficiência por fadiga para vibração longitudinal (ISO 2631, 1985), ver Figura 2.15



Nota: O limiar de exposição à vibração é obtido multiplicando-se os valores do gráfico por 2; o limiar de redução do conforto é obtido dividindo-se os valores do gráfico por 3,15.

Figura 2-17. – Limites de decréscimo da eficiência por fadiga para vibração transversal (ISO 2631 1985), ver Figura 2.15

Especificamente para vibrações em edifícios aplica-se o critério de acelerações efetivas (*rms*) máximas da ISO 2631 (1985) mostradas nas Figuras 2-18, 2-19 e 2-20 multiplicadas pelos valores da Tabela 2-4 dependendo da destinação da estrutura, do período do dia, e do tipo de vibração.

Tabela 2-4. – Faixas dos fatores de multiplicação usados em muitos países para magnitudes satisfatórias específicas de vibrações de edifícios com respeito à resposta humana (ISO 2631, 1985).

Local	Tempo	Vibrações contínuas Ou intermitente	Vibrações por excitação transiente com varias ocorrências ao dia
Áreas de trabalho críticas (salas de operação de hospitais, laboratórios de precisão, etc.)	Dia Noite	1	1 ^{(2),(3)}
Residências	Dia	2 a 4 ⁽⁴⁾	30 a 90 ^{(4),(5),(6),(7)}
	Noite	1,4	1,4 a 20
Escritórios	Dia	4 ⁽⁸⁾	60 a 128 ⁽⁸⁾
	Noite		
Salões de conferencias e oficinas ⁽⁹⁾	Dia	8 ^{(8),(10)}	90 a 128 ^{(8),(10)}
	Noite		

(1) A Tabela 2-4 leva a valores de magnitudes de vibração abaixo dos quais a probabilidade de reação é baixa.

(2) Também inclui vibrações quase-estacionárias causadas por choques repetitivos.

(3) As magnitudes de vibração de áreas de trabalho críticas só são validas nos períodos de tempo em que estes trabalhos de risco estão sendo realizados. Para outros horários, as magnitudes são as mesmas das indicadas para residências.

(4) Dentro de residências existe uma grande variação na tolerância às vibrações. Valores específicos são dependentes de fatores sociais, culturais e psicológicos.

(5) A relação entre numero de ocorrências por dia e magnitudes de vibração não está bem estabelecido. A seguinte relação provisória deve ser usada para casos com mais de três eventos por dia, ficando pendente uma pesquisa mais adequada da tolerância humana às vibrações. O procedimento envolve uma multiplicação do valor da magnitude da vibração por um fator numérico $F_n = 1,7 N^{-0,5}$, onde N é o número de eventos por dia. Quando a faixa de valores das magnitudes dos eventos for pequena (de metade da amplitude máxima), a medida aritmética pode ser usada. De outra forma somente o maior valor deve ser utilizado.

(6) Para eventos discretos com durações excedendo 1 segundo, os fatores podem ser ajustados multiplicando-os por um fator de duração F_d :

$F_d = T^{1,22}$ para pisos em concreto e T está entre 1 e 20.

$F_d = T^{0,32}$ para pisos em madeira e T está entre 1 e 60.

Onde T é a duração do evento, em segundos, e pode ser estimado de 10 por cento dos pontos da historia do movimento no tempo.

(7) Na escavação de pedras duras, onde perturbações subterrâneas causam vibrações em frequências altas, um fator acima de 128 tem sido encontrado, em alguns países, para residências.

(8) As magnitudes de vibrações transientes permitidas em escritórios e áreas de *workshop* não podem ser aumentadas sem considerar a possibilidade de interrupção significativa dos trabalhos.

(9) A ação de vibrações em operários executando certos processos numa oficina mecânica ou industrial deve estar numa categoria separada.

(10) Se os valores dos fatores de multiplicação das magnitudes de vibração forem dobrados pode resultar em comentários adversos das pessoas, e estes comentários podem crescer significativamente se os valores forem quadruplicados.

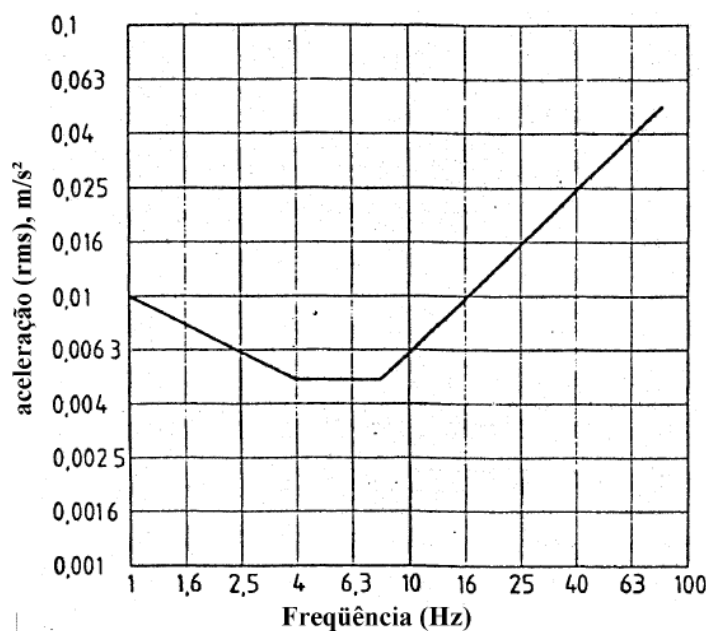


Figura 2-18. – Curva básica de vibrações de edifícios para aceleração no eixo z, (ISO 2631, 1985).

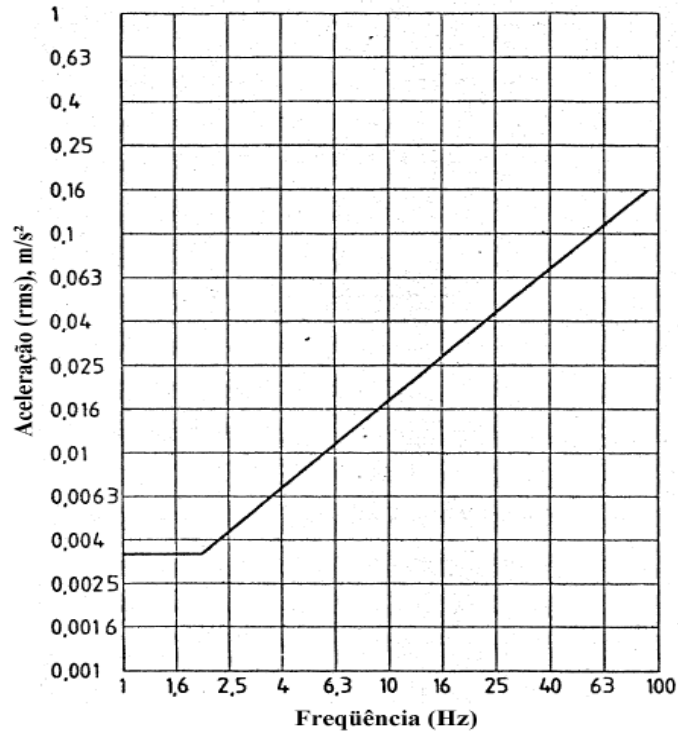


Figura 2-19. – Curva básica de vibrações de edifícios para aceleração nos eixos x e y , (ISO 2631, 1985).

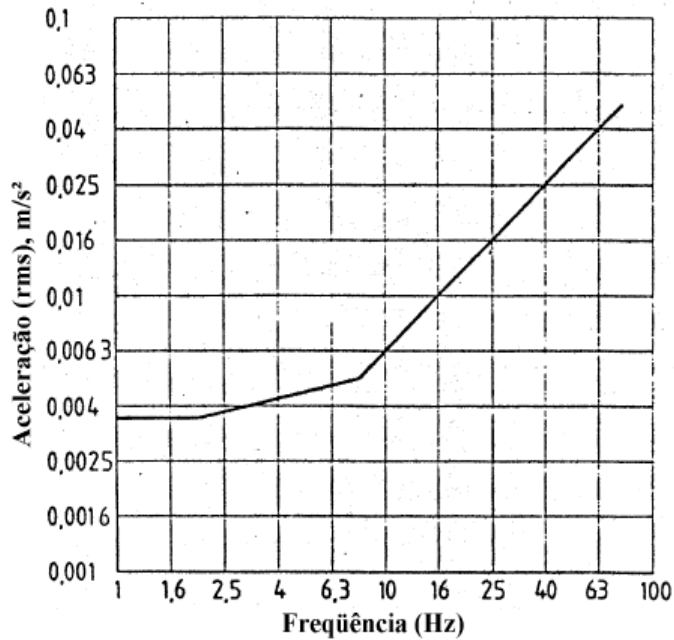


Figura 2-20. – Curva básica de vibrações de edifícios para acelerações em direção combinada (eixos x , y , z). Esta curva deve ser usada quando a direção dos ocupantes dos edifícios varia ou é desconhecida com respeito a maior vibração perturbadora (ISO 2631, 1985).

2.3.4. Norma Brasileira NBR-6118/03.

Está baseada apenas no critério de frequência fundamental mínima da estrutura: $f > 1,2 f_{crit}$, onde a frequência crítica é dada através da Tabela 2-5.

Tabela 2-5. – Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas (NBR 6118:2003).

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

O critério adotado parte da prerrogativa de ser suficiente para evitar vibrações excessivas afastar a frequência fundamental da estrutura da ressonância com os primeiros harmônicos da carga de atividades humanas.

Segundo Varela (2004), os métodos baseados em frequências mínimas não são aconselháveis porque a estrutura pode apresentar vibrações incomodas mesmo que não haja ressonância com a excitação.

2.3.5. Guia prático do AISC e CISC- *floor vibrations due to human activity* Murray, Allen e Ungar (2003).

Este guia tem como objetivo principal fornecer os princípios básicos e ferramentas simples de análise para avaliar sistemas de pisos e passarelas submetidas a atividades humanas, quanto aos estados limites, e também dar orientação no desenvolvimento de medidas corretivas para pisos problemáticos. A análise dinâmica proposta por este guia está baseada na comparação dos valores obtidos da relação a_p/g (aceleração pico/gravidade), considerando a aceleração de pico com os valores limites definidos na curva base da ISO (1989), reproduzida na Figura 2-21, que representa o limite no qual as acelerações verticais passam a ser perceptíveis. Murray, Allen e Ungar (2003).

Este guia propõe considerar a sollicitação dinâmica como uma função harmônica com frequência igual à frequência natural da estrutura, como mostra a equação (2.8):

$$F(t) = P\alpha_i \cos(2\pi i f_{step} t) \quad (2.8)$$

onde:

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

P : peso do indivíduo;

i : múltiplo harmônico da frequência do passo;

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

f_{step} : frequência do passo da atividade (Hz);

t : tempo (s).

Os valores da frequência do passo da atividade (f_{step}) e os coeficientes dinâmicos (α_i) estão resumidos na Tabela 2-6, considerando diversos tipos de atividades, como a caminhada, a atividade aeróbica e a dança.

Tabela 2-6. – Faixas de frequência das atividades (Murray, Allen e Ungar, 2003).

Frequência de excitação do passo (fp) e coeficientes dinâmicos* (α_i)						
Harmônico	Caminhada		Atividade aeróbica		Dança	
i	fp (Hz)	α_i	fp (Hz)	α_i	fp (Hz)	α_i
1	1,6 a 2,2	0,5	2,0 a 2,75	1,5	1,5 a 3,0	0,5
2	3,2 a 4,4	0,2	4,0 a 5,5	0,6	–	–
3	4,8 a 6,6	0,1	6,8 a 2,5	0,1	–	–
4	6,4 a 8,8	0,05	–	–	–	–
* Coeficiente dinâmico = pico da força senoidal/ peso da(s) pessoa(s).						

De acordo com este guia de projeto, o sistema estrutural de piso é considerado satisfatório se a relação entre o pico de aceleração, a_p , induzido pela caminhada, e a aceleração da gravidade, g , não exceder a relação limite, a_o/g , indicada no guia, para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(0,35 f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_o}{g} \quad (2.9)$$

onde:

$\frac{a_p}{g}$: razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade em unidade de gravidade;

$\frac{a_o}{g}$: relação limite recomendada de acordo com Figura 2-21.

f_n : frequência natural do sistema estrutural em (Hz);

P_o : carga constante de valor igual a 0,29 kN para painéis de piso e 0,41 kN para passarelas;

β : taxa de amortecimento modal;

W : peso efetivo total do piso em (kN).

Para a avaliação da estrutura quanto às atividades rítmicas, calcula-se a relação a_p/g segundo a equação (2.10).

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{2\xi w_t} \quad (2.10)$$

onde:

$\frac{a_p}{g}$: razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade;

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

w_p : carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso;

w_t : carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes;

ξ : taxa de amortecimento modal.

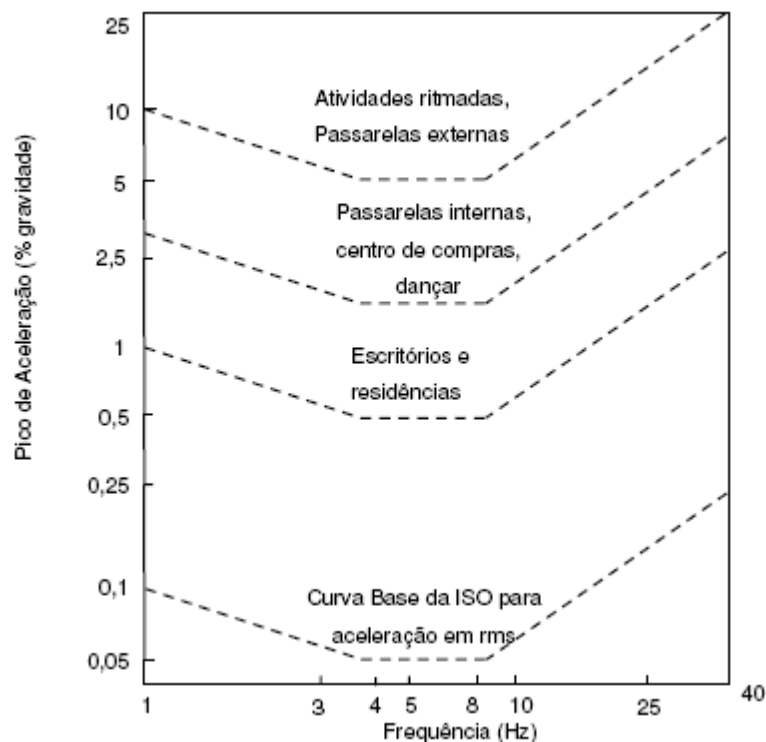


Figura 2-21. – Pico de aceleração máximo devido a atividades humanas (ISO 2631-2 , 1989).

Histórico evolutivo das normas internacionais sobre vibrações.

Podem ser encontradas na literatura três excelentes revisões bibliográficas, que representam aproximadamente 1000 artigos sobre o assunto da resposta humana a vibração, no entanto a maioria das pesquisas neste assunto está associada a automóveis, navios ou aviões. Pouco material foi encontrado em relação à percepção de movimento em estruturas de edifícios.

Na Tabela 2-7 apresenta-se uma lista cronológica de critérios de aceitação humana para vibrações de piso, a qual inclui dois tipos de critérios: critério de resposta humana medindo as vibrações e o critério de projeto da medição da resposta dinâmica do piso.

Tabela 2-7 – Critérios de aceitação das vibrações ao longo de tempo (Murray, Allen e Ungar, 2003).

Data	Referência	Tipo de Carregamento	Aplicação	Comentários
1931	Reiher and Meister	Contínuo	Geral	Critério de resposta humana
1966	Lenzen	Batidas com calcanhar	Escritórios	Critério de projeto usando a escala Reiher e Meister modificada
1970	HUD	Batidas com calcanhar	Escritórios	Critério de projeto para casas pré-fabricadas
1974	International Standards Organization	Vários	Vários	Critério de resposta humana
1974	Wiss and Parmelee	Passo	Escritórios	Critério de resposta humana
1974	McCorminck	Batidas com calcanhar	Escritórios	Critério de projeto usando a escala Reiher e Meister modificada
1975	Murray	Batidas com calcanhar	Escritórios	Critério de projeto usando a escala Reiher e Meister modificada
1976	Allen and Rainer	Batidas com calcanhar	Escritórios	Critério de projeto usando a escala ISO modificada
1981	Murray	Batidas com calcanhar	Escritórios	Critério de projeto baseado em experiência
1984	Ellingwood and Tallin	Caminhar	Comercial	Critério de projeto
1985	Allen, Rainer and Pernica	Multidão	Auditórios	Critério de projeto relacionado à escala ISO
1986	Ellingwood et al	Caminhar	Comercial	Critério de projeto
1988	Ohlsson	Caminhar	Residencial/ Escritorios	Pisos leves
1989	International Standard ISO 2231-2	Vários	Edifícios	Critério de resposta humana
1989	Clifton	Batidas com Calcanhar	Escritórios	Critério de projeto
1989	Wyatt	Caminhar	Escritorios / Residencial	Critério de projeto baseado na ISO 2631-2
1990	Allen	Atividades ritmadas	Ginásios	Critério de projeto para aeróbica
1993	Allen and Murray	Caminhar	Escritórios/ Comercial	Critério de projeto usando a ISO 2631-2

No começo dos anos 30, Reinher e Meister (1931) *apud* Murray, Allen e Ungar (2003), desenvolveram uma escala de percepção e aceitabilidade a vibrações contínuas baseada na frequência e amplitude das vibrações. Esta escala foi elaborada após testes em laboratório, onde um grupo de pessoas em pé foi submetido a vibrações contínuas variando de 3 a 100 Hz e amplitudes de 0,01 mm (0,0004 pol) a 10 mm (0,40 pol) e registradas suas reações subjetivas

para faixas quase imperceptível e intolerável. Depois de estudar vários casos de sistemas de estruturas mistas de aço e concreto, Lenzen (1996) *apud* Murray, Allen e Ungar (2003), sugeriu que a escala original de Reiher e Meister (1931), é aplicável só a sistemas de piso com 5% da amplitude crítica de amortecimento, se a escala de amplitude é aumentada por um fator de dez. Lenzen (1996) então modificou a escala de Reiher-Meister para adequá-la a estruturas com amortecimento menor que 5%, e criou um critério de projeto baseado nesta escala. A Figura 2-22 se mostra a escala de Reiher-Meister modificada por Lenzen (1996).

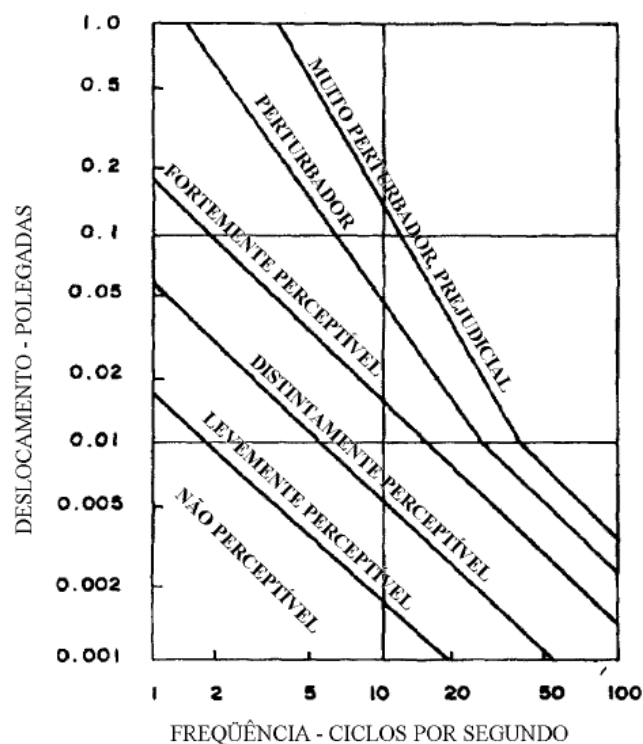


Figura 2-22. – Escala de Reiher-Meister de sensibilidade humana às vibrações modificada (Lenzen, 1996).

McCormick (1974) *apud* Murray, Allen, Ungar (2003), apresentou um estudo de critérios de projeto e testes de vibrações de piso do escritório no ano de 1974, visando estabelecer um critério para ser usado no projeto de duas novas torres construídas em aço para serem utilizadas como escritórios. Depois da revisão da literatura e a realização de testes em maquetes para os edifícios propostos, o autor sugeriu que o limite mais alto de vibrações em edifícios deve ser aceito se o amortecimento excede 10%. Em 1976 a escala de resposta humana baseada no trabalho de Allen e Rainer (1976) *apud* Murray, Allen, Ungar (2003), é anexada no apêndice G da associação de normas de Canadá, CSAS16.1 (CSA 1989), que

quantifica o umbral de desconforto para vibrações de pisos em residências, escolas, e escritórios devido ao caminhar das pessoas. A escala é mostrada na Figura 2-14. Esta escala foi desenvolvida através de 42 testes em sistemas de piso com grandes vãos, além disso com a avaliação subjetiva dos ocupantes e pesquisadores.

Murray (1981), recomendou um critério em que os sistemas de piso projetados para escritórios e ambientes residenciais devem satisfazer:

$$D > 35A_0f_n + 2.5 \quad (2.11)$$

onde:

D : porcentagem de amortecimento crítico;

A_0 : amplitude inicial da batida com calcanhar (polegadas).

f_n : primeira frequência Natural (Hz).

A norma de procedimento para encontrar os três parâmetros se encontra em (Murray, 1991).

INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION (1989) escreveu a norma ISO 2631-2:1989 sobre as vibrações em ambientes de construção.

Esta norma apresenta limites de aceleração para vibrações mecânicas em ambas direções longitudinal e transversal, devido às diferentes posições das pessoas: de pé, sentada e deitada. As vibrações são função do tempo de exposição e frequência.

Os limites para as diferentes ocupações são obtidos em termos da raiz quadrada aceleração (*rms*), como múltiplos da curva base ISO que se mostra na Figura 2-21.

Ellingwood e Tallin (1984) e Ellingwood *et al* (1986), recomendaram o critério para pisos comerciais baseado na tolerância do limite da aceleração devido à excitação de pessoas que caminham de 0,005g. O critério é satisfeito se a máxima deflexão devido a uma força de 2 kN (450 lbs) em qualquer lugar do sistema de piso não excede o valor de 0,5 mm (0,02 pol) de deslocamento, o que equivale a uma rigidez de 4 kN/mm.

Ohlsson (1988), recomendou o critério que para os sistemas de pisos não devem ser projetados com frequências fundamentais menores que 8 Hz.

Allen (1990), apresentou um guia para projetar sistemas de piso que suportam pessoas exercendo atividades aeróbicas. O autor recomenda que o sistema de piso deva ser projetado com uma frequência natural maior do que a frequência de passo do primeiro harmônico excitado pela carga dinâmica.

2.3.6. Guia prático Eurocode 4

O código *The Steel Construction Institute* (1994), indica que, para verificação da vibração da frequência natural de uma viga bi-apoiada deve se analisar:

$$f_n = \frac{0,18\sqrt{9810}}{\sqrt{\delta_{\max}}} = \frac{17,83}{\sqrt{\delta_{\max}}} \approx \frac{18}{\sqrt{\delta_{\max}}} \text{ ciclos / segundo} \quad (2.12)$$

onde:

f_n : frequência natural em [ciclos/s egundo];

δ_{\max} : deslocamento máximo instantâneo (mm) causado pelo mesmo peso e outras cargas acidentais sob a viga composta.

Este código propõe um limite mínimo de frequência 4 ciclos/segundo para edifícios exceto onde existe vibração de maquinaria, e de 3 ciclos/segundo para estacionamento de carros. O limite mínimo para edificações onde se praticam esportes é de 5 ciclos/segundo. *The Steel Construction Institute* (1994).

2.3.7. Guia de projeto para análise das vibrações em sistemas mistos proposto pela empresa de aço Arcelormittal, Feldmann *et al* (1996).

O guia do projeto para análise das vibrações em sistemas mistos, apresenta métodos para avaliação da resposta das vibrações em um sistema composto por lajes e vigas de aço, para garantir o conforto dos ocupantes (Feldmann *et al*, 1996).

Os sistemas mistos compostos por vigas em direção longitudinal e uma laje de concreto apoiada nas vigas em direção transversal apresentam rigidez diferente nas duas as direções ($EI_y > EI_x$), como se observa na Figura 2-23.

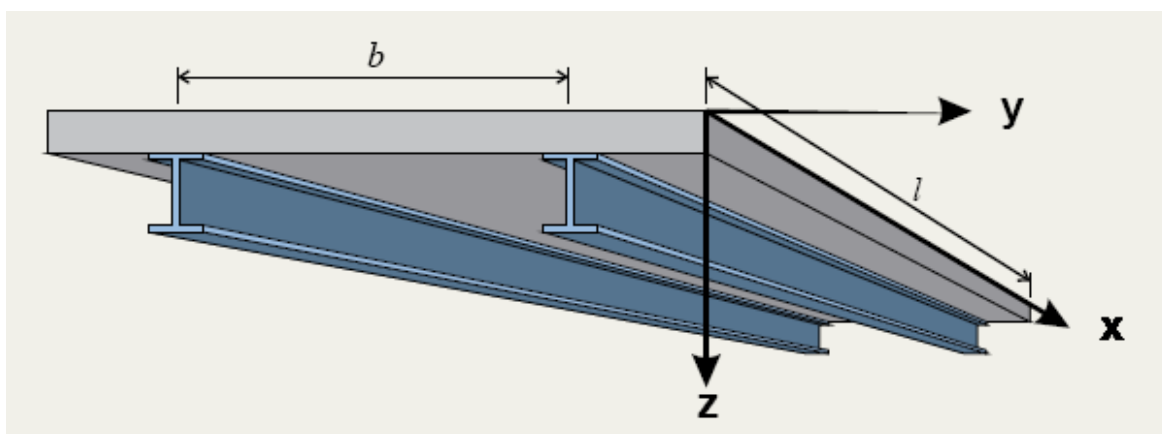


Figura 2-23. – Dimensões e eixos de uma laje ortotrópica (Feldmann *et al*, 1996).

A primeira frequência natural da laje ortotrópica apoiada nos quatro bordos pode ser calculada de acordo com:

$$f = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI_y}{ml^4}} \sqrt{1 + \left[2 \left(\frac{b}{l} \right)^2 + \left(\frac{b}{l} \right)^4 \right] \frac{EI_x}{EI_y}} \quad (2.13)$$

onde:

m : massa do sistema misto incluindo terminação e uma porcentagem adequada da carga do uso [kg/m^2],

l : comprimento do sistema na direção x [m],

b : largura do sistema na direção y [m],

E : módulo de Young [N/m²],

I_x : momento de inércia em relação a flexão em torno do eixo x [m⁴],

I_y : momento de inércia em relação a flexão em torno do eixo y [m⁴].

3. METODOS SIMPLIFICADOS DE CALCULO DAS FREQUÊNCIAS FUNDAMENTAIS DE PISOS MISTOS.

3.1. FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS NORMAIS PARA UMA VIGA BI-APOIADA, ATRAVÉS DA SOLUÇÃO EXATA (PAZ, 1992).

Para uma viga bi-apoiada se tem que a vibração livre devida a flexão da viga é:

$$\omega_n = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}L^4}} \quad (3.1)$$

onde:

n : ordem das frequências naturais;

E : modulo de elasticidade do material;

I : momento de Inércia da seção transversal;

L : comprimento da viga;

\bar{m} : massa por unidade de comprimento.

Os modos normais da viga se podem obter através da equação (3.2)

$$\Phi_n(x) = \text{sen} \frac{n\pi x}{L} \quad (3.2)$$

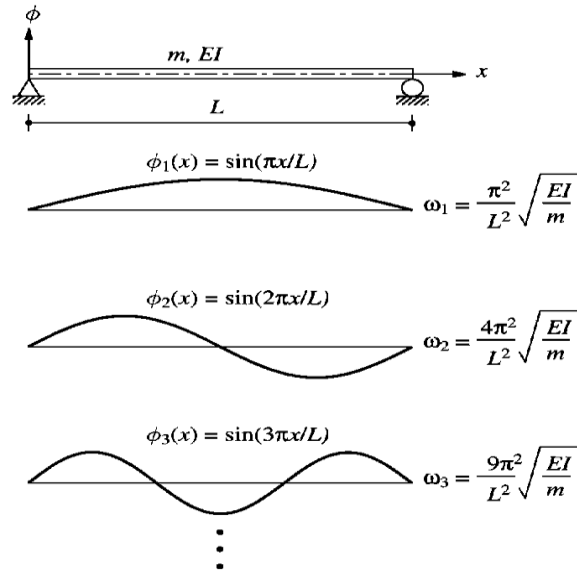


Figura 3-1. – Frequências naturais e modos de vibração de uma viga bi-apoiada (Chopra, 1995).

3.2. FREQUÊNCIAS NATURAIS DE ESTRUTURAS MISTAS.

Um dos parâmetros mais importantes para avaliação do desempenho dinâmico de estruturas mistas é a frequência natural.

No guia prático de Murray, Allen e Ungar (2003), se propõe que para sistemas mistos de vigas bi-apoiadas se estime a frequência natural fundamental através da equação (3.3).

$$f_n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gE_s I_t}{wL^4}} \quad (3.3)$$

onde:

f_n : frequência fundamental natural em (Hz);

g : aceleração de gravidade;

E_s : modulo de elasticidade do aço;

I_t : momento de inércia da seção transformada;

w : carregamento uniformemente distribuído por unidade de comprimento;

L : comprimento da viga.

Lembrando que a máxima deformação de uma viga bi-apoiada é dada por:

$$\delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (3.4)$$

onde:

w : carregamento uniformemente distribuído por unidade de comprimento;

L : comprimento da viga;

E : modulo de elasticidade do material;

I : momento de inércia da seção transversal da viga.

A substituição da equação (3.4) na equação (3.3) conduz a:

$$f_n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\frac{5}{384}g}{\frac{5wL^4}{384E_s I_t}}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{5g}{384\delta_{\max}}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{5}{384}} \sqrt{\frac{g}{\delta_{\max}}} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\delta_{\max}}} \text{ (Hz)} \quad (3.5)$$

A frequência do sistema pode ser estimada usando o principio de Dunkerley:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad (3.6)$$

onde:

f_n : frequência natural do sistema;

f_j : modo de frequência da viga secundária.

f_g : modo de frequência da viga principal.

Se a viga principal e a viga secundária são bi-apoiadas, a relação de Dunkerley pode ser escrita da seguinte forma:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\delta_j + \delta_g)}} \quad (3.7)$$

onde:

f_n : frequência natural do sistema;

g : aceleração da gravidade;

δ_j : deslocamento máximo da viga secundária, devido ao peso suportado;

δ_g : deslocamento máximo da viga principal, devido ao peso suportado.

3.2.1. Método da viga bi-apoiada com carregamento distribuído.

O enfoque do peso próprio é uma aproximação muito prática nos casos em que o deslocamento máximo δ_{max} devido à massa m já foi calculado, por exemplo, pelo método dos elementos finitos (Feldmann *et al*, 1996).

Este método tem sua origem na equação geral da frequência.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3.8)$$

A rigidez K pode-se aproximar por meio da suposição:

$$K = \frac{Mg}{\frac{3}{4}\delta} \quad (3.9)$$

onde:

M : massa total do sistema vibratório [kg];

g : aceleração da gravidade [m/s²];

$\frac{3}{4}\delta$: deslocamento médio [mm].

que leva a:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4g}{3\delta_{\max}}} = \frac{18}{\sqrt{\delta_{\max} (mm)}} \quad (3.10)$$

sendo:

δ_{\max} : máximo deslocamento devido à carga dado em mm.

Um piso com n graus de liberdade pode ser simulado por um sistema de um grau de liberdade representativo de uma viga bi-apoiada com carregamento distribuído, como mostra a Figura 3-

2. Assumindo-se que a viga irá se deformar de acordo com a função de forma $\psi(x) = \text{sen}\pi \frac{x}{L}$, pode-se obter expressões generalizadas para a massa, m , a rigidez, k , e o carregamento atuante, P Rennó (2002).

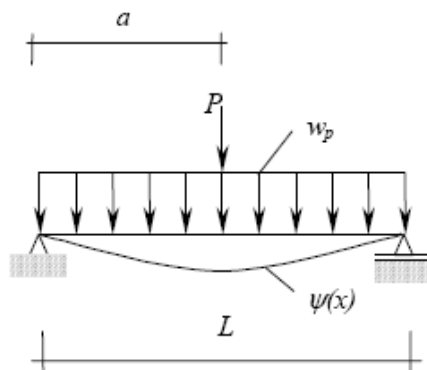


Figura 3-2. – Viga bi-apoiada com carregamento distribuído (Rennó, 2002).

Assim, P será:

$$P = \int_0^l P(x, t)\psi(x)dx + P_j(t)\psi_j \quad (3.11)$$

Considerando apenas a carga distribuida w_p atuando sobre a viga da Figura 3-2, resulta:

$$P = \int_0^l w_p \text{sen} \frac{\pi x}{L} dx = w_p \frac{L}{\pi} \left[-\cos \frac{\pi x}{L} \right]_0^L = \frac{2}{\pi} w_p L \quad (3.12)$$

onde:

w_p : carga distribuida

O valor de P , considerando, também, a influência da carga concentrada aplicada na Figura 3-2, será:

$$P = \int_0^l P(x, t)\psi(x)dx + P_j(t)\psi_j = w_p L \frac{2}{\pi} + P \text{sen} \frac{\pi a}{L} \quad (3.13)$$

Similarmente, a massa equivalente, m , pode ser obtida na forma:

$$P = \int_0^l \bar{m}\psi^2(x)dx + \sum_s m_s \psi^2(x_s) \quad (3.14)$$

onde \bar{m} é a massa por unidade de comprimento da viga, obtida pela carga total de piso, w_t , incluindo participantes, dividido por g ($9,86 \text{ m/s}^2$), e m_s é uma massa concentrada em um ponto de coordenada x_s . Na Figura 3-2, a massa equivalente, m , sem a presença da massa concentrada, será:

$$m = \int_0^l \bar{m} \text{sen}^2 \frac{\pi x}{L} dx = \bar{m} \left[\frac{x}{2} - \frac{\text{sen}2(\pi/L)}{4(\pi/L)} \right]_0^L = \frac{\bar{m}L}{2} \quad (3.15)$$

A rigidez desta viga, utilizando-se a mesma função de forma resulta Craig (1981).

$$K = \int_0^l E_a I_a (\psi'')^2 dx = \frac{E_a I_a \pi^4}{2L^3} \quad (3.16)$$

O valor da frequência natural deste sistema simplificado de um grau de liberdade é dado por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (3.17)$$

Utilizando-se as expressões para m e K obtidas nas equações (3.15) e (3.16), tem-se:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{EI\pi^4}{2L^3} \frac{2}{\bar{m}L}} \quad (3.18)$$

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{EI\pi^4}{\bar{m}L^4}} \quad (3.19)$$

$$f_n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gEI}{w_t L^4}} \quad (3.20)$$

onde:

f_n : frequência natural, Hz;

g : aceleração da gravidade;

E : módulo de elasticidade do material, N/m²;

I : momento de inércia, m⁴;

w_t : carga distribuída, N/m;

L : comprimento do vão, m.

4. ANÁLISE NUMÉRICA.

4.1. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS UTILIZADAS NESTE TRABALHO.

Na elaboração do estudo numérico foram utilizados dois programas computacionais ANSYS (2007) e SAP2000 (2008).

4.1.1. ANSYS (2007).

A seguir se descrevem os principais elementos utilizados na abordagem numérica do problema em estudo.

O elemento SOLID65 ilustrado na Figura 4-1 é usado para modelagem 3-D de estruturas de concreto com ou sem barras de armadura, ele foi utilizado na discretização da laje de concreto. Este tipo de elemento possui oito nós, cada um com três graus de liberdade: translações nos eixos x , y e z . É capaz de simular o comportamento de materiais como o concreto, ou seja, fissuração na tração e esmagamento na compressão. As armaduras podem ser incluídas sob a forma de taxas, orientadas segundo os ângulos pré-determinados e resistem apenas a tensões axiais. Tanto o elemento em si quanto a armadura permitem consideração da não linearidade dos materiais. O SOLID65 permite simular fissuração na tração (nas três direções ortogonais) e esmagamento na compressão, bem como um comportamento com não linearidade física, o que permite avaliar, caso seja de interesse do usuário, deformações plásticas

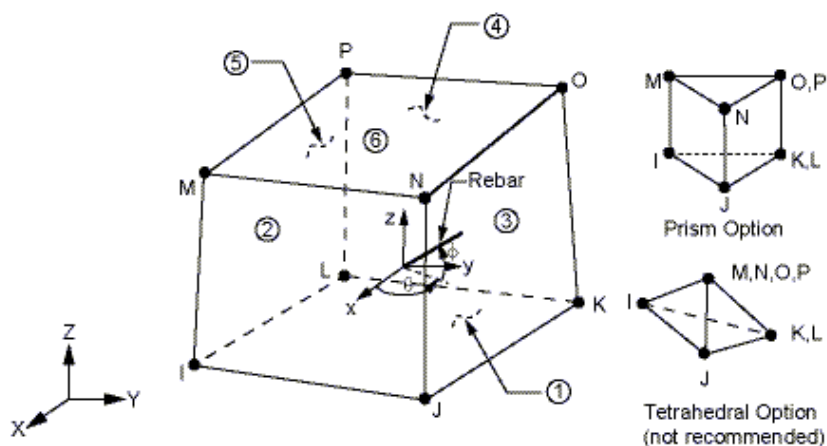


Figura 4-1. – Elemento sólido SOLID65, da Biblioteca (ANSYS, 2007).

O elemento estrutural tridimensional SOLID45, esquematizado na Figura 4-2, foi utilizado para simular o comportamento dos perfis metálicos. Da mesma forma que o SOLID65, o SOLID45 também possui oito nós, sendo cada nó com três graus de liberdade, referente às translações em x, y e z. O SOLID45 também permite considerar a plasticidade, bem como a ortotropia do material.

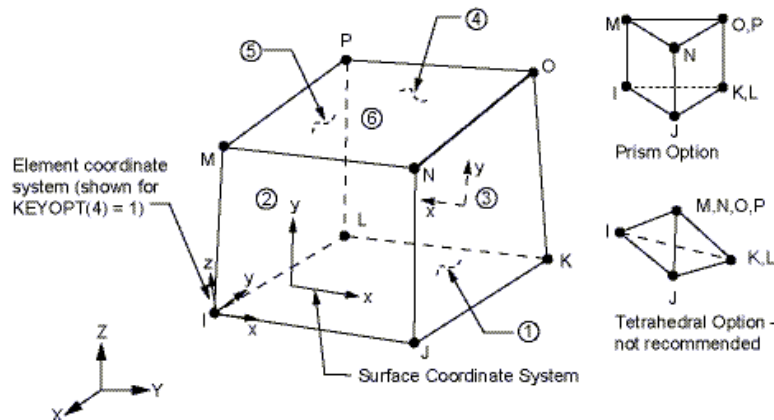


Figura 4-2. – Elemento sólido SOLID45, da Biblioteca (ANSYS, 2007).

O elemento estrutural SHELL63 esquematizado na Figura 4-3, foi utilizado para simular o comportamento da laje de concreto e os perfis metálicos. Este elemento possui quatro nós e quatro espessuras. Esse elemento considera efeitos de membrana e/ou flexão. O elemento tem seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x, y e z. As características críticas de sistemas que apresentam grande rigidez ou grandes deflexões podem ser simuladas através deste tipo de elemento.

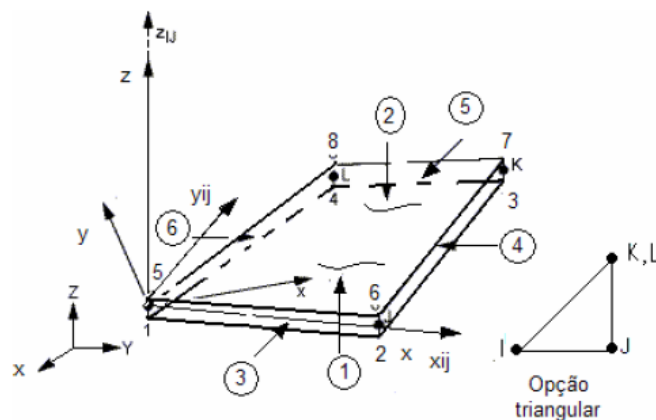


Figura 4-3. – Elemento elástico SHELL63, da Biblioteca (ANSYS, 2007).

O elemento BEAM4 esquematizado na Figura 4-4 foi utilizado para simular o comportamento dos enrijecedores. Este tipo de elemento é utilizado em análise tridimensional, é um elemento uniaxial com tração, compressão, torção e flexão. Possui seis graus de liberdade em cada nó: translações nodais nas direções x, y e z e também rotações sobre estes três eixos. Ao mesmo tempo, incluem a capacidade de endurecimento de deformação e análise de grandes deformações. O elemento pode ser definido com dois ou três nós; neste caso o terceiro nó é utilizado para orientação da seção transversal do elemento no espaço, o que também pode ser feito indicando um ângulo de orientação. As cargas do elemento são definidas segundo as direções indicadas na Figura 4-4.

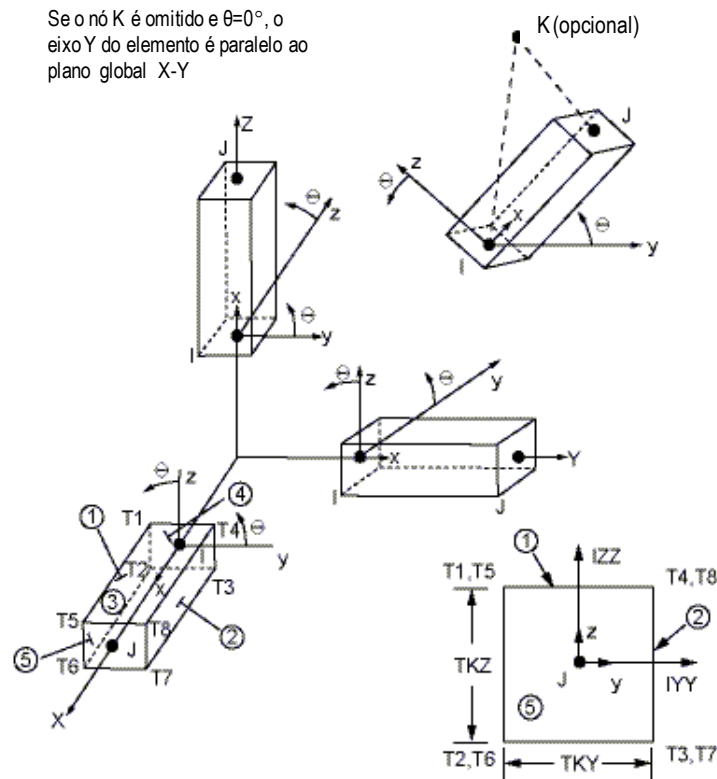


Figura 4-4. – Elemento elástico BEAM4 , da Biblioteca (ANSYS, 2007).

4.1.2. SAP2000 (2008).

Os elementos utilizados são: SHELL, utilizado para modelar a laje de concreto no qual se mostra na Figura 4-5, este elemento possui quatro nós (j_1, j_2, j_3, j_4) e em cada nó seis graus de liberdade sendo três translações denotadas por U1, U2 e U3 e três rotações denotadas por R1,

R2 e R3. Este elemento pode-se considerar como homogêneo ou através espessuras de capas. O elemento é capaz de suportar forças e momentos.

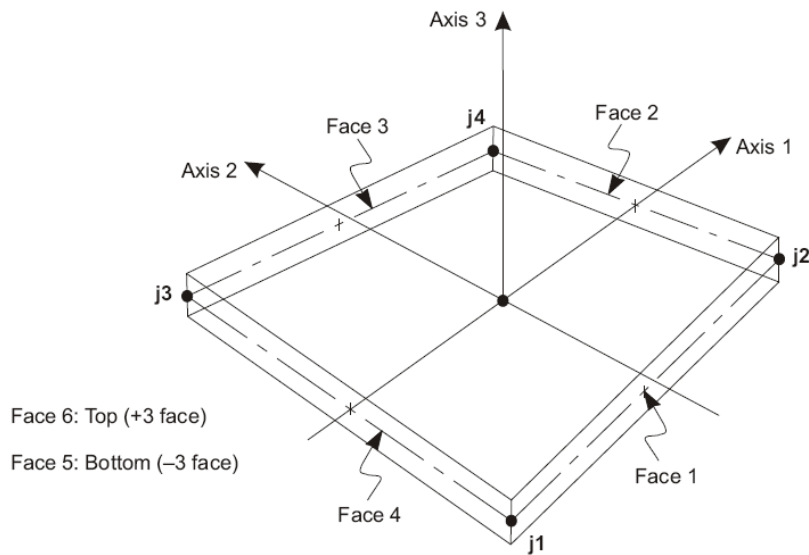


Figura 4-5. – Elemento SHELL, da Biblioteca (SAP2000, 2008).

Para o perfil de aço foi escolhido o elemento FRAME da biblioteca do programa como tipo I/wide flange W150x24. O elemento FRAME é muito bom para ser usado no modelado de vigas que incluem efeitos flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações de cortante biaxial. Possui dois nós denotados por (I, J) e em cada nó seis graus de liberdade e sendo três translações e três rotações nos eixos 1,2 e 3. O elemento FRAME se observa na Figura 4-6.

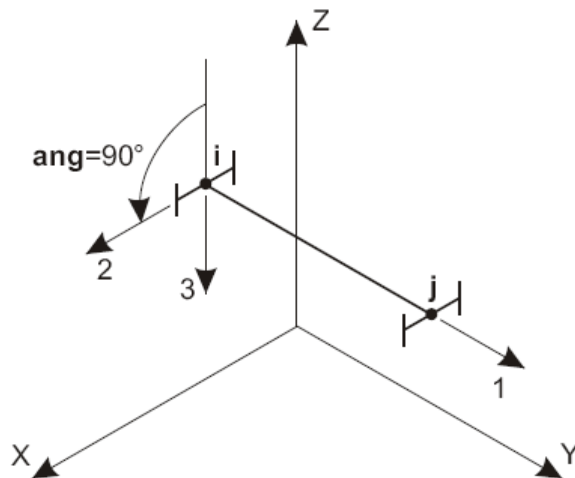


Figura 4-6. – Elemento FRAME, da Biblioteca (SAP2000, 2008).

4.2 PLATAFORMA INICIALMENTE PLANEJADA DE ENSAIOS DINÂMICOS.

De início, o projeto da plataforma mista de aço e concreto previu dimensões de comprimento e largura quase quadradas, adequadas para o espaço disponível no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, com vistas à sua utilização como plataforma de ensaios dinâmicos, considerando carregamentos induzidos por atividades humanas. Por este motivo a plataforma deveria possuir uma frequência fundamental menor que 5 Hz, enquanto a flecha máxima instantânea se mantivesse dentro dos limites $L/250$ exigidos pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2003.

Em um trabalho conjunto com Borges (2011), estudaram-se modelos numéricos para o estudo preliminar da plataforma, com o objetivo de obter as dimensões da plataforma que atendessem as especificações de tamanho e características dinâmicas acima mencionadas.

A estrutura inicialmente considerada consistiu em uma laje retangular maciça de concreto apoiada em duas de suas bordas e com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, soldados em dois perfis de aço, e para os outros lados considerou-se bordo livre. Os dois perfis de aço que estão conectados com a laje mediante os conectores de cisalhamento descansam sobre os quatro pilares de concreto engastados no chão, como se pode observar na Figura 4-7.

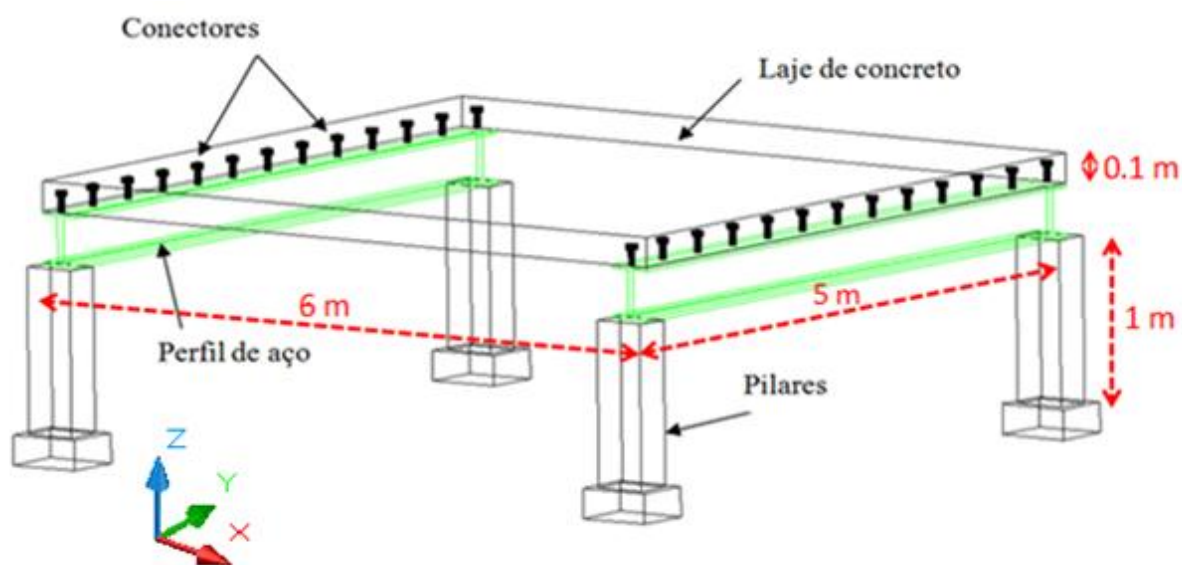


Figura 4-7. – Desenho esquemático da plataforma de ensaios dinâmicos, inicialmente estudada.

Foram realizadas simulações numéricas do comportamento da plataforma fazendo-se análise com aproximadamente 72 modelos diferentes variando-se a geometria da plataforma: espessura, comprimento, e a largura da laje de concreto, a seção transversal dos perfis de aço, e seção dos pilares de concreto. Além disso, variou-se a resistência a compressão do concreto considerada.

Os diferentes modelos foram analisados no programa ANSYS (2007) utilizando alguns dos elementos disponíveis no software como SOLID65 E SOLID45 e o escolhido nessa primeira etapa foi analisado também no programa (SAP2000, 2008).

4.2.1 Obtenção das frequências naturais da plataforma.

Programa ANSYS (2007)

A plataforma foi discretizada como se observa na Figura 4-8, de forma que todos os nós das bordas apoiadas da laje coincidiram com os nós superiores das vigas de aço, e os nós inferiores das vigas de aço coincidiram com os nós superiores do pilar de concreto, coincidindo as três interfaces e possibilitando o acoplamento entre tais conjuntos, realizado por meio destes nós.

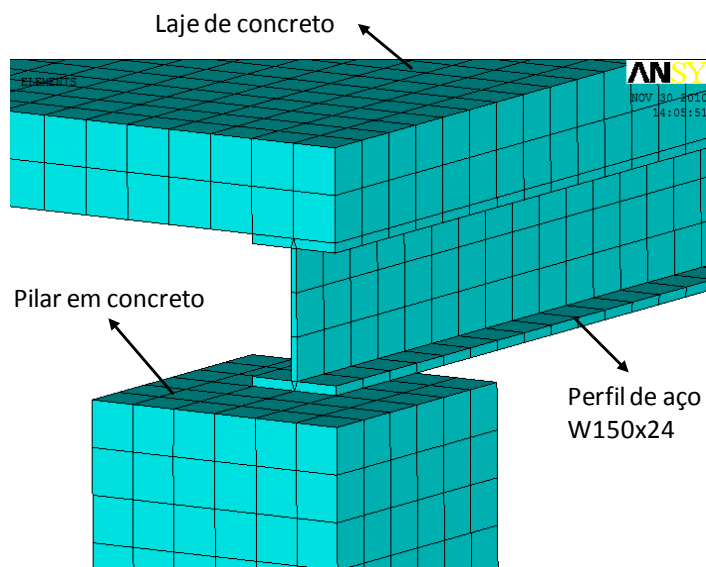


Figura 4-8. – Discretização em elementos finitos da plataforma inicialmente planejada, ANSYS (2007).

A discretização da estrutura completa possui 41.3634 nós e 26.822 elementos.

A seguir apresentam-se os resultados das análises de vibração livre dos 72 modelos analisados via ANSYS (2007), com o intuito de se obter as frequências naturais e os modos de vibração respectivos.

Na análise numérica foram obtidos os valores das frequências naturais correspondentes até o terceiro modo de vibração para cada um dos modelos desenvolvidos, os quais são apresentados, junto com as características de cada modelo nas Tabelas 4-1, 4-2, 4-3, 4-4, 4-5, 4-6.

Tabela 4-1. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa.

f _{ck}	25 MPa			25 MPa			25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			10 cm			8 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	6 m			6 m			6 m			6 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Seção Pilares A-B	20 cm			30 cm			20 cm			30 cm		
Modelo número	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Perfil	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	3,888 Hz	3,907 Hz	3,909 Hz	3,994 Hz	3,968 Hz	3,950 Hz	3,204 Hz	3,204 Hz	3,198 Hz	3,312 Hz	3,265 Hz	3,236 Hz
frequência 2 (Hz)	6,822 Hz	5,370 Hz	4,055 Hz	7,960 Hz	6,647 Hz	4,701 Hz	6,420 Hz	5,931 Hz	4,485 Hz	6,509 Hz	6,501 Hz	5,188 Hz
frequência 3 (Hz)	7,879 Hz	7,935 Hz	7,838 Hz	9,418 Hz	7,975 Hz	7,864 Hz	7,492 Hz	6,460 Hz	6,369 Hz	10,010 Hz	7,300 Hz	6,393 Hz
Deslocamento máximo (mm)	20,980 mm	21,032 mm	21,129 mm	20,049 mm	20,518 mm	20,804 mm	31,270 mm	31,576 mm	31,819 mm	29,391 mm	30,514 mm	31,188 mm

Tabela 4-2. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5 m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.

f _{ck}	21 MPa			21 MPa			21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			10 cm			8 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	6 m			6 m			6 m			6 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Seção Pilares A-B	20 cm			30 cm			20 cm			30 cm		
Modelo número	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Perfil	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	3,732 Hz	3,749 Hz	3,751 Hz	3,837 Hz	3,810 Hz	3,791 Hz	3,076 Hz	3,076 Hz	3,070 Hz	3,185 Hz	3,138 Hz	3,109 Hz
frequência 2 (Hz)	6,645 Hz	5,266 Hz	4,007 Hz	7,634 Hz	6,587 Hz	4,676 Hz	6,156 Hz	5,813 Hz	4,429 Hz	6,248 Hz	6,239 Hz	5,156 Hz
frequência 3 (Hz)	7,552 Hz	7,607 Hz	7,513 Hz	9,273 Hz	7,648 Hz	7,539 Hz	7,292 Hz	6,196 Hz	6,107 Hz	9,783 Hz	7,223 Hz	6,133 Hz
Deslocamento máximo (mm)	22,810 mm	22,873 mm	22,976 mm	21,739 mm	22,273 mm	22,601 mm	33,955 mm	34,291 mm	34,546 mm	31,781 mm	33,037 mm	33,799 mm

Tabela 4-3. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa.

fck	25 MPa			25 MPa			25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			10 cm			8 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Seção Pilares A=B	20 cm			30 cm			20 cm			30 cm		
Modelo número	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
Perfil	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	5,419 Hz	5,496 Hz	4,429 Hz	5,600 Hz	5,605 Hz	5,138 Hz	4,503 Hz	4,534 Hz	4,538 Hz	4,663 Hz	4,627 Hz	4,600 Hz
frequência 2 (Hz)	7,457 Hz	5,863 Hz	5,517 Hz	10,087 Hz	7,274 Hz	5,599 Hz	8,143 Hz	6,483 Hz	4,902 Hz	8,270 Hz	8,016 Hz	5,678 Hz
frequência 3 (Hz)	9,961 Hz	10,045 Hz	9,918 Hz	10,345 Hz	10,113 Hz	9,964 Hz	8,214 Hz	8,202 Hz	8,078 Hz	11,255 Hz	8,262 Hz	8,115 Hz
Deslocamento máximo (mm)	10,992 mm	10,583 mm	10,433 mm	10,236 mm	10,119 mm	10,181 mm	15,781 mm	15,499 mm	15,601 mm	14,669 mm	15,004 mm	15,299 mm

Tabela 4-4. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.

fck	21 MPa			21 MPa			21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			10 cm			8 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Seção Pilares A=B	20 cm			30 cm			20 cm			30 cm		
Modelo número	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
Perfil	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	5,208 Hz	5,278 Hz	4,377 Hz	5,383 Hz	5,384 Hz	5,112 Hz	4,326 Hz	4,354 Hz	4,357 Hz	4,485 Hz	4,447 Hz	4,418 Hz
frequência 2 (Hz)	7,264 Hz	5,750 Hz	5,298 Hz	9,677 Hz	7,212 Hz	5,376 Hz	7,810 Hz	6,356 Hz	4,842 Hz	7,940 Hz	7,932 Hz	5,645 Hz
frequência 3 (Hz)	9,550 Hz	9,633 Hz	9,508 Hz	10,195 Hz	9,701 Hz	9,554 Hz	7,998 Hz	7,869 Hz	7,748 Hz	11,066 Hz	7,940 Hz	7,786 Hz
Deslocamento máximo (mm)	11,887 mm	11,460 mm	11,301 mm	11,067 mm	10,956 mm	11,064 mm	17,080 mm	16,837 mm	16,945 mm	15,849 mm	16,254 mm	16,590 mm

Tabela 4-5. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 25 MPa.

fck	25 MPa			25 MPa			25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			10 cm			8 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	6 m			6 m			6 m			6 m		
Seção Pilares A=B	20 cm			30 cm			20 cm			30 cm		
Modelo número	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
Perfil	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	5,066 Hz	5,234 Hz	4,039 Hz	5,317 Hz	5,397 Hz	4,684 Hz	4,299 Hz	4,389 Hz	4,415 Hz	4,490 Hz	4,504 Hz	4,502 Hz
frequência 2 (Hz)	6,808 Hz	5,352 Hz	5,292 Hz	8,962 Hz	6,624 Hz	5,428 Hz	7,234 Hz	5,918 Hz	4,470 Hz	7,363 Hz	7,302 Hz	5,176 Hz
frequência 3 (Hz)	8,829 Hz	8,909 Hz	8,816 Hz	9,448 Hz	8,983 Hz	8,866 Hz	7,501 Hz	7,286 Hz	7,190 Hz	10,294 Hz	7,351 Hz	7,229 Hz
Deslocamento máximo (mm)	12,998 mm	12,045 mm	11,677 mm	11,726 mm	11,238 mm	11,001 mm	17,866 mm	16,895 mm	16,549 mm	16,279 mm	15,928 mm	15,797 mm

Tabela 4-6. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 21 MPa.

f _{ck}	21 MPa			21 MPa			21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			10 cm			8 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m			5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	6 m			6 m			6 m			6 m		
Seção Pilares A=B	20 cm			30 cm			20 cm			30 cm		
Modelo número	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
Perfil	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3	W 150x24	W 200x26,6	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	4,881 Hz	5,038 Hz	3,991 Hz	5,120 Hz	5,191 Hz	4,661 Hz	4,137 Hz	4,220 Hz	4,244 Hz	4,323 Hz	4,332 Hz	4,327 Hz
frequência 2 (Hz)	6,633 Hz	5,249 Hz	5,092 Hz	8,600 Hz	6,568 Hz	5,218 Hz	6,940 Hz	5,801 Hz	4,415 Hz	7,072 Hz	7,058 Hz	5,147 Hz
frequência 3 (Hz)	8,468 Hz	8,546 Hz	8,454 Hz	9,311 Hz	8,619 Hz	8,503 Hz	7,304 Hz	6,991 Hz	6,898 Hz	10,125 Hz	7,234 Hz	6,938 Hz
Deslocamento máximo (mm)	13,978 mm	12,980 mm	12,591 mm	12,631 mm	12,126 mm	11,888 mm	19,256 mm	18,247 mm	17,885 mm	17,551 mm	17,204 mm	17,089 mm

A partir dos resultados obtidos acima, foi escolhido inicialmente o modelo 13, por ter dimensões compatíveis com o espaço físico disponível no Laboratório de Estruturas da UnB, por apresentar a primeira frequência menor de 5 Hz e também a flecha máxima instantânea dentro dos limites aceitáveis.

As Figuras 4-9, 4-10 e 4-11 apresentam as primeiras três formas modais correspondentes ao modelo escolhido, o modelo 13. Pode-se verificar que o primeiro modo de vibração modal corresponde a uma flexão vertical; o segundo modo corresponde a duas ondas medias na direção do comprimento da laje e o terceiro modo de vibração corresponde a duas ondas medias na direção da largura da laje.

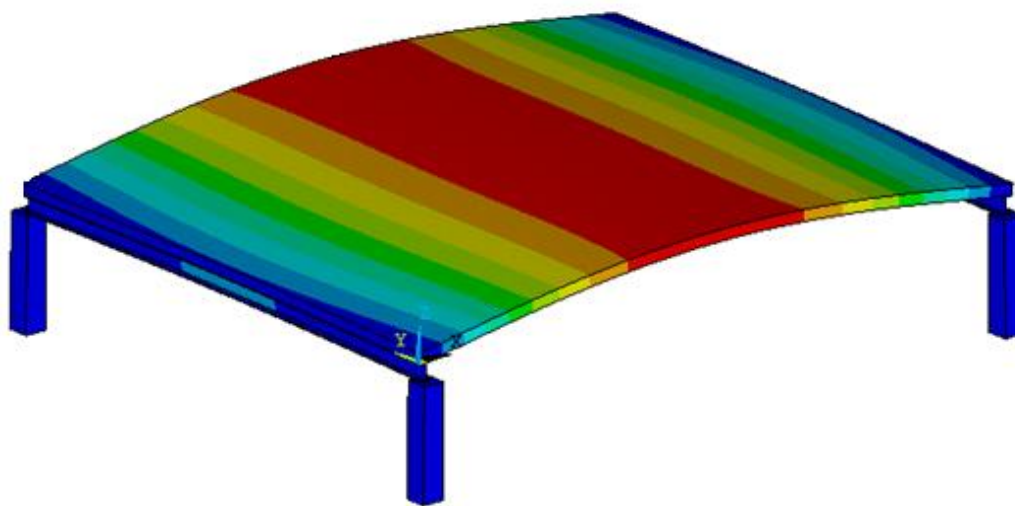


Figura 4-9. – Primeiro modo de vibração da plataforma, modelo 13, $f_1=3,732$ Hz.

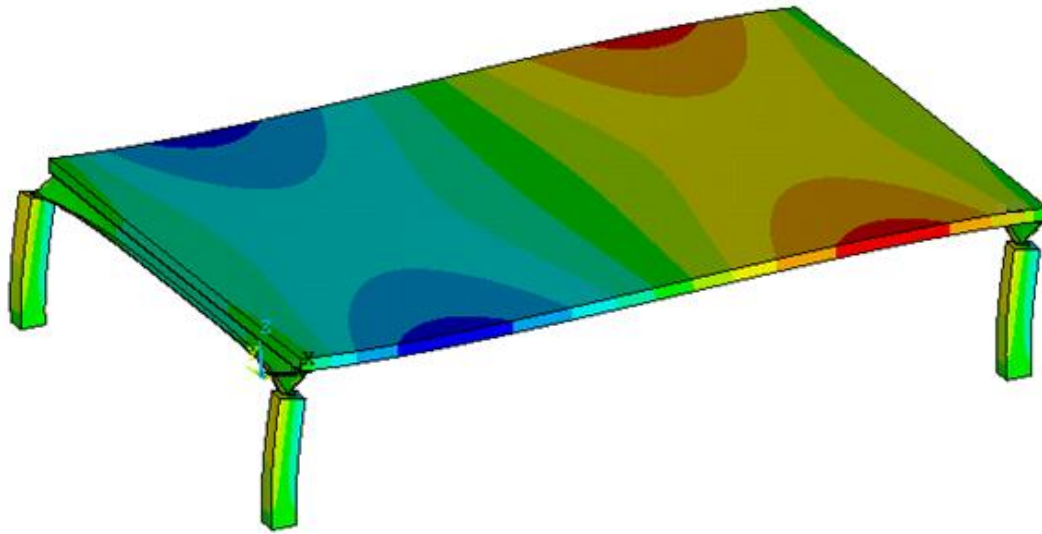


Figura 4-10. – Segundo modo de vibração da plataforma, modelo 13, $f_2=6,645$ Hz.

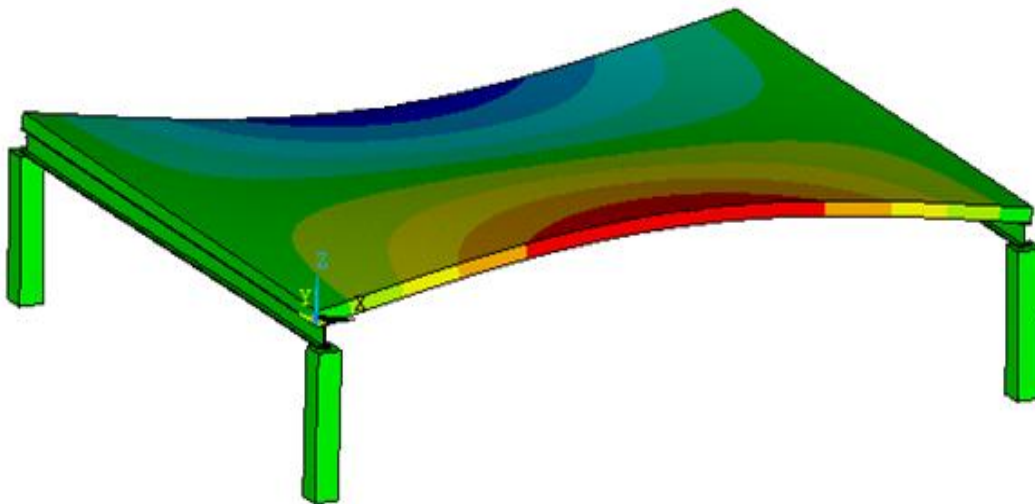


Figura 4-11. – Terceiro modo de vibração da plataforma, modelo 13, $f_3=7,552$ Hz.

Em seguida, a Figura 4-12 apresenta a configuração deformada da plataforma produzida pelo carregamento estático do peso próprio.

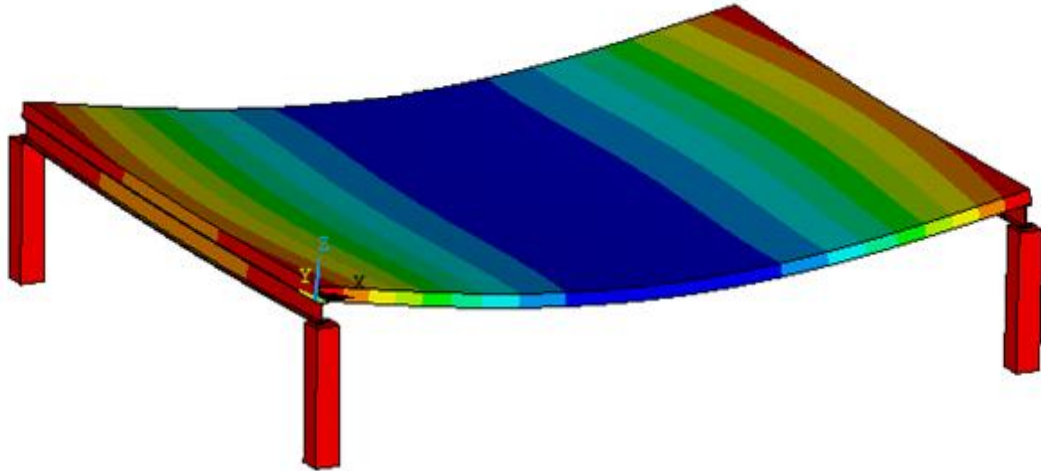


Figura 4-12. – Deslocamento máximo da plataforma, modelo 13, $\delta_{\max} = 22,81$ mm.

Programa SAP2000 (2008)

A discretização do modelo 13 da plataforma pode ser observada na Figura 4-13. Os elementos utilizados são: Shell-Thin, para a laje de concreto, para o perfil de aço foi escolhido um perfil da biblioteca do programa do tipo I/wide flange W150x24 e para os pilares escolheu-se uma seção retangular de concreto armado de 0.2 m x 0.2 m. Na Figura 4-14 se mostra a deformada da plataforma.

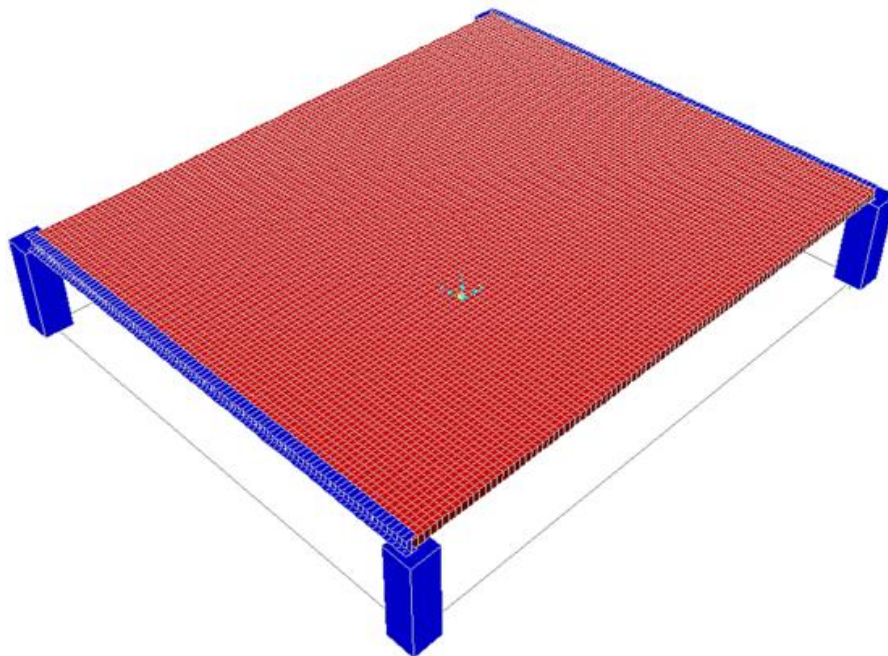


Figura 4-13. – Discretização em elementos finitos da plataforma SAP2000 (2008).

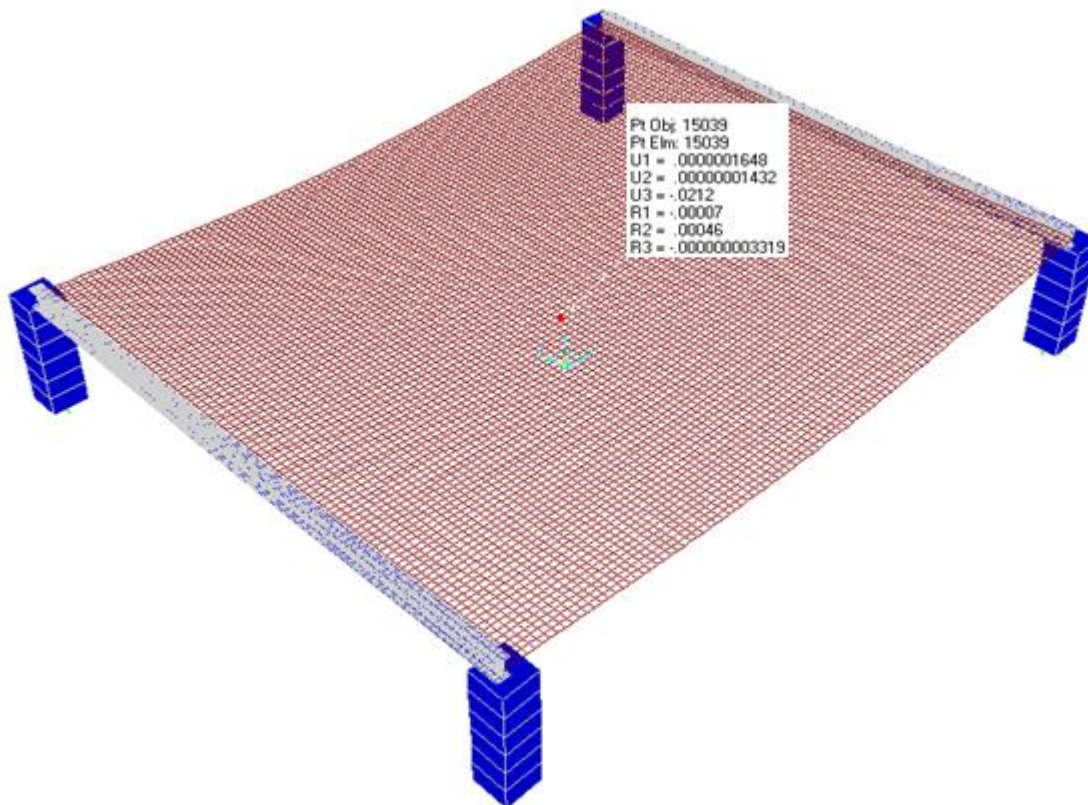


Figura 4-14. – Configuração deformada da plataforma, modelo 13, $\delta_{\max} = 21.2 \text{ mm}$, SAP2000 (2008)

Para o modelo 13 foram realizadas as comparações das frequências e flechas máximas obtidas através do ANSYS (2007), do SAP2000 (2008) e dos códigos internacionais *AISC/CISC* e *SCI*, como pode ser observado Tabela 4-7.

Tabela 4-7. – Comparação das frequências e flecha máxima para o modelo 13.

	Modelo 13					
	Ansys	Sap 2000	SCI		AISC/CISC	
			$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{\max}}}$		$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\delta_{\max}}}$	
			Ansys	Sap 2000	Ansys	Sap 2000
Frequência 1	3,7318 Hz	3,9163 Hz	3,7689 Hz	3,9112 Hz	3,7329 Hz	3,8739 Hz
Frequência 2	6,6449 Hz	7,6277 Hz				
Frequência 3	7,5519 Hz	11,01 Hz				
Flecha Máxima	22,81 mm	21,18 mm				

Como pode ser observado, as análises realizadas apresentam resultados bastante similares entre si.

4.3. PLATAFORMA DE ENSAIOS DINAMICOS, FINALMENTE CONSTRUIDA NO LABORATORIO DE ESTRUTURAS.

A partir dos resultados das análises numéricas descritas no item anterior, foram feitas algumas pequenas mudanças na estrutura da plataforma para seu aprimoramento:

1. Aumento da inércia do perfil I;
2. Troca de pilares de concreto por pilares de aço;
3. Inclusão de novos perfis em U, para fechar quadro superior entre os perfis em I, e para união dos pilares de aço;
4. Troca dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça por conectores tipo U;
5. Novas placas de aço na parte inferior dos pilares.

Estas mudanças foram pensadas com a finalidade de que a plataforma fique mais rígida com relação às possíveis deformações laterais.

A estrutura resultante é uma laje retangular maciça de concreto de comprimento e largura de aproximadamente de 6 m e 5 m, respectivamente, com espessura de 10 cm, apoiada em duas de suas bordas em dois perfis de aço tipo W 200 x 19.3, e os outros dois lados têm bordo livre.

Os dois perfis principais de aço tipo W 200 x 19.3, estão unidos horizontalmente através de dois perfis de aço tipo U de quatro polegadas, os perfis tipo W por sua vez apóiam-se também sobre oito perfis de aço W 200 x 19.3, estes oito perfis estão unidos com quatro pilares de aço tipo H, os quais estão unidos a chapas de aço de espessura de 7/8 de polegadas as quais descansam no chão. Estes pilares estão unidos horizontalmente mediante quatro perfis de aço tipo U de quatro polegadas, como se observa nas Figuras 4-15 a 4-19. A armadura da plataforma se pode observar na figura 4-20.

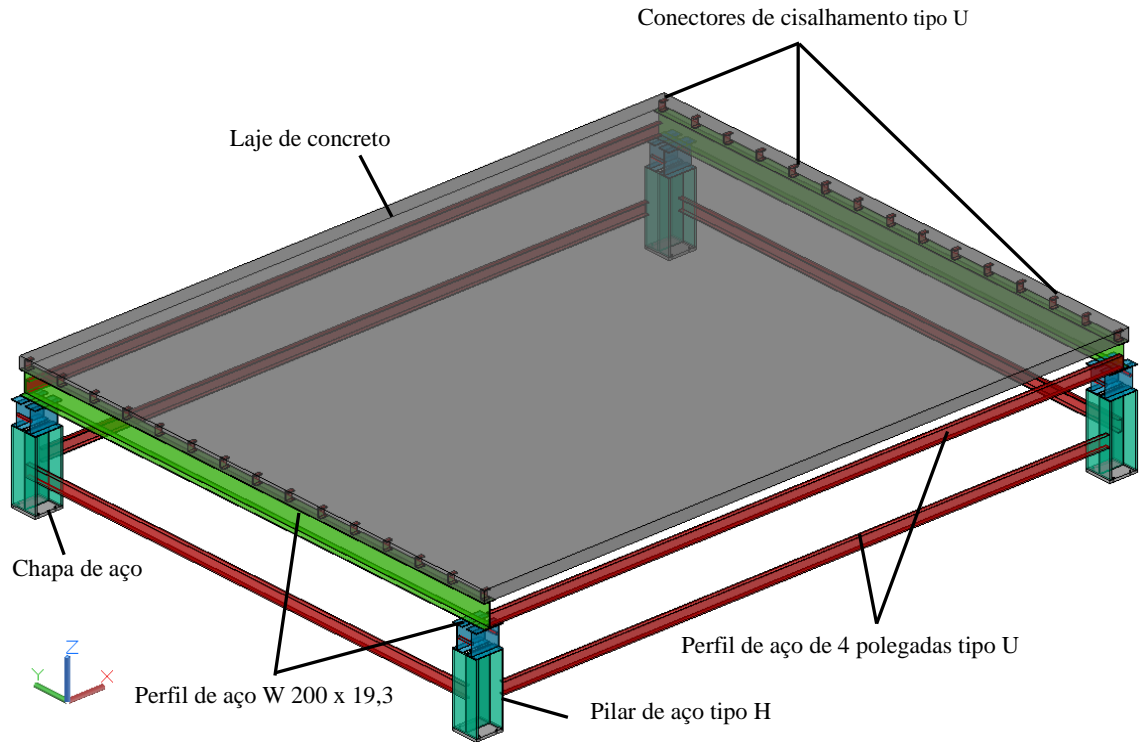


Figura 4-15. – Desenho esquemático da plataforma de ensaios dinâmicos, montada no laboratório de estruturas.

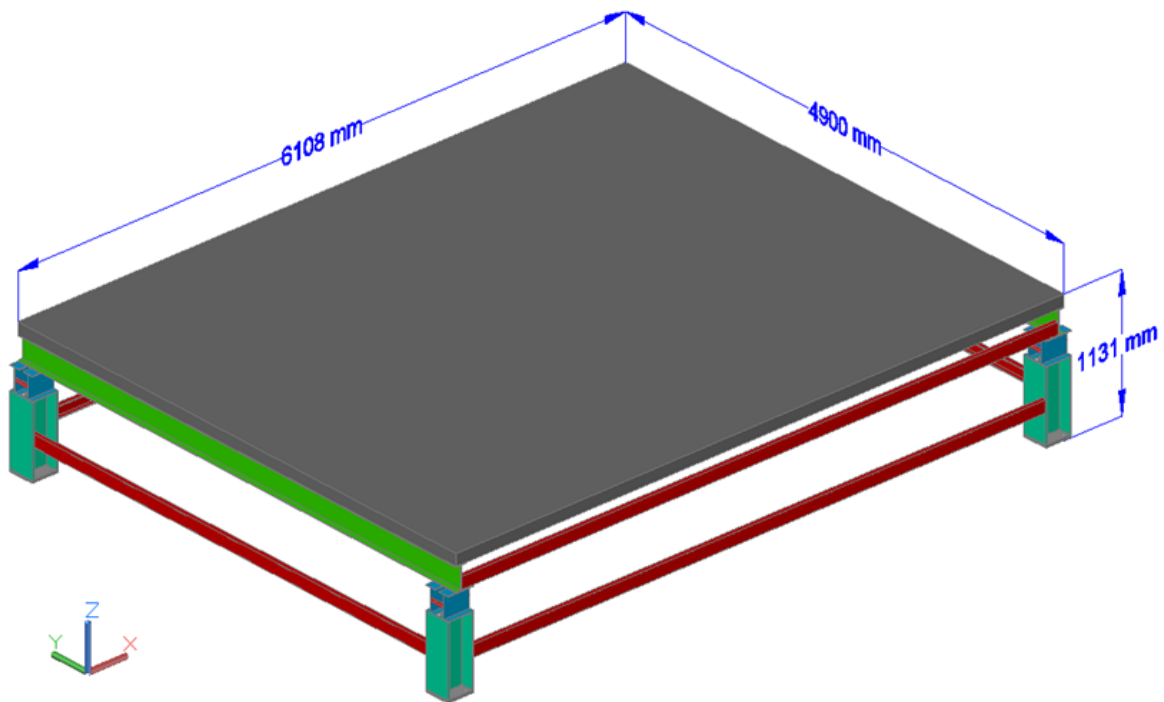


Figura 4-16. – Medidas gerais de comprimento, largura e altura da plataforma de ensaios dinâmicos.

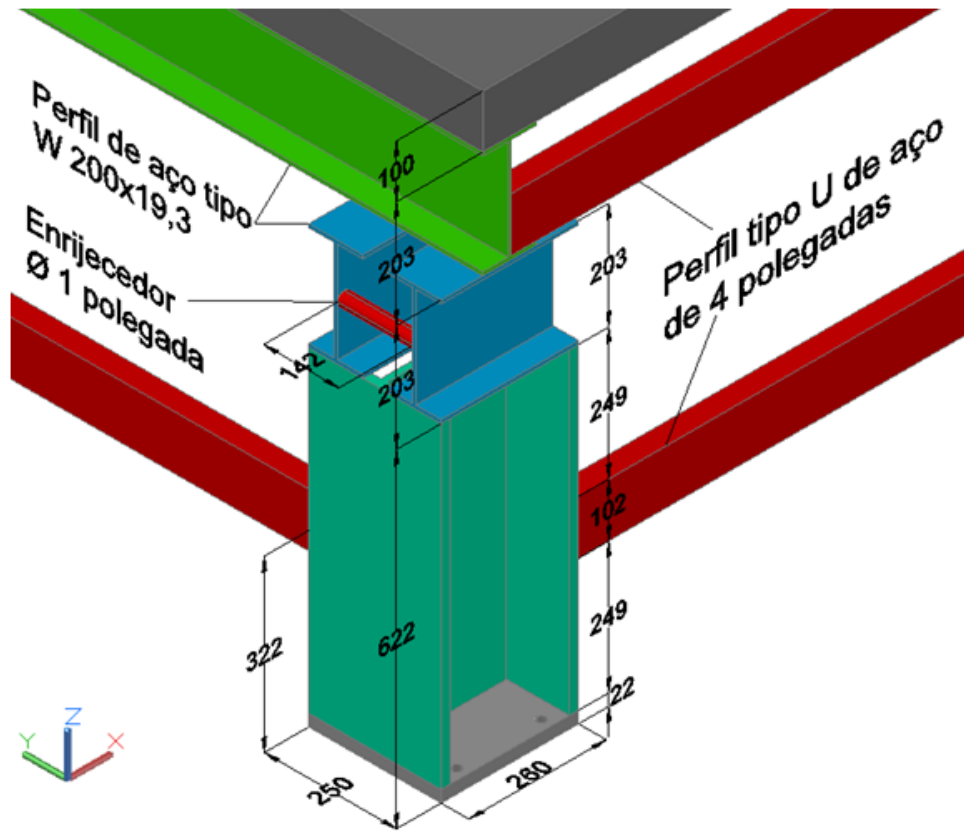


Figura 4-17. – Detalhamento das medidas dos perfis, pilar e laje. Medidas em mm.

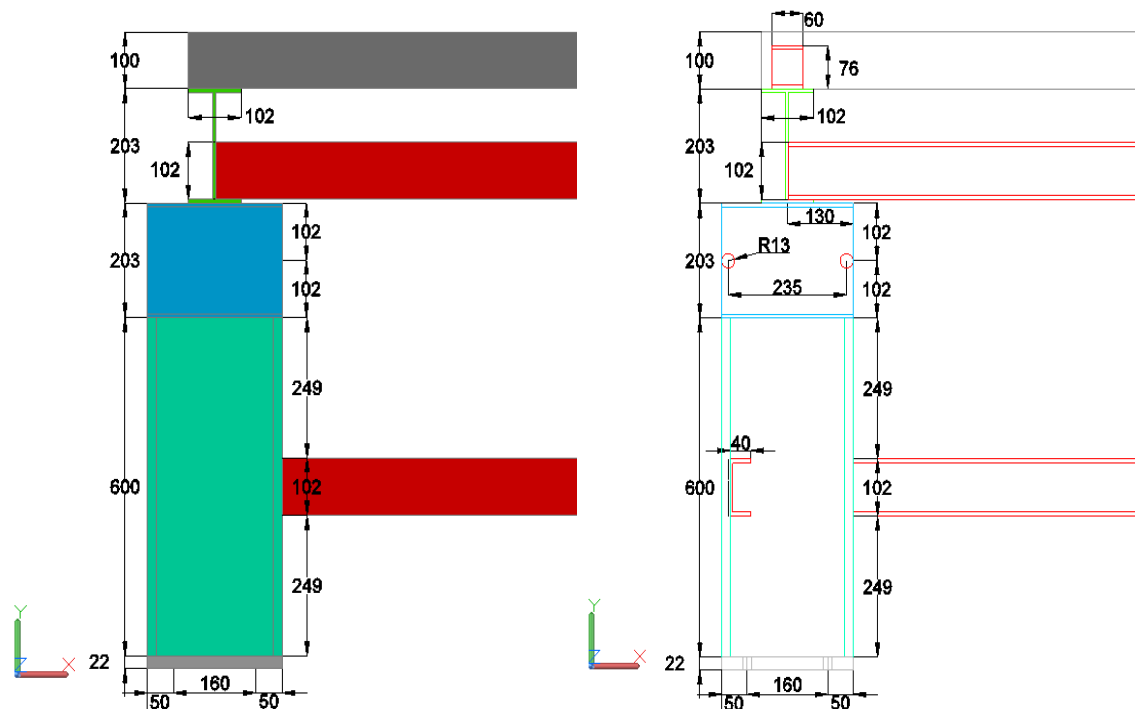


Figura 4-18. – Detalhamento de dimensões, da vista frontal da plataforma de ensaios dinâmicos. Medidas em mm.

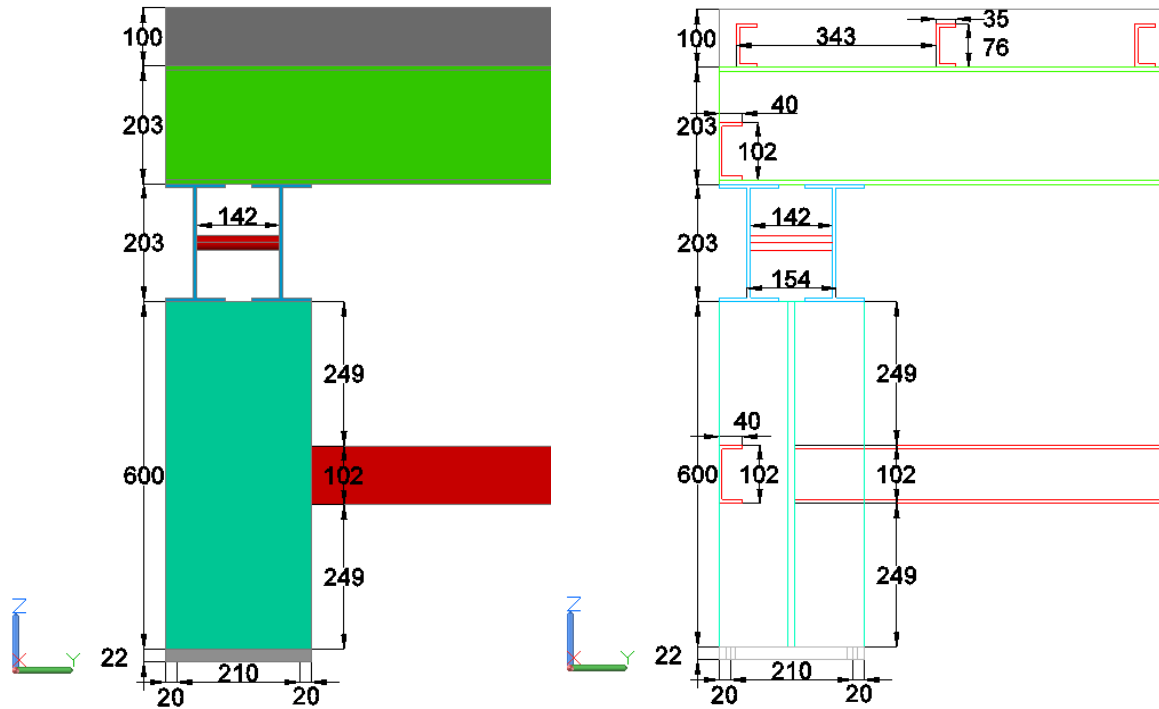


Figura 4-19. – Detalhamento de dimensões, da vista lateral da plataforma de ensaios dinâmicos. Medidas em mm.

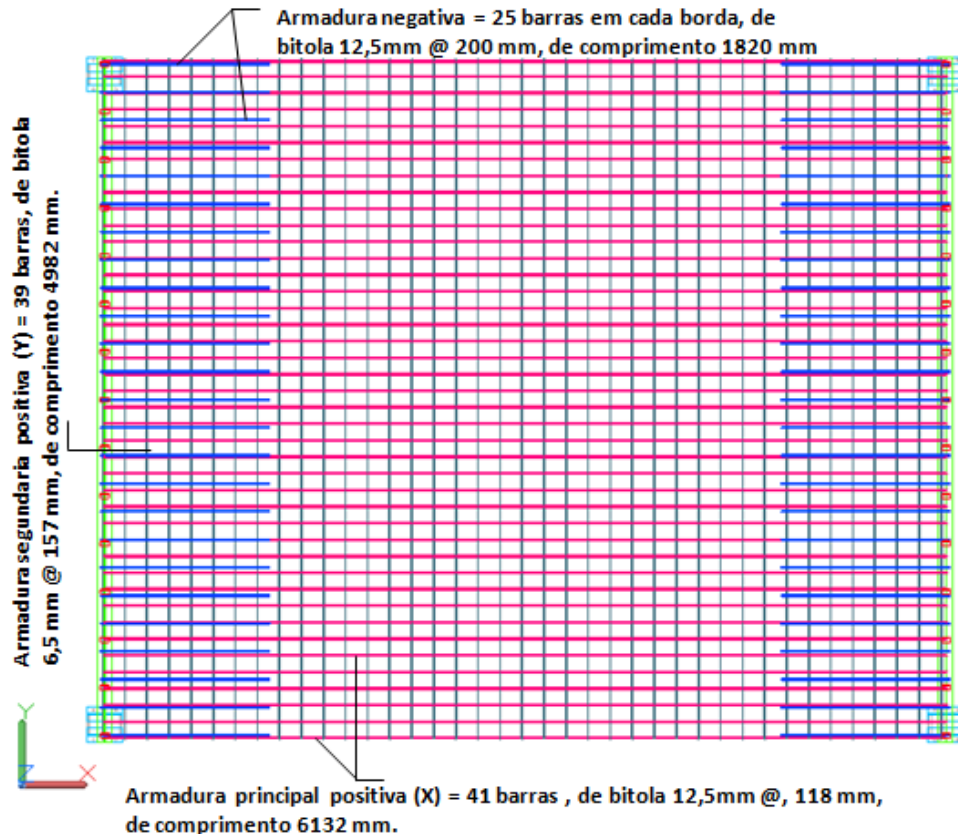


Figura 4-20. – Vista em planta da plataforma de ensaios dinâmicos e detalhamento da armadura da laje de concreto.

4.3.1 Discretização da estrutura.

Foram realizadas simulações numéricas da plataforma de ensaios dinâmicos fazendo uma análise com aproximadamente 48 modelos diferentes onde a geometria foi alterada: espessura, comprimento e largura da laje de concreto, a seção transversal dos perfis de aço, além de variar-se a resistência à compressão do concreto.

Os diferentes modelos foram analisados no programa ANSYS (2007) utilizando alguns dos elementos de sua biblioteca como, por exemplo, o SOLID65, SOLID45, SHELL63 e BEAM4.

Para a presente análise da plataforma foi considerado um comportamento elástico-linear para os materiais aço e concreto armado.

Os 48 modelos analisados nesta fase, utilizando os elementos tipo SHELL63 e BEAM4, são constituídos pela laje de concreto, vigas e pilares de aço.

A plataforma foi discretizada conforme na Figura 4-21, de forma que todos os nós das bordas apoiadas da laje coincidisse com os nós superiores das vigas de aço W 200 x 19,3, e os nós inferiores das vigas de aço coincidisse com os nós superiores das vigas de aço W 200 x 19,3, além disso, os nós inferiores das vigas de aço dispostas perpendicularmente coincidiram com os nós superiores dos pilares H, e os nós inferiores dos pilares coincidiram com os nós das bases de aço que por sua vez estão engastadas no chão, desta forma possibilitando o acoplamento entre tais conjuntos.

O modelo número 38, discretizado utilizando os elementos tipo SHELL63 e BEAM4, foi escolhido como modelo final para modelagem numérica da plataforma. Este modelo possui uma malha de elementos finitos de 102.827 elementos e 105.201 nós.

A Tabela 4-8 resume a quantidade de elementos e nós utilizados no modelo 38, variando unicamente o refinamento da malha.

Tabela 4-8. – Quantidade de elementos e nós utilizados no modelo 38, desenvolvido com SHELL63 e BEAM4, bf = comprimento da mesa do perfil W 200 x 19,3.

Tamanho da malha	bf/1	bf/2	bf/3	bf/4	bf/5
	10,2 cm	5,1 cm	3,4 cm	2,55 cm	2,04 cm
Número de Elementos	5014	16952	39186	66012	102827
Número de Nós	5454	17894	40590	67904	105201

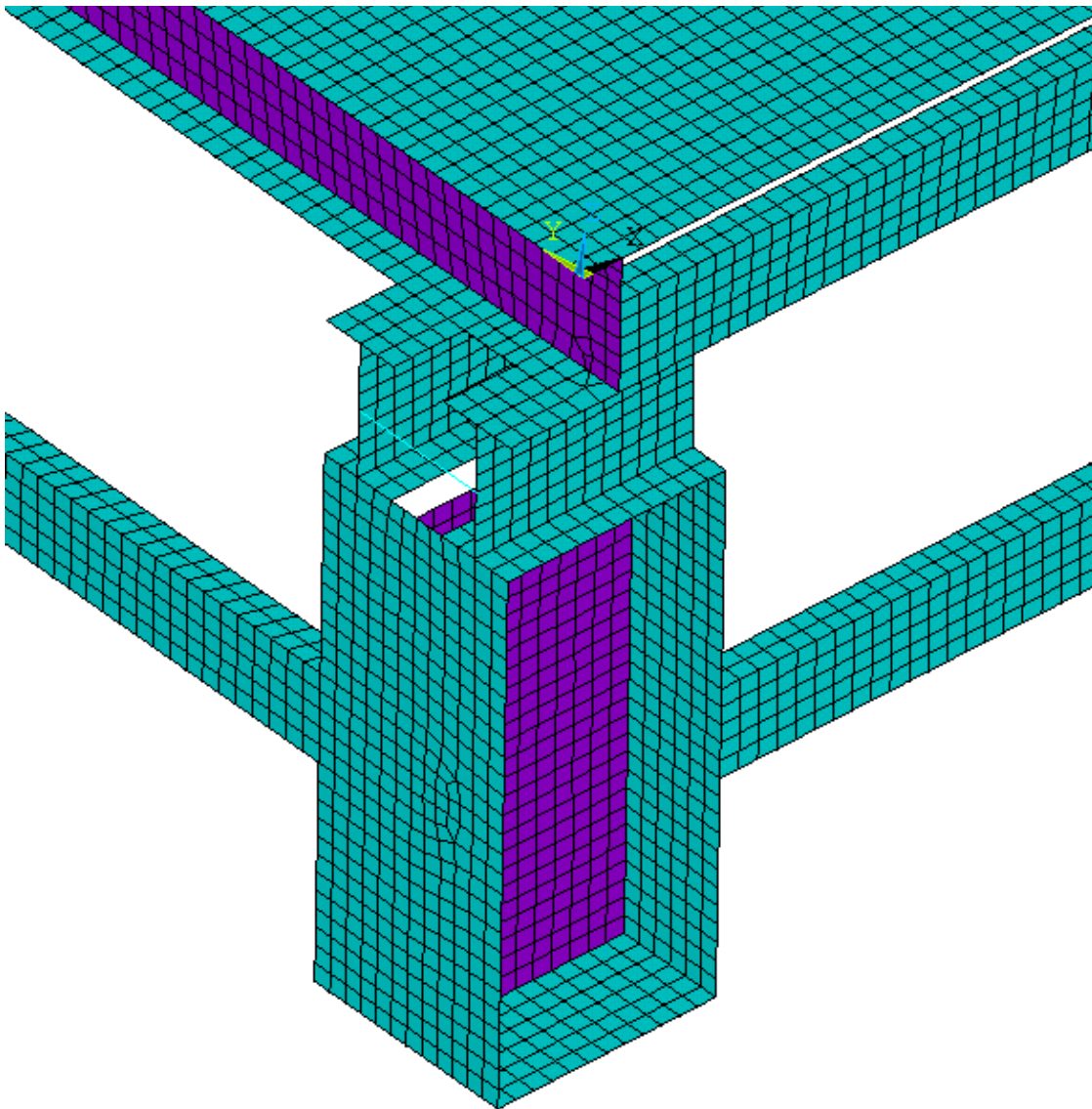


Figura 4-21. – Discretização da plataforma mediante elementos finitos, ANSYS (2007).

4.3.2 Considerações sobre os pesos específicos.

A simulação numérica em vibração livre foi feita considerando apenas o peso próprio da estrutura, a partir do peso específico de cada material como se mostra na Tabela 4-9.

Tabela 4-9. – Peso específico dos materiais utilizados no modelo numérico da plataforma de ensaios dinâmicos.

Material	Peso específico
Concreto armado	25 kN/m ³
Perfil de aço	78,5 kN/m ³

Deve-se levar em consideração ainda o peso próprio devido aos perfis de aço e à laje de concreto como se pode observar na Tabela 4-10.

Tabela 4-10. – Peso próprio aproximado da plataforma de ensaios dinâmicos.

Material	Peso próprio de cada peça
Base de aço	447,18 N
Pilar de aço tipo H	2112,34 N
Perfil aço U de 4 polegadas	2595,00 N
Perfil aço W 200 x 19,3	2264,30 N
Enrijecedores	45,25 N
Conectores de cisalhamento	126,00 N
Laje de concreto	74820,55 N
Peso aproximado total da plataforma de ensaios dinâmicos	82410,62 N

Os deslocamentos verticais ocorridos em função do peso próprio foram considerados e comparados segundo a norma brasileira ABNT NBR 6118:2003.

4.3.3 Análise de vibração livre.

Foi realizada uma análise de vibração livre da plataforma, para cada modelo estudado, obtendo-se as frequências naturais e os modos de vibração correspondentes.

Através de análises de vibração livre realizadas, utilizando o programa ANSYS (2007), foram obtidos os valores das frequências naturais dos 48 modelos diferentes, estudados utilizando os elementos tipo SHELL63 e BEAM4 e, além disso, foram analisadas as formas modais correspondentes. Na análise numérica foram obtidos os valores representativos das frequências naturais até o terceiro modo de vibração para cada um dos modelos desenvolvidos, o deslocamento máximo apresentado é devido ao peso próprio. Os valores das frequências naturais e dos modelos estudados estão dispostos nas Tabela 4-11 a 4-18.

Tabela 4-11. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa

fck	25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	6 m			6 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m		
Modelo número	1	2	3	4	5	6
Perfil	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	3,851 Hz	3,822 Hz	3,875 Hz	3,176 Hz	3,131 Hz	3,168 Hz
frequência 2 (Hz)	6,483 Hz	5,873 Hz	4,962 Hz	6,185 Hz	6,094 Hz	5,464 Hz
frequência 3 (Hz)	6,505 Hz	6,314 Hz	5,009 Hz	6,496 Hz	6,182 Hz	5,547 Hz
Deslocamento máximo (mm)	21,267 mm	21,618 mm	21,378 mm	31,733 mm	32,769 mm	32,364 mm

Tabela 4-12.– Frequências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.

fck	21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	6 m			6 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m		
Modelo número	7	8	9	10	11	12
Perfil	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3
frequência 1 (Hz)	3,701 Hz	3,670 Hz	3,720 Hz	3,054 Hz	3,007 Hz	3,042 Hz
frequência 2 (Hz)	6,483 Hz	5,873 Hz	4,962 Hz	5,936 Hz	5,867 Hz	5,463 Hz
frequência 3 (Hz)	6,505 Hz	6,308 Hz	5,006 Hz	6,492 Hz	6,156 Hz	5,540 Hz
Deslocamento máximo (mm)	23,047 mm	23,501 mm	23,242 mm	34,383 mm	35,597 mm	35,139 mm

Tabela 4-13. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 25 MPa.

fck	25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m		
Modelo número	13	14	15	16	17	18
Perfil	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3
freqüência 1 (Hz)	5,357 Hz	5,323 Hz	5,453 Hz	4,468 Hz	4,416 Hz	4,496 Hz
freqüência 2 (Hz)	9,229 Hz	6,568 Hz	5,457 Hz	7,834 Hz	7,257 Hz	6,041 Hz
freqüência 3 (Hz)	9,329 Hz	6,965 Hz	5,508 Hz	9,272 Hz	7,712 Hz	6,102 Hz
Deslocamento máximo (mm)	11,230 mm	11,331 mm	10,668 mm	15,979 mm	16,281 mm	15,824 mm

Tabela 4-14. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 5m, comprimento perfil 5m, resistência do concreto de 21 MPa.

fck	21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	5 m			5 m		
Modelo número	19	20	21	22	23	24
Perfil	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3
freqüência 1 (Hz)	5,156 Hz	5,121 Hz	5,245 Hz	4,299 Hz	4,245 Hz	4,319 Hz
freqüência 2 (Hz)	9,172 Hz	6,567 Hz	5,452 Hz	7,517 Hz	7,251 Hz	6,040 Hz
freqüência 3 (Hz)	9,392 Hz	6,959 Hz	5,505 Hz	9,271 Hz	7,435 Hz	6,096 Hz
Deslocamento máximo (mm)	12,103 mm	12,223 mm	11,532 mm	17,239 mm	17,598 mm	17,184 mm

Tabela 4-15. – Frequências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 25 MPa.

fck	25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	6 m			6 m		
Modelo número	25	26	27	28	29	30
Perfil	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19.3	W 250x25,3
freqüência 1 (Hz)	4,961 Hz	4,938 Hz	4,984 Hz	4,251 Hz	4,214 Hz	4,359 Hz
freqüência 2 (Hz)	7,183 Hz	6,006 Hz	5,012 Hz	6,994 Hz	6,648 Hz	5,527 Hz
freqüência 3 (Hz)	7,185 Hz	6,347 Hz	5,186 Hz	7,183 Hz	6,927 Hz	5,551 Hz
Deslocamento máximo (mm)	13,515 mm	13,586 mm	12,178 mm	18,205 mm	18,423 mm	16,970 mm

Tabela 4-16. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 5m x 6m, comprimento perfil 6m, resistência do concreto de 21 MPa.

fck	21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	5 m			5 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	6 m			6 m		
Modelo número	31	32	33	34	35	36
Perfil	W 150x24	W 200x19,3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19,3	W 250x25,3
freqüência 1 (Hz)	4,794 Hz	4,770 Hz	4,983 Hz	4,101 Hz	4,062 Hz	4,195 Hz
freqüência 2 (Hz)	7,183 Hz	6,004 Hz	4,999 Hz	6,712 Hz	6,596 Hz	5,526 Hz
freqüência 3 (Hz)	7,185 Hz	6,342 Hz	5,009 Hz	7,183 Hz	6,695 Hz	5,546 Hz
Deslocamento máximo (mm)	14,456 mm	14,539 mm	13,077 mm	19,529 mm	19,791 mm	18,292 mm

Tabela 4-17. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 4,9m, comprimento perfil 4,9m, resistência do concreto de 25 MPa.

fck	25 MPa			25 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	6 m			6 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	4,9 m			4,9 m		
Modelo número	37	38	39	40	41	42
Perfil	W 150x24	W 200x19,3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19,3	W 250x25,3
freqüência 1 (Hz)	3,863 Hz	3,833 Hz	3,883 Hz	3,184 Hz	3,137 Hz	3,172 Hz
freqüência 2 (Hz)	6,484 Hz	5,913 Hz	5,010 Hz	6,273 Hz	6,140 Hz	5,511 Hz
freqüência 3 (Hz)	6,505 Hz	6,328 Hz	5,062 Hz	6,499 Hz	6,240 Hz	5,605 Hz
Deslocamento máximo (mm)	21,178 mm	21,572 mm	21,339 mm	31,662 mm	32,707 mm	32,305 mm

Tabela 4-18. – Freqüências e deslocamento máximo para a laje de 6m x 4,9m, comprimento perfil 4,9m, resistência do concreto de 21 MPa.

fck	21 MPa			21 MPa		
Espessura laje (direção Z)	10 cm			8 cm		
Comprimento laje (direção X)	6 m			6 m		
Largura laje, comprimento perfil (direção Y)	4,9 m			4,9 m		
Modelo número	43	44	45	46	47	48
Perfil	W 150x24	W 200x19,3	W 250x25,3	W 150x24	W 200x19,3	W 250x25,3
freqüência 1 (Hz)	3,712 Hz	3,680 Hz	3,727 Hz	3,060 Hz	3,012 Hz	3,046 Hz
freqüência 2 (Hz)	6,483 Hz	5,912 Hz	5,009 Hz	6,023 Hz	5,952 Hz	5,510 Hz
freqüência 3 (Hz)	6,504 Hz	6,328 Hz	5,058 Hz	6,492 Hz	6,171 Hz	5,598 Hz
Deslocamento máximo (mm)	22,995 mm	23,452 mm	23,199 mm	34,305 mm	35,530 mm	35,074 mm

Dentre os 48 modelos analisados, 30 apresentam a primeira frequência fundamental inferior a 5 Hz, e deslocamento estático máximo dentro dos limites permitidos pela norma brasileira. A partir destes resultados optou-se por estudar o modelo 38, com a finalidade da construção da plataforma. Este modelo possui dimensões compatíveis com o espaço disponível no laboratório de estruturas e atende os critérios de possuir a primeira frequência inferior de 5 Hz e deslocamento estático máximo dentro dos limites da norma brasileira.

O modelo 38 foi analisado via elementos finitos com malhas menos refinadas até malhas mais refinadas que chegam até 102.827 elementos e 105.201 nós, com o objetivo de realizar um teste de convergência da discretização, como se observa na Tabela 4-19 e na Figura 4-22.

Tabela 4-19. – Frequências naturais e deslocamento estático máximo do modelo 38, com diferentes tamanhos da malha de elementos finitos, bf = comprimento da mesa do perfil W 200 x 19,3.

Tamanho da malha	bf/1	bf/2	bf/3	bf/4	bf/5
	10,2 cm	5,1 cm	3,4 cm	2,55 cm	2,04 cm
Número de Elementos	5014	16952	39186	66012	102827
Número de Nós	5454	17894	40590	67904	105201
Frequência 1	3,840 Hz	3,836 Hz	3,833 Hz	3,833 Hz	3,832 Hz
Frequência 2	6,236 Hz	6,022 Hz	5,952 Hz	5,913 Hz	5,839 Hz
Frequência 3	6,315 Hz	6,350 Hz	6,331 Hz	6,328 Hz	6,325 Hz
Deslocamento máximo	21,548 mm	21,556 mm	21,57 mm	21,572 mm	21,574 mm

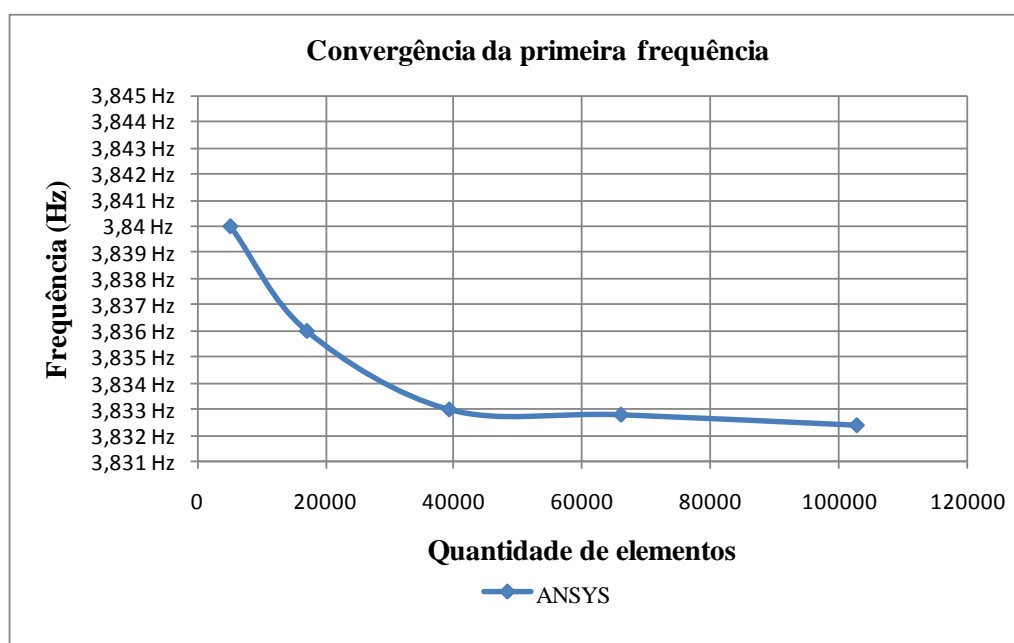


Figura 4-22. – Convergência da primeira frequência para o modelo 38.

Nas Figuras 4-23 a 4-25 apresentam-se as três primeiras formas modais referentes ao modelo 38 correspondentes às três primeiras frequências naturais da estrutura.

O modo correspondente à primeira frequência natural apresenta-se como um modo de flexão na direção Z. Já para a segunda e a terceira frequência natural da estrutura, observa-se flexão lateral dos perfis de aço tipo U na direção do eixo Y, devido ao pouca rigidez dos perfis e a falta de travamento entre os mesmos.

É interessante também observar na Figura 4-26 que a laje tem seu segundo modo de vibração associado a uma frequência de 7,692 Hz, o qual consiste em uma vibração de suas ondas medias na direção do eixo Y, ficando esta frequência bem distante da primeira frequência da plataforma.

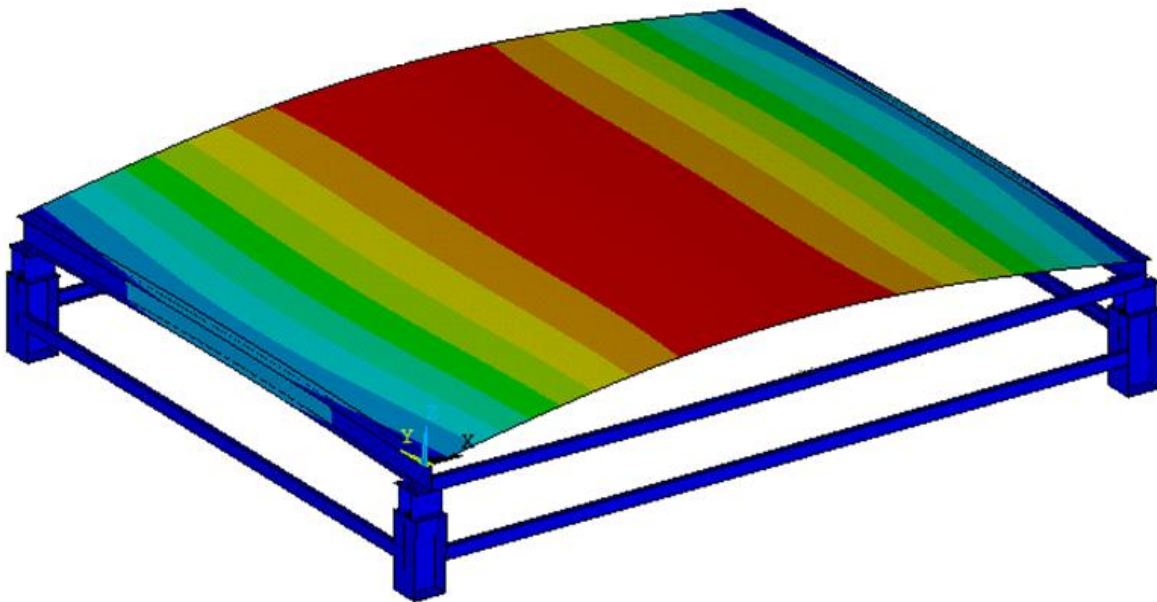


Figura 4-23. – Modo de vibração referente à primeira frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_1 = 3,8324$ Hz.

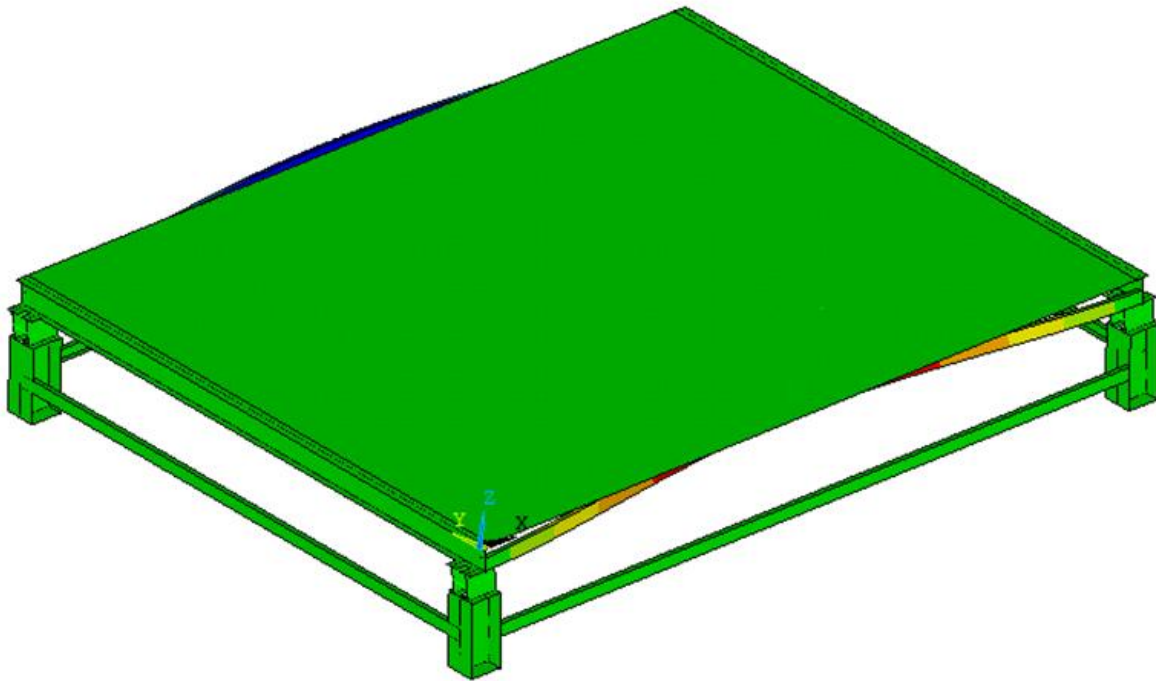


Figura 4-24. – Modo de vibração referente à segunda frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_2 = 5,8394$ Hz.

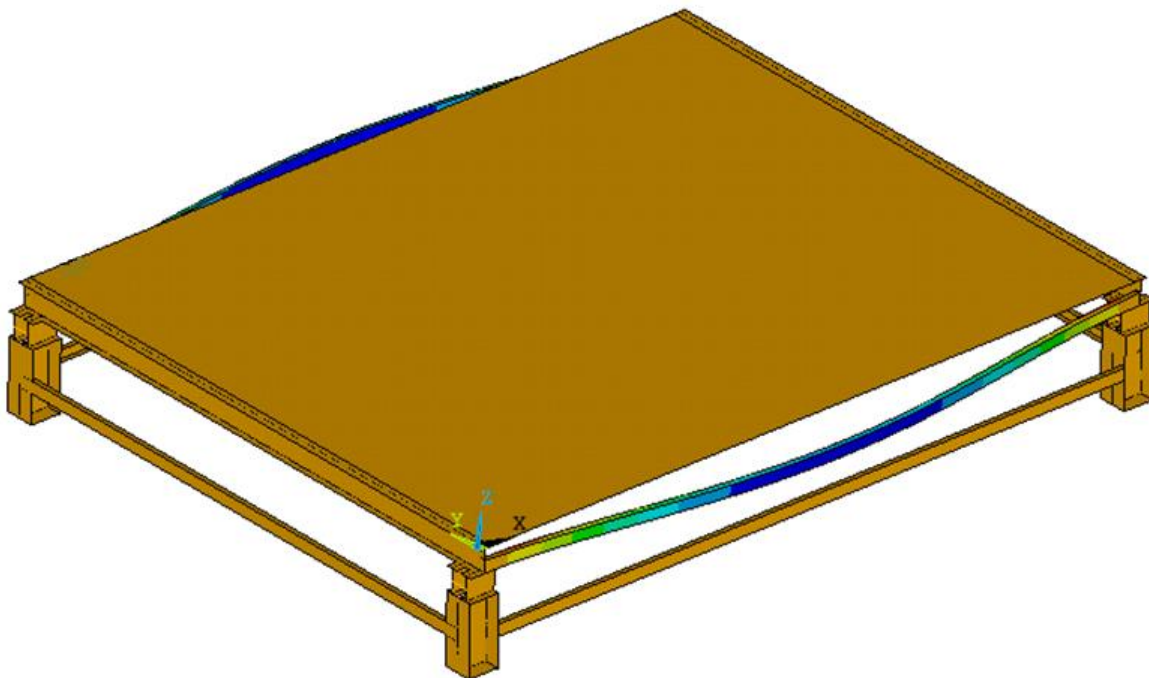


Figura 4-25. – Modo de vibração referente à terceira frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_3 = 6,3249$ Hz.

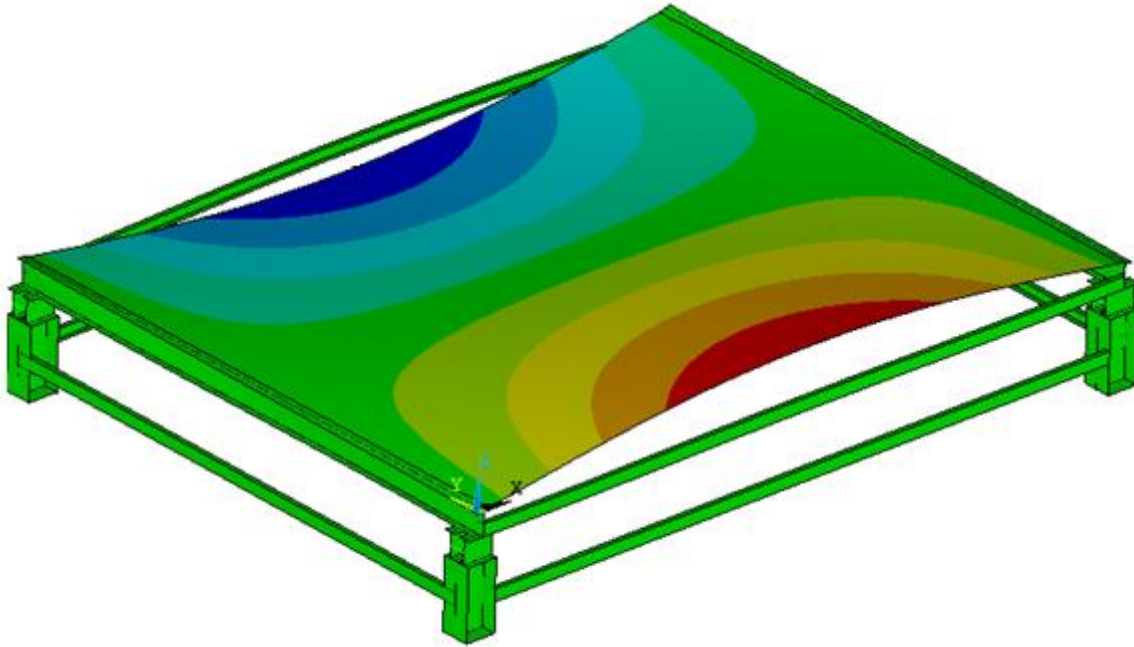


Figura 4-26. – Modo de vibração referente à oitava frequência natural do modelo 38, trabalhado com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, $f_8 = 7,692$ Hz.

4.3.4 Análise estática devido ao peso próprio.

Nas Figuras 4-27 a 4-30 encontra-se o deslocamento máximo, momentos fletores na direção X e Y, obtidos numericamente, além das tensões respectivamente do modelo 38 em análise estático devido a peso próprio.

A tensão máxima devido ao peso próprio se encontra nas uniões dos quatro pilares com os perfis de aço de seção I que suportam a laje. Este valor máximo apresentado no modelo 38 é menor que o valor de escoamento das peças metálicas do aço que é de 345 MPa. Além disso o valor máximo de tensão para o concreto apresentado no modelo é menor que a tensão máxima de concreto a compressão do projeto que é de 25 MPa.

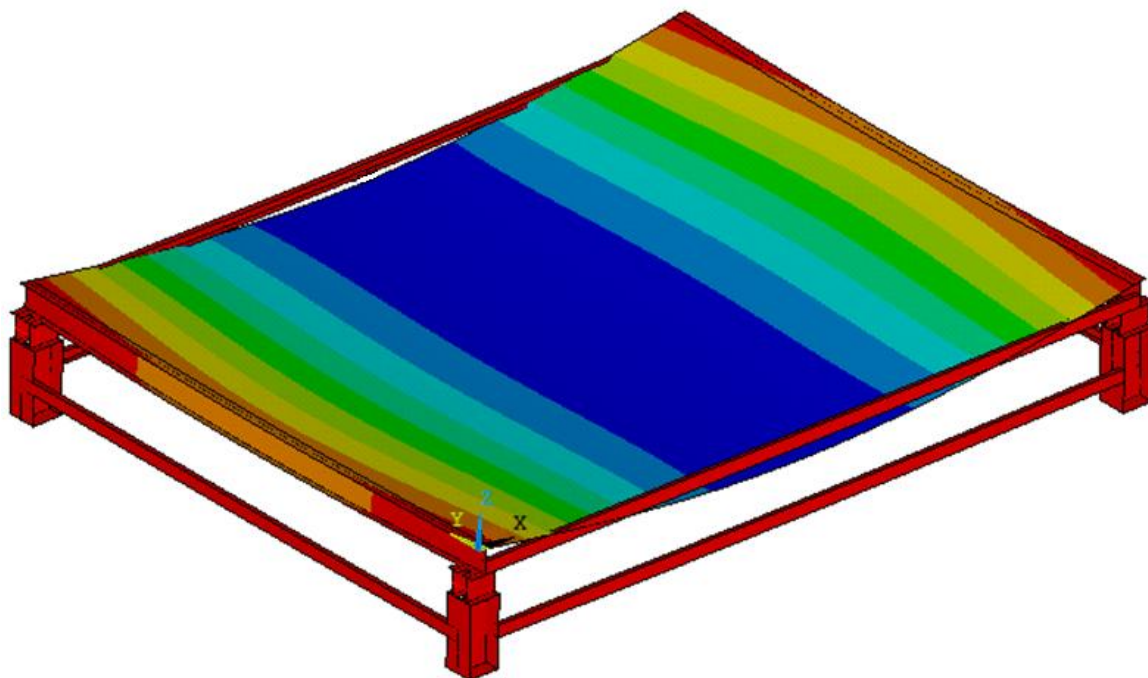


Figura 4-27. – Deslocamento máximo do modelo 38, $\delta_{\max} = 21,6$ mm.

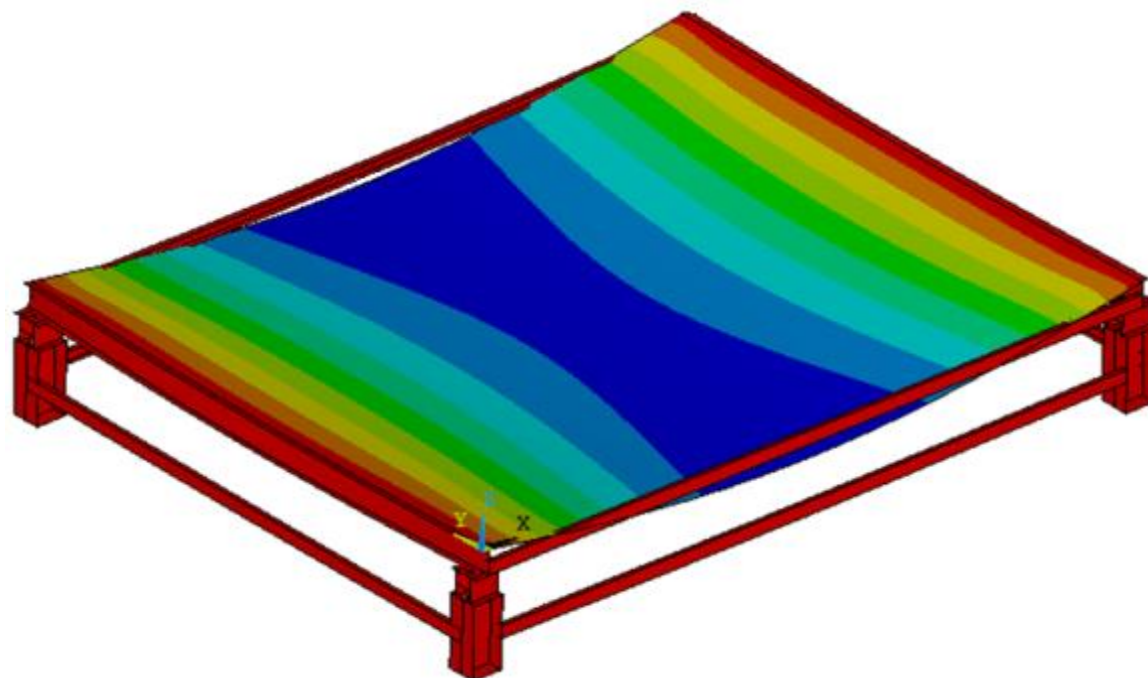


Figura 4-28. – Diagrama de momento fletor do modelo 38 na direção X, devido ao peso próprio, $M_{x(+)} = 11,448$ kN*m/m ; $M_{x(-)} = -0,923$ kN*m/m

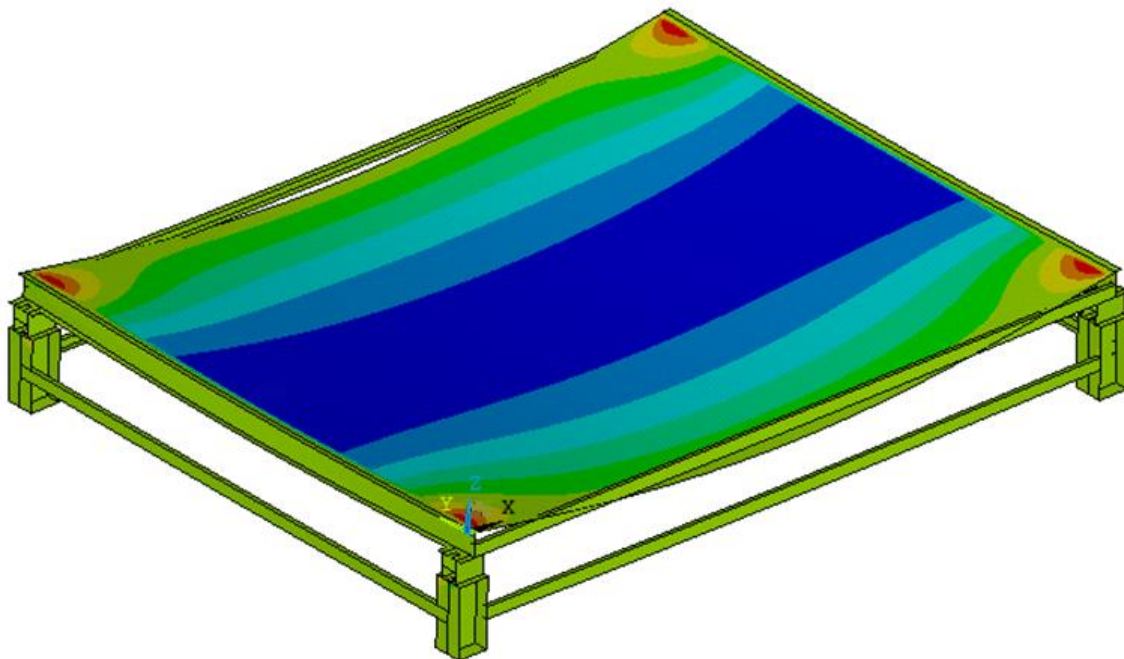


Figura 4-29. – Diagrama de momento fletor do modelo 38 na direção Y, devido ao peso próprio, $M_{y(+)} = 2,638 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $M_{y(-)} = -1,667 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

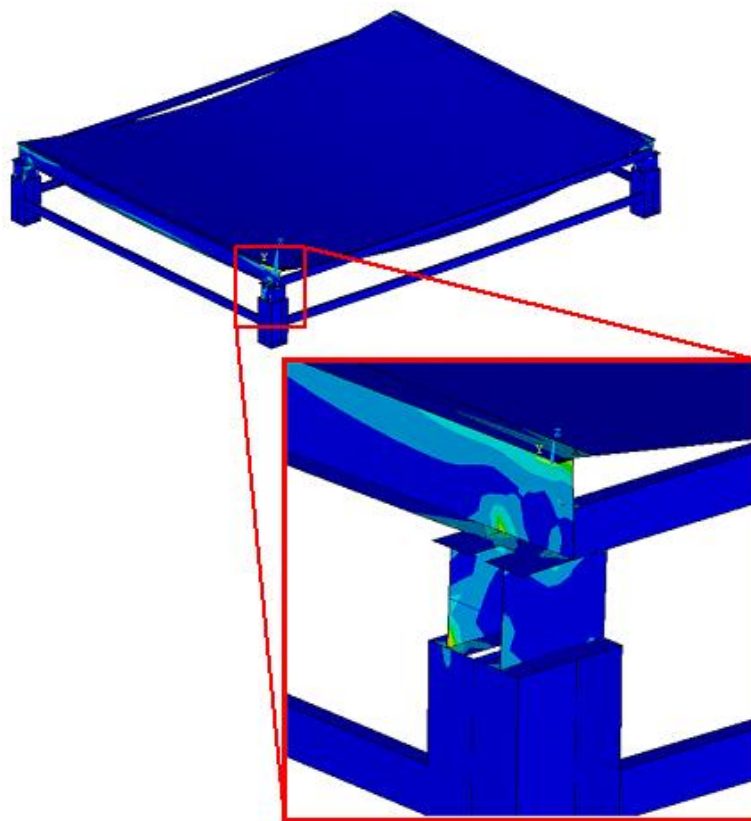


Figura 4-30. – Diagrama de tensões do modelo 38, devido ao peso próprio, máximo 308 MPa, mínimo 140.7 Pa.

4.3.5 Análises estática, transiente e harmônica.

O cálculo da armadura da plataforma foi realizada utilizando os momentos fletores obtidos via ANSYS (2007) devido a seu peso próprio, e comparados com os momentos produzidos pelo peso próprio mais sobrecarga de dimensionamento de 1 kN/m^2 , calculados por Borges (2011), em seu estudo, o qual verificou a armadura necessária para a construção da plataforma.

Além de comparar os resultados com os calculados de Borges (2011), foram realizadas análises estática, harmônica e transiente, esta ultima simulando a atividade de pessoas pulando sobre a laje.

Para simular o carregamento estático e dinâmico foram feitas simulações com cargas pontuais em 16 nós diferentes representando 16 pessoas espaçadas a cada 1,5 m e com um peso de 800N por pessoa. Além deste carregamento a análise considerou ainda o peso próprio dos elementos estruturais.

Na Figura 4-31 se pode observar a distribuição dos nós onde foram fixadas as cargas pontuais

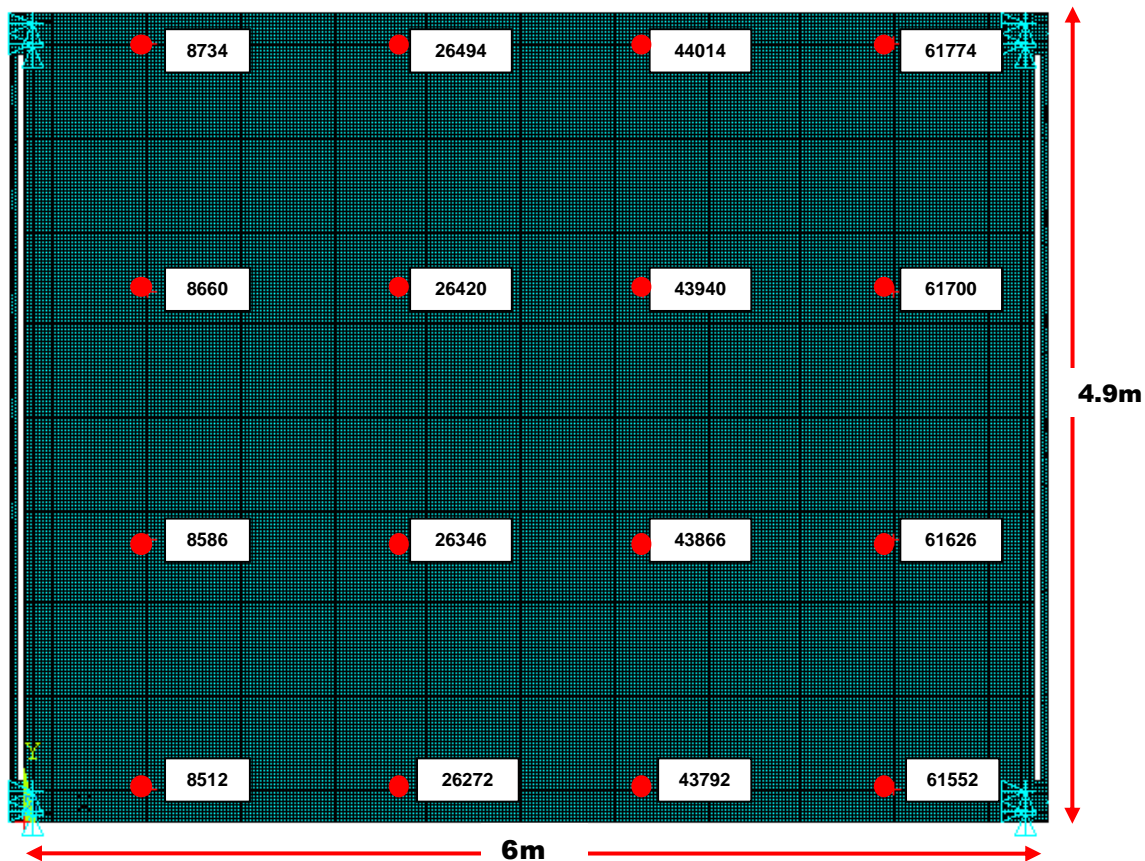


Figura 4-31. – Distribuição e numeração dos nós onde foram fixadas as cargas.

Na Tabela 4-20. são comparados os momentos do projeto calculado por Borges (2011) e os momentos calculados na simulação das 16 pessoas mais peso próprio na análise estática e transiente..

Tabela 4-20. – Comparação dos momentos do projeto de Borges (2011) e os calculados com análises estático e transiente.

	Momentos Borges (2011)	Momentos análise estático 16 pessoas+peso próprio	Momentos análise transiente
Momento máximo (+) na direção X	22,520 kN*m	13,505 kN*m	18,374 kN*m
Momento máximo (-) na direção X	14,520 kN*m	1,176 kN*m	1,494 kN*m
Momento máximo (+) na direção Y	4,011 kN*m	3,014 kN*m	3,869 kN*m

Como os momentos de Borges (2011) são superiores aos momentos obtidos da análise estática e transiente, no presente trabalho, conclui-se que estes atendem os requisitos para os quais será utilizada a plataforma de ensaios dinâmicos.

Já para a análise transiente foi simulada uma aula de ginástica com carregamento dinâmico atuando durante 10 segundos com 16 pessoas pulando, o tempo de cálculo foi subdividido em intervalos de tempo de 0,05s.

Nesta análise foram obtidos, para cada nó, gráficos que expressam o deslocamento, a velocidade e aceleração vertical ao longo dos 10 segundos de aplicação de carga dinâmica.

Adotou-se uma frequência de excitação dinâmica de 3,4 Hz, característico dos tipos representativos de atividades humanas e suas aplicações para diferentes atividades e tipos de estruturas segundo o CEB (1991), na atividade de aulas de ginástica com pulos.

Da Figura 2-12 foram obtidos os valores de $K_p=2,8$ e $t_p=0,15$ para uma frequência de 3,4 Hz, valores que depois são substituídos na equação (2.1). Com estes valores realizam-se as análises numéricas transientes no programa ANSYS (2007).

Os nós escolhidos na presente análise foram 8512, 8586, 8660, 8734, 26272, 26346, 26420, 26494, 43792, 43866, 43940, 44014, 61552, 61626, 61700, 61774 como se pode observar na

Figura 4-31, os círculos em vermelho representam a localização dos nós onde as pessoas estão pulando.

A Tabela 4-21 apresenta os valores máximos da resposta dinâmica da estrutura nesses nós.

Nas Figuras 4-32 a 4-34 se apresentam os deslocamentos, velocidades e acelerações respectivamente do nó 43866.

Tabela 4-21. – Deslocamento, velocidade e aceleração na direção Z, para os nós analisados.

Número de Nó	Valores Máximos		
	Deslocamento em Z Uz (mm)	Velocidade em Z Vz (m/s)	Aceleração em Z Az (m/s ²)
8512	↓ 16,780	↓ 0,218	↑ 4,430
8586	↓ 19,356	↑ 0,255	↑ 5,060
8660	↓ 19,331	↑ 0,254	↑ 5,055
8734	↓ 16,747	↓ 0,217	↑ 4,432
26272	↓ 41,972	↓ 0,543	↓ 10,982
26346	↓ 42,053	↑ 0,543	↓ 11,277
26420	↓ 42,043	↑ 0,543	↓ 11,266
26494	↓ 41,980	↓ 0,544	↓ 10,968
43792	↓ 42,877	↓ 0,555	↓ 11,232
43866	↓ 42,877	↑ 0,555	↓ 11,528
43940	↓ 42,866	↑ 0,553	↓ 11,516
44014	↓ 42,886	↓ 0,555	↓ 11,217
61552	↓ 19,024	↓ 0,247	↑ 5,018
61626	↓ 21,359	↑ 0,280	↓ 5,556
61700	↓ 21,334	↑ 0,280	↓ 5,550
61774	↓ 18,995	↓ 0,247	↑ 5,021

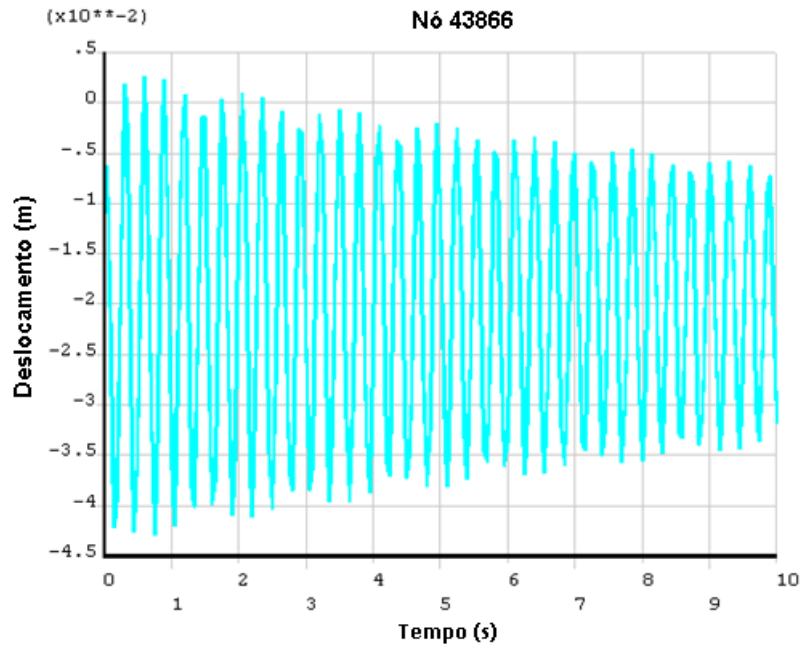


Figura 4-32. – Evolução do deslocamento na direção vertical (eixo Z) no tempo. (nó 43866).

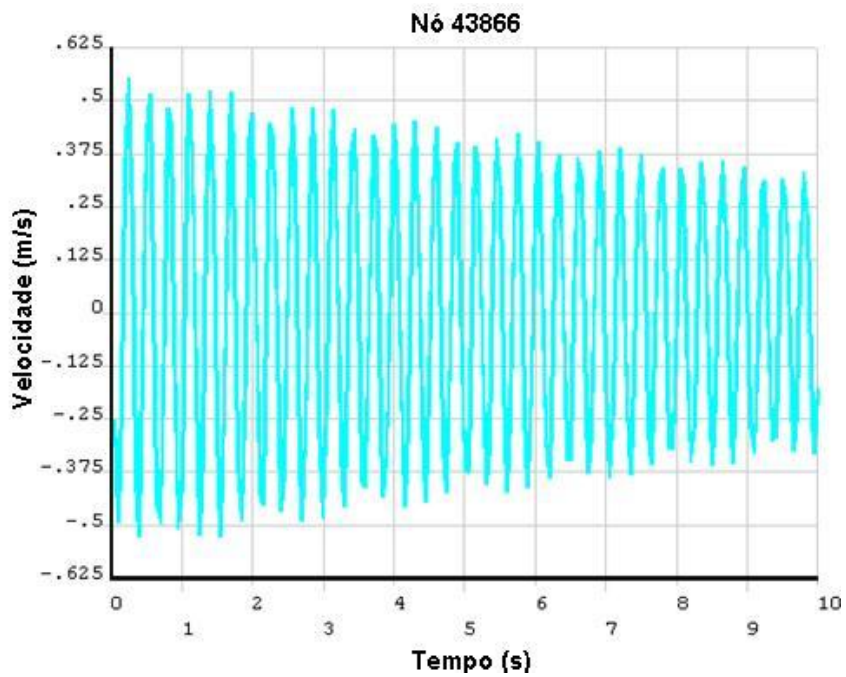


Figura 4-33. – Evolução da velocidade na direção vertical (eixo Z) no tempo (nó 43866).

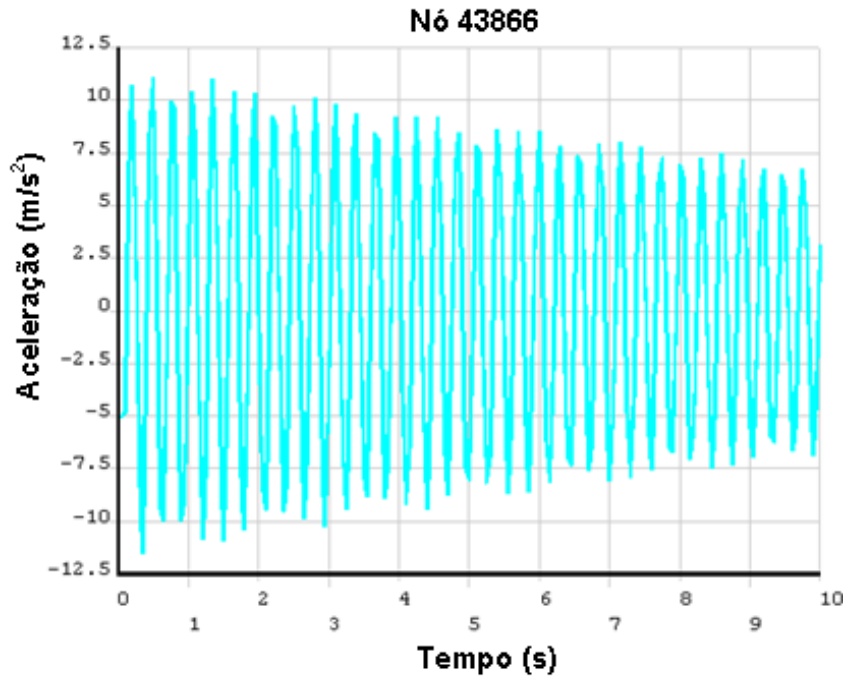


Figura 4-34. – Evolução da aceleração na direção vertical (eixo Z) nó tempo (nó 43866).

Da Tabela 4-21 pode-se observar que os máximos deslocamentos, velocidades e acelerações na direção Z, são aqueles que estão localizados próximos ao centro da laje.

Foi realizada também uma análise harmônica para verificar as amplitudes em função das frequências nas direções X, Y e Z dos 16 nós analisados, nos quais simula-se 16 pessoas na atividade de pular.

A faixa de frequências analisada foi entre 0 e 6,5 Hz, com uma subdivisão da frequência de 100 passos. Esta faixa de análise foi escolhida, pois as três primeiras frequências naturais da estrutura encontram-se entre 0 e 6,3249 Hz. Na Tabela 4-22 se encontram os resultados para os nós selecionados os quais coincidem com a posição onde esta sendo aplicada a carga.

Tabela 4-22. – Amplitude máxima dos 16 nós em análise harmônica.

Número de Nó	Valores Máximos		
	Amplitude em X	Amplitude em Y	Amplitude em Z
8512	0,0116	0,0138	6,9893
8586	0,0068	0,0067	7,8904
8660	0,0066	0,0068	7,8817
8734	0,0120	0,0137	6,9787
26272	0,0034	0,0014	17,6073
26346	0,0025	0,0009	17,4785
26420	0,0025	0,0011	17,4773
26494	0,0034	0,0015	17,6166
43792	0,0029	0,0017	17,9921
43866	0,0022	0,0011	17,8288
43940	0,0021	0,0013	17,8279
44014	0,0030	0,0018	18,0021
61552	0,0111	0,0118	7,9298
61626	0,0066	0,0057	8,7326
61700	0,0065	0,0057	8,7246
61774	0,0114	0,0117	7,9209

Da Tabela 4-22 pode-se observar que as maiores amplitudes são verificadas na direção Z, como se esperava, devido ao formato do primeiro modo de vibração que se observa na Figura 4-35 o pico corresponde ao primeiro modo de vibrar. Por outro lado as amplitudes em X e Y são amplitudes muito pequenas comparadas com as amplitudes perpendiculares ao plano da laje (plano XY).

Na Tabela 4-22 se observa que a maior amplitude em função da frequência natural da estrutura se apresenta no nó 44014 o qual se pode observar na Figura 4-35.

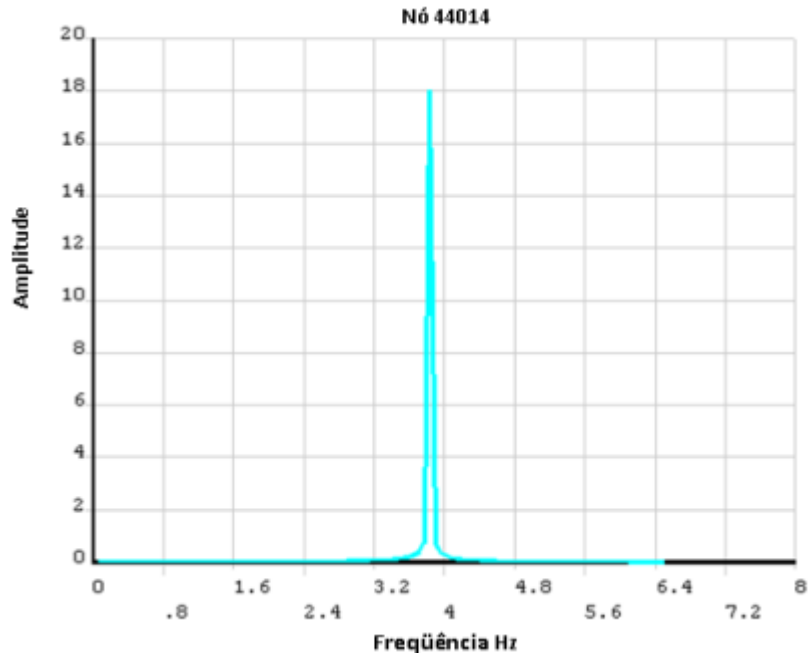


Figura 4-35. – Amplitude do nó 44014 em função da freqüência, no eixo Z

O nó 44014, da mesma forma que os outros quinze nós analisados, vibram na mesma freqüência de 3,8324 Hz e com amplitudes diferentes.

5. ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DA PLATAFORMA DE ENSAIOS DINÂMICOS.

A plataforma de ensaios dinâmicos foi projetada para realização de futuras pesquisas numérico-experimentais de lajes submetidas a cargas dinâmicas geradas por grupos de pessoas em movimento.

Em seguida à simulação do carregamento dinâmico realizado por pessoas no programa computacional Ansys e a verificação dos momentos e tensões gerados pelos carregamentos na análise transiente em relação aos momentos do projeto procedeu-se a construção física da plataforma no laboratório de estruturas da UnB.

A plataforma foi construída seguindo o planejamento do capítulo 4 em diferentes etapas observando um processo lógico de construção, descrito a seguir. Vale ressaltar que nos perfis de aço tipo W200x19,3 que suportam a laje de concreto foram soldados enrijecedores de alma do perfil a cada 60 cm aproximadamente tanto na borda exterior como na borda interior para evitar algum tipo de flambagem local na peça metálica.

O primeiro passo para a construção da estrutura foram os cortes dos perfis metálicos e das bases de aço segundo as dimensões projetadas, feito isso efetuou-se a solda entre os quatro pilares e suas respectivas bases de aço, em seguida se realizou a união entre os pilares (perfis tipo H) na altura média de cada pilar de 0,3 m, com perfis de aço tipo U de 4 polegadas, os quais se encontram soldados em seus cantos com solda de arco elétrico tipo E-6013, e a uma distância entre eixos de 6 m na direção X e de 4,7 m na direção Y, garantindo que a estrutura armada tenha rigidez em ambas direções, com uma área aproximada de 30 m² como pode-se observar na Figura 5-1.



Figura 5-1. – União dos quatro pilares da plataforma de ensaios dinâmicos.

O segundo passo foi a montagem dos dois perfis de aço tipo W 200x19,3, com seus respectivos conectores de cisalhamento tipo U e os perfis de aço tipo U de 4 polegadas, os quais ajudam a fechar o quadro superior e assim proporcionar maior rigidez à estrutura. Os conectores de cisalhamento tem como objetivo manter unida a laje de concreto com a mesa superior dos perfis de aço tipo W 200x19,3 para que trabalhe de forma única, e assim resista a força cortante horizontal que se origina entre a viga e a laje impedindo seu deslizamento relativo, além de evitar que a laje se levante, separando-se do perfil por efeito das cargas quando a estrutura for solicitada, de maneira que os conectores trabalham por flexão e esmagamento. Desta forma objetivou-se caracterizar apoio do tipo engaste flexível em dois de seus bordos, de comprimento 4,9 m, e em seus outros dois lados a laje possui bordos livres com 6,0 m, aproximadamente.

Tanto os conectores de cisalhamento como os perfis de aço foram soldados entre si com solda de arco elétrico, com eletrodo E-6013, como se observa na Figura 5-2.



Figura 5-2. – União do quadro superior entre os perfis de aço tipo U de 4 polegadas, perfis tipo W 200x19,3 e conectores de cisalhamento tipo U.

O terceiro passo para a construção da plataforma foi a instalação de escoramento metálico e de madeira, para suportar a forma da laje de concreto. Este escoramento consistiu em 20 pilares de aço espaçados a cada 1,10 m na direção X e a cada 1,10 m na direção Y, essa distancia foi assim estipulada devido as dimensões de 2,20 m x 1,10 m do madeirite (formas de madeira). Estes escoramentos suportam quatro vigas temporárias de aço tipo U de 4 polegadas, as quais por sua vez suportam sete vigas de aço tipo U de 3 polegadas colocadas de forma perpendicular e espaçadas a cada 1.10 m na direção X, o objetivo destas sete vigas é manter as formas de madeira nas quais será realizada a concretagem da laje. Além das 7 vigas foram soldadas pequenas peças de aço no meio dos espaçamentos das vigas, para evitar deformações nas formas de madeira com o peso do concreto. Toda esta estrutura temporária de escoramento foi construída no mesmo nível dos níveis dos pilares verticais e dos níveis horizontais das vigas e das formas de madeira como se observa nas Figuras 5-3 e Figura 5-4.



Figura 5-3. – Escoramento metálico da plataforma de ensaios dinâmicos.



Figura 5-4. – Escoramento de madeira da plataforma de ensaios dinâmicos.

Em seguida foi realizada a instalação da armadura com limite de escoamento de 345 MPa. Para a armadura positiva na direção do comprimento da laje (direção X) se colocaram 39 barras de comprimento 5,0 m e de bitola de 6,5 mm espaçadas a cada 0,15 m e para a largura da mesma (direção Y) 41 barras de comprimento de 6.1 m e de bitola de 12,5 mm espaçadas a cada 118 mm, esta armadura foi unida mediante pontos de solda garantindo que na hora da concretagem da laje, os ferros ficam na posição correta. Para que esta armadura tivesse um recobrimento mínimo de concreto exigido pela norma Brasileira, foram colocados embaixo das barras de aço espaçadores plásticos de 2.5 cm de altura. Além disso, realizou-se a instalação de armadura negativa na região engaste flexível que consistiu em 25 barras em cada borda apoiada nos perfis de aço de bitola de 12,5 mm e de comprimento 1,82 m. Com a quantidade de área das armaduras colocada se atinge-se a quantidade de aço requerido para os momentos da análise estática e dinâmica da plataforma. Foi realizada ainda a pintura das peças metálicas a fim de evitar corrosão na hora de curar a laje, e colocação de óleo nas formas de madeira formando uma película para evitar que ficassem aderidas com o concreto e facilitar a retirada do escoramento de madeira como se observa nas Figuras 5-5 e 5-6.



Figura 5-5. – Armadura da plataforma de ensaios dinâmicos instalada.



Figura 5-6. – Pintura da estrutura da plataforma, para evitar corrosão no aço.

A seguir realizou-se, a concretagem da laje com uma espessura de 10 cm utilizando concreto bombeado com f_{ck} de 25 MPa de um mesmo lote. Antes da concretagem foi realizado o teste do slump do concreto na qual obteve-se um resultado 9 cm de assentamento. O concreto foi distribuído uniformemente evitando formar grandes depósitos, segregação, deslocamento das formas de madeira e das armaduras de aço. Após o seu adensamento em toda sua área com um vibrador mecânico de alta frequência no qual ficava submerso no concreto evitando formação de vazios e garantindo contato entre as armaduras, as formas de madeira e o concreto. O acabamento da parte superior da laje foi feito com um esquadro de aço o qual deixava uma superfície horizontal e espessura constante em toda superfície da laje. O procedimento de concretagem, a forma de adensamento e acabamento da parte superior da laje podem ser observados nas Figuras 5-7 e 5-8.



Figura 5-7. – Concreto bombeado de f_{ck} 25 MPa.



Figura 5-8. – Laje da plataforma de ensaios dinâmicos finalmente concretada.

O passo seguinte foi a cura do concreto, com utilização de panos e plástico como se observa na Figura 5-9 e 5-10, o processo da cura do concreto foi feito durante 30 dias, nos quais os primeiros 7 dias foi colocada água na laje todos os dias em intervalos regulares de tempo de duas horas, já os restantes 23 dias da cura foi feita cada dois dias, verificando sempre que os panos permaneceriam úmidos.

O processo da cura consistiu em colocar água na parte superior da laje umedecendo os panos e posteriormente, cobrindo com um plástico toda superfície da laje de concreto.



Figura 5-9. – Processo de cura na plataforma, com utilização de panos.



Figura 5-10. – Processo de cura na plataforma, com utilização de plástico.

Por ultimo foi retirado escoramento de aço e de madeira depois de 35 dias da concretagem, como se observa na Figura 5-11.



Figura 5-11. – Plataforma de ensaios dinâmicos.

Após da retirada do escoramento de madeira e de aço, a laje apresentou um deslocamento instantâneo de 35 mm, o qual com o passar dos dias foi incrementando até chegar a 61 mm. Esta deformação máxima se deve as fissuras que apresentavam na direção paralela dos perfis de aço por retração de secagem do concreto. A laje se encontrava com engaste flexível em duas de suas bordas que estão apoiadas nos perfis tipo W 200 x 19,3 e na hora em que o concreto começou a ter retrações por secagem foi impedida o deslocamento do concreto nessas bordas tendo como conseqüências as fissuras na parte interior da laje. Como as fissuras estavam abertas na parte superior da laje permitiram maiores deformações até a fissura fechar e as fibras na parte superior da linha neutra da laje começaram a trabalhar por compressão e assim estabilizou-se a deformação.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1. CONCLUSÕES

Na presente pesquisa foi projetada e construída uma plataforma para ensaios dinâmicos composta por uma laje de concreto armado apoiada em vigas e pilares de aço, para realização de estudos experimentais com pessoas caminhando, dançando e pulando.

Inicialmente foram estudadas plataformas com características geométricas diversas apresentando frequências fundamentais abaixo de 5 Hz com o objetivo de que a estrutura seja excitada fortemente por carregamentos induzidos por atividades humanas, as quais caracterizam-se por frequências em uma faixa menor que 5 Hz. Além disso, garantiu-se que a segunda e terceira frequência ficassem distantes da primeira, de forma a evitar o fenômeno de acoplamento de modos.

Considerou-se ainda diferentes resistências à compressão do concreto. Finalmente escolhida a geometria definitiva, levando-se em consideração ainda restrições de espaço do Laboratório de Estruturas da UnB, iniciaram-se as análises numéricas para obtenção de deformações e tensões necessários ao dimensionamento da plataforma.

O modelo foi analisado numericamente de duas formas com o programa ANSYS (2007): a primeira com elementos tipo SHELL63 e BEAM4, utilizados de forma a minimizar o esforço computacional, e a segunda com os elementos SOLID65 e SOLID45. Os resultados nas duas análises se mostraram equivalentes.

A primeira fase da análise dinâmica da plataforma caracterizou-se por uma análise modal, que forneceu os três primeiros modos naturais de vibração da estrutura e suas respectivas frequências. Verifica-se que o primeiro modo de vibração apresenta predominância dos efeitos de flexão da laje, inicialmente, com deslocamento vertical máximo ocorrendo na direção Z e que, no segundo e no terceiro modos, se caracteriza por flexão lateral dos perfis de aço tipo U, que unem os pilares, estes perfis se deslocam na direção do eixo Y devido à pouca rigidez dos perfis e à falta de travamento entre os mesmos.

As frequências de vibração associadas a esses modos têm valores entre 3,8324 Hz e 6,3249 Hz, o primeiro valor fica próximo das frequências geradas pelos carregamentos dinâmicos oriundos de pessoas praticando atividades físicas. Portanto, conclui-se que esses modos serão excitados em ensaios simulando aulas de ginástica.

Na segunda fase realizou-se também uma análise estática, transiente e harmônica simulando atividades aeróbicas com um grupo de 16 pessoas, com o objetivo de fazer comparações de momentos fletores correspondentes à análise estática e transiente com os momentos utilizados no projeto da plataforma por Borges (2011). Foram obtidos também os deslocamentos estáticos da laje e os provocados na laje pela simulação de uma aula de ginástica, e os pontos da estrutura com maiores velocidades e acelerações verticais.

Da análise estática verifica-se que como os momentos de projeto considerados por Borges (2011), são superiores a os momentos da análise estática e transiente do presente trabalho. Conclui-se, portanto, que estes atendem aos requisitos para os quais será utilizada a plataforma de ensaios dinâmicos.

Na análise transiente foram verificadas deformações na laje superiores às permitidas pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2003, devido ao carregamento dinâmico gerado pelas simulações das pessoas na atividade de pular numa aula de ginástica. Observa-se ainda que os nós de valores máximos de deslocamentos são aqueles que estão localizados mais perto do centro da laje como era de se esperar, além de apresentar as maiores velocidades e acelerações, as quais não atendem às normas consultadas.

Essas acelerações têm valores muito altos comparados aos exigidos pela literatura devido à pouca rigidez que apresenta a laje e pela falta de apoios contínuos, entre outros fatores. É importante deixar claro que a plataforma foi projetada e construída com o objetivo de apresentar vibrações excessivas para fins de estudos experimentais.

Já na parte de análise harmônica conclui-se que os nós que apresentam maiores amplitudes em função da frequência de toda a plataforma são os nós localizados próximos ao centro da laje de concreto, devido ao fato destes nós serem excitados pelos carregamentos dinâmicos oriundos das atividades humanas, e é no centro que ocorrem as maiores deformações por flexão da laje.

A possível causa de deslocamento maior ao deslocamento calculado numericamente pode ser devido as fissuras paralelas aos perfis de aço, apresentadas na laje de concreto, como consequência da retração por secagem do concreto, além da falta da construção de uma contraflecha, a qual minimizaria o valor apresentado de deslocamento na laje de concreto.

6.2. SUGESTÕES

A seguir são apresentadas algumas sugestões para possíveis continuações deste estudo:

- ❖ Realização de estudos de laboratório na plataforma de ensaios dinâmicos com carregamentos gerados por atividades humanas em grupos de estudo bem definidos como são o grupo onde há perda de contato do indivíduo com a estrutura; e o segundo grupo onde as pessoas sempre estão em contato com a estrutura.

- ❖ Verificar experimentalmente os modos de vibração, as frequências associadas a esses modos de vibração e as deformações da laje em vibração livre e fazer uma comparação com os resultados prévios dos cálculos numéricos.

- ❖ Fazer um programa mediante linguagem de programação no qual sejam geradas cargas humanas, com objetivo adquirir arquivos de forças nodais em função do tempo representativos do caminhar, dançar e pular.

- ❖ Com as pesquisas feitas nos ensaios de laboratório contribuir com informação que reforce a norma ABNT NBR 8800:2008 em seu Anexo L, Vibrações em pisos.

- ❖ Na construção de plataforma similar, adotar contraflecha prevendo fissuração de retração de modo que, ao desformar, a laje não apresente flecha inicial.

- ❖ Enrijecer parte interna e externa das vigas de aço que estão nas extremidades da laje, para evitar afetações da resposta dinâmica da laje.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLEN, D.E., RAINER, J.H., "Vibration Criteria for Long-Span Floors", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, Nº 2, June 1976, pp. 165 – 171.

ALLEN, D. E., "Floor Vibrations from Aerobics," Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 17, No. 5, October, 1990.

ALVES, N. K. C.. Cargas Dinâmicas devidas a Pessoas em Movimento. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Março de 1997.

ANSYS, Swanson Analysis Systems, Version 10.8.0.7, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto, Rio de Janeiro, 2003.

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

BACHMANN, H. et allí, Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines, Institut für Baustatik und Konstruktion, 1st ed., Basel, Birkhäuser, 1995.

BACHMANN, H., AMMANN, W. VIBRATIONS IN STRUCTURES Induced by Man and Machines, 1987.

BATTISTA, R.C., VARELA, W.D., Medidas corretivas para vibrações de painéis contínuos de lajes de edifícios, XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasil. 2002.

BORGES, R. DE C. E., Estudo Preliminar Com Vistas À Construção De Uma Plataforma Para Ensaio Dinâmico, Monografia de projeto final 2, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília DF, 2011.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. CAN3-S16.1-M84: Steel Structures for Buildings – Limits States Design, Appendix G: Guide on Floor Vibrations, Canada, 1984.

CEB. Vibration problems in structures. Practical Guidelines. Bulletin D'Information No 209. Comité Européen du Béton, Zurich, 1991.

CHOPRA, A.K., DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 1995.

CRAIG, R. R. Jr. Structural Dynamics , New York, John Wiley & Sons, Inc.,1981.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 4150/2: Erschütterungen im Bauwesen; Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden (“Vibrations in Building; Influence on Persons in Buildings”), Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1975 bzw., 1990.

DOS SANTOS LANGER, N.A., Estudo do conforto humano em pisos mistos (Aço-Concreto) submetidos a ações rítmicas, Dissertação de Mestrado, UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

EBRAHIMPOUR. A., SACK, R.L., Modeling Dynamic Occupants Loads, Journal Of Structural Engineering, Vol.115, No 6, June 1989, pp 1476-1496.

EBRAHIMPOUR A., SACK R.L., Design live loads for coherent crowd harmonic movements, Journal Of Structural Engineering, Vol. 118, No. 4, April, 1992, pp 1121-1136.

EBRAHIMPOUR, A., FITTS L. L., Measuring Coherency of Human-Induced Rhythmic loads Using Force Plates. Journal Of Structural Engineering, Vol 122, No 7, July de 1996. pp 829-831.

EBRAHIMPOUR. A., HAMAM. A., SACK. R. L., PATTEN W. N., Measuring and modeling dynamic loads imposed By moving crowds, Journal Of Structural Engineering, December 1996, pp 1468-1474.

ELLINGWOOD, B. and TALLIN, A, "Structural Serviceability: Floor Vibrations," Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 2, ASCE, 1984, pp. 401-419.

ELLINGWOOD, B., et al., "Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs," Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 12, ASCE, 1986, pp. 2646-2664.

FAISCA,R.G., Caracterização de cargas dinâmicas geradas por atividades humanas, Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, Dezembro de 2003.

FELDMANN, M., HEINEMEYER, Ch., VOLLING, B., RWTH Aachen University Institut und Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, ArcelorMittal, Design Guide for Floor Vibrations, 1996.

HANAGAN, L.M., MURRAY, T.M., Activate control approach for reducing floor vibrations, Journal Of Structural Engineering, November 1997, pp 1497-1505.

HONG, K., KWANG, S.Y., Dynamic Load Factor for Floor Vibration due to Lively Concert. The 32nd International Congress and Exposition on Noise Control Engineering Jeju International Convention Center, Seogwipo, Korea, August 25-28, 2003.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631: Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration – Part 1: General Requirements, Switzerland, 1985.

INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION, "Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration-Part 2: Human Exposure to Continuous and Shock-Induced Vibrations in Buildings (1 to 80 Hz)." International Standard ISO 2631-2. 1989.

LENZEN, K.M., "Vibration of Steel Joist-Concrete Slabs Floors", Journal Engineering of American Institute of Steel Construction, Vol. 3, N°3, 1996, pp.133-136.

MCCORMICK, M.M., Office Floor Vibration: Design Criteria and Tests, Melbourne Research Laboratories, The Broken Hill Proprietary Company, Ltd., Melbourne, Australia, 1974.

MURRAY, T. M., "Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations," Engineering Journal, 2nd Qtr., AISC, 1981, pp., 62-70.

MURRAY, T. M., "Building Floor Vibrations," Engineering Journal, 3rd Qtr., AISC, 1991, pp. 102-109.

MURRAY, T.M, ALLEN, D.E., UNGAR, E.E., Floor vibrations due to human activity, second printing, October 2003.

NOTIACESCO, Desenho de engenharia, vibrações em lajes , edição No2 junho de 2008.

OHLSSON, S. V, "Springiness and Human-Induced Floor Vibrations - A Design Guide," D12:1988, Swedish Council for Building Research, Stockholm, Sweden., 1988.

PAZ, M. DINÂMICA ESTRUTURAL TEORIA E CÁLCULO, Editorial Reverte, S.A., 1992.

RAINER, J.H., PERNICA, G., Vertical Dynamic Forces from Footsteps, Noise and Vibration Section, Division of Building Research, Canadian Acoustics, Vol 14, No 2, , IRC Paper No 1371, April 1986, pp 12-21.

REIHER, H., MEISTER, F.J., Die Empfindlichkeit dês Menschen gegen Erschütterungen ("The Effect of Vibration on People"), Forsch, Ing.-Wes., 1931.

RENNÓ SOMMER, R.M., Analise de Vibrações em pisos mistos aço/concreto, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Abril de 2002.

RITCHEY, JHON KENNETH, Application of Magneto-Rheological Dampers in Tuned Mass Dampers for Floor Vibration Control, Master of Science, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, October 2003.

SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 12, 2008.

SÉTRA, Service d'Études techniques des routes et autoroutes, Technical Guide Footbridges Assessment Of Vibrational Behaviour Of Footbridges Under Pedestrian Loading, October 2006.

THORNTON, C.H., CUOCO, D.A., VELIVASAKIS, E. E. "Taming Structural Vibrations." Civil Engineering (New York), 60 (11), 1990. pp 57-59.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE, Composite Beam Design to Eurocode 4, 1994, pp 38.

VARELA, W. D., Modelo Teórico-Experimental para Análises de Vibrações Induzidas por Pessoas Caminhando sobre Lajes de Edifícios. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

WEBSTER, A. C. AND VAICAITIS, R. "Application of Tuned Mass Dampers to Control Vibrations of Composite Floor Systems." AISC Engineering Journal., 3rd Qtr, 1992, pp 116-124.

WHEELER, J.E., Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges, ASCE, Journal of the Structural Division. Vol 108, No ST9, 1982, pp. 2045-2065.

ANEXO I
PROGRAMA PARA GERAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

FINISH

/CLEAR

/PREP7

/TITLE, Plataforma Perfil W200x19.3, Laje e=0.1, Tipo de elementos SHELL63 e BEAM4.

!*****!

! Variável a ser mudadas !

!*****!

esp = 0.1 ! Espessura da laje

Ec = 23800e6 ! Módulo de elasticidade do concreto para um fck de 25 Mpa (N/m²)

Es = 200E9 ! Módulo elasticidade do aço (N/m²)

vc = 0.2 ! Coeficiente de Poisson do concreto

vs = 0.3 ! Coeficiente de Poisson do aço

dc = 2500 ! Densidade do concreto armado (Kg/m³)

ds = 7850 ! Densidade do aço (Kg/m³)

! Perfil de aço W200x19.3 tipo "I"

A = 0.00251 ! Área do perfil de aço tipo "I" (m²)

I = 0.00001686 ! Inércia do perfil de aço tipo "I" (m⁴)

h = 0.203 ! Altura do perfil de aço tipo "I" (m)

bf = 0.102 ! Comprimento da mesa do perfil de aço tipo "I" (m)

tf = 0.0065 ! Espessura da mesa do perfil de aço tipo "I" (m)

tw = 0.0058 ! Espessura da alma do perfil de aço tipo "I" (m)

Ms= 19.3 ! Massa por unidade de comprimento do perfil do aço tipo "I" (kg/m)

! Enrijecedores de aço de bitola de 1 polegada

db = 0.0254 ! Diâmetro da barra circular que serve de enrijecedor (m)

! Dimensões da laje

l = 4.9 ! Comprimento da laje do concreto e do perfil de aço (m)

Dis = 6 ! Distância entre eixos do perfil de aço (m)

! Pilar do aço tipo "H" (Cavalete)

Apc = 0.011212 ! Área do perfil de aço tipo "H" (m²)

Ipc = 0.000137 ! Inércia do perfil de aço tipo "H" (m⁴)

hpc = 0.26 ! Altura do perfil de aço tipo "H" (m)

bfpc = 0.25 ! Comprimento da mesa do perfil de aço tipo "H" (m)

tfpc = 0.017 ! Espessura da mesa do perfil de aço tipo "H" (m)

twpc = 0.012 ! Espessura da alma do perfil de aço tipo "H" (m)
Mspc= 88.0142 ! Massa por unidade de comprimento do perfil de aço tipo "H" (kg/m)
cpc = 0.6 ! Comprimento do perfil de aço tipo "H" (m)

! Bases de aço

Base = 0.0254 ! Espessura da base dos pilares de aço tipo "H" (m)

! Perfil de Aço tipo "U"

hc = 0.1016 ! Altura do perfil de aço tipo "U" (m)
bfc = 0.04020 ! Comprimento da mesa do perfil de aço tipo "U" (m)
tfc = 0.00752 ! Espessura da mesa do perfil de aço tipo "U" (m)
twc = 0.00467 ! Espessura da alma do perfil de aço tipo "U" (m)
Msc = 8.04 ! Massa por unidade de comprimento do perfil de aço tipo "U" (kg/m)

! Tamanho da malha dos elementos finitos

ndiv =bf/3 ! Tamanho da malha (m)

!*****!
! Definição da geometria !
!*****!

! Definição dos keypoints do perfil de aço esquerdo tipo "I"

K,1,0,0,0 ! Cria o keypoint número 1 com coordenadas 0,0,0
K,2,bf/2,0,0
K,3,bf,0,0
K,4,bf/2,0,-h+hc
K,5,bf/2,bfc,-h+hc
K,6,bf/2,bfc,-h
K,7,bf/2,0,-h
K,8,0,0,-h
K,9,bf,0,-h
K,10,0,1,0
K,11,bf/2,1,0
K,12,bf,1,0
K,13,bf/2,1,-h+hc
K,14,bf/2,1-bfc,-h+hc
K,15,bf/2,1-bfc,-h
K,16,bf/2,1,-h
K,17,0,1,-h
K,18,bf,1,-h

! Definição das áreas do perfil de aço esquerdo tipo "I"

A,1,2,11,10 ! Cria o área 1 mediante a união dos keypoints 1,2,11,10
 A,2,3,12,11 ! Área 2
 A,2,4,5,14,13,11 ! Área 3
 A,4,7,6,15,16,13,14,5 ! Área 4
 A,8,7,6,15,16,17 ! Área 5
 A,7,9,18,16,15,6 ! Área 6

AGLUE,1,2,3,4 ! União entre as áreas 1,2,3,4
 AGLUE,3,4,5,6 ! União entre as áreas 3,4,5,6

! Definição dos keypoints do perfil de aço direito tipo "I"

K,19,Dis,0,0 ! Cria o keypoint número 19 com coordenadas Dis,0,0
 K,20,Dis+bf/2,0,0
 K,21,Dis+bf,0,0
 K,22,Dis+bf/2,0,-h+hc
 K,23,Dis+bf/2,bfc,-h+hc
 K,24,Dis+bf/2,bfc,-h
 K,25,Dis+bf/2,0,-h
 K,26,Dis,0,-h
 K,27,Dis+bf,0,-h
 K,28,Dis,l,0
 K,29,Dis+bf/2,l,0
 K,30,Dis+bf,l,0
 K,31,Dis+bf/2,l,-h+hc
 K,32,Dis+bf/2,l-bfc,-h+hc
 K,33,Dis+bf/2,l-bfc,-h
 K,34,Dis+bf/2,l,-h
 K,35,Dis,l,-h
 K,36,Dis+bf,l,-h

! Definição das áreas do perfil de aço direito tipo "I"

A,19,20,29,28 ! Cria o área 7 mediante a união dos keypoints 19,20,29,28
 A,20,21,30,29 ! Área 8
 A,20,22,23,32,31,29 ! Área 9
 A,22,25,24,33,34,31,32,23 ! Área 10
 A,26,25,24,33,34,35 ! Área 11
 A,25,27,36,34,33,24 ! Área 12

AGLUE,7,8,9,10 ! União entre as áreas 7,8,9,10
 AGLUE,9,10,11,12 ! União entre as áreas 9,10,11,12

! Criação das áreas dos perfis "U" para fechar quadro das laterais, com comprimento de 6
 ! m (parte da frente)

A,5,4,22,23 ! Cria o área 13 mediante a união dos keypoints 5,4,22,23
 A,4,7,25,22 ! Área 14

A,6,7,25,24 ! Área 15

AGLUE,13,14,15 ! União entre as áreas 13,14,15

! Criação das áreas dos perfis "U" para fechar quadro das laterais, com comprimento de 6 m (parte de trás)

A,14,13,31,32 ! Cria o área 16 mediante a união dos keypoints 14,13,31,32

A,13,16,34,31 ! Área 17

A,15,16,34,33 ! Área 18

AGLUE,16,17,18 ! União entre as áreas 16,17,18

! Definição da área da laje

A,1,2,3,19,20,21,30,29,28,12,11,10 ! Cria a área 19 mediante a união dos keypoints
! 1,2,3,19,20,21,30,29,28,12,11,10

! Criação do perfil esquerdo dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros
! perfis de comprimento de 6 m.

K,37,bf/2-hpc/2,0,-h ! Cria o keypoint número 37 com coordenadas bf/2-hpc/2,0,-h

K,38,bf/2+hpc/2,0,-h

K,39,bf/2+hpc/2,bf/2,-h

K,40,bf/2+hpc/2,bf,-h

K,41,bf/2-hpc/2,bf,-h

K,42,bf/2-hpc/2,bf/2,-h

K,43,bf/2-hpc/2,bf/2,-1.5*h

K,44,bf/2+hpc/2,bf/2,-1.5*h

K,45,bf/2-hpc/2,0,-2*h

K,46,bf/2+hpc/2,0,-2*h

K,47,bf/2+hpc/2,bf/2,-2*h

K,48,bf/2+hpc/2,bf,-2*h

K,49,bf/2-hpc/2,bf,-2*h

K,50,bf/2-hpc/2,bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil esquerdo dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares
! aos outros perfis de comprimento de 6 m.

A,37,38,39,42 ! Cria área 20 mediante a união dos keypoints 37,38,39,42

A,39,40,41,42 ! Área 21

A,42,43,50,47,44,39 ! Área 22

A,45,46,47,50 ! Área 23

A,47,48,49,50 ! Área 24

AGLUE,20,21,22 ! União entre as áreas 20,21,22

AGLUE,22,23,24 ! União entre as áreas 22,23,24

! Criação do perfil esquerdo dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros
! perfis de comprimento de 6 m.

K,51,bf/2-hpc/2,bfpc-bf,-h ! Cria o keypoint número 51 com coordenadas bf/2-
! hpc/2,bfpc-bf,-h
K,52,bf/2+hpc/2,bfpc-bf,-h
K,53,bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-h
K,54,bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf,-h
K,55,bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf,-h
K,56,bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-h
K,57,bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-1.5*h
K,58,bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-1.5*h
K,59,bf/2-hpc/2,bfpc-bf,-2*h
K,60,bf/2+hpc/2,bfpc-bf,-2*h
K,61,bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-2*h
K,62,bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h
K,63,bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h
K,64,bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil esquerdo dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares
! aos outros perfis de comprimento de 6 m.

A,51,52,53,56 ! Cria área 25 mediante a união dos keypoints 51,52,53,56
A,53,54,55,56 ! Área 26
A,56,57,64,61,58,53 ! Área 27
A,59,60,61,64 ! Área 28
A,61,62,63,64 ! Área 29

AGLUE,25,26,27 ! União entre as áreas 25,26,27
AGLUE,27,28,29 ! União entre as áreas 27,28,29

LSTR,43,57 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 43,57
LSTR,44,58 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 44,58

! Criação do perfil direito dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros perfis !
de comprimento de 6 m.

K,65,Dis+bf/2-hpc/2,0,-h ! Cria o keypoint número 65 com coordenadas Dis+bf/2-
! hpc/2,0,-h
K,66,Dis+bf/2+hpc/2,0,-h
K,67,Dis+bf/2+hpc/2,bf/2,-h
K,68,Dis+bf/2+hpc/2,bf,-h
K,69,Dis+bf/2-hpc/2,bf,-h
K,70,Dis+bf/2-hpc/2,bf/2,-h
K,71,Dis+bf/2-hpc/2,bf/2,-1.5*h
K,72,Dis+bf/2+hpc/2,bf/2,-1.5*h

K,73,Dis+bf/2-hpc/2,0,-2*h
K,74,Dis+bf/2+hpc/2,0,-2*h
K,75,Dis+bf/2+hpc/2,bf/2,-2*h
K,76,Dis+bf/2+hpc/2,bf,-2*h
K,77,Dis+bf/2-hpc/2,bf,-2*h
K,78,Dis+bf/2-hpc/2,bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil direito dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares aos
! outros perfis de comprimento de 6 m.

A,65,66,67,70 ! Cria área 25 mediante a união dos keypoints 65,66,67,70
A,67,68,69,70 ! Área 31
A,70,71,78,75,72,67 ! Área 32
A,73,74,75,78 ! Área 33
A,75,76,77,78 ! Área 34

AGLUE,30,31,32 ! União entre as áreas 30,31,32
AGLUE,32,33,34 ! União entre as áreas 32,33,34

! Criação do perfil direito dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros perfis !
de comprimento de 6 m.

K,79,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf,-h ! Cria o keypoint número 79 com coordenadas
! Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf,-h

K,80,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf,-h
K,81,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-h
K,82,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf,-h
K,83,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf,-h
K,84,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-h
K,85,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-1.5*h
K,86,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-1.5*h
K,87,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf,-2*h
K,88,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf,-2*h
K,89,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-2*h
K,90,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h
K,91,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h
K,92,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil direito dianteiro de aço tipo "I" que são perpendiculares aos
! outros perfis de comprimento de 6 m.

A,79,80,81,84 ! Cria área 35 mediante a união dos keypoints 79,80,81,84
A,81,82,83,84 ! Área 36
A,84,85,92,89,86,81 ! Área 37
A,87,88,89,92 ! Área 38
A,89,90,91,92 ! Área 39

AGLUE,35,36,37 ! União entre as áreas 35,36,37
AGLUE,37,38,39 ! União entre as áreas 37,38,39

LSTR,71,85 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 71,85
LSTR,72,86 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 72,86

! Criação do perfil esquerdo detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros perfis !
de comprimento de 6 m.

K,93,bf/2-hpc/2,l-bfpc,-h ! Cria o keypoint número 93 com coordenadas bf/2-hpc/2,l-
! bfpc,-h
K,94,bf/2+hpc/2,l-bfpc,-h
K,95,bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf/2,-h
K,96,bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf,-h
K,97,bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf,-h
K,98,bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf/2,-h
K,99,bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf/2,-1.5*h
K,100,bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf/2,-1.5*h
K,101,bf/2-hpc/2,l-bfpc,-2*h
K,102,bf/2+hpc/2,l-bfpc,-2*h
K,103,bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf/2,-2*h
K,104,bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf,-2*h
K,105,bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf,-2*h
K,106,bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil esquerdo detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos
! outros perfis de comprimento de 6 m.

A,93,94,95,98 ! Cria área 40 mediante a união dos keypoints 93,94,95,98
A,95,96,97,98 ! Área 41
A,98,99,106,103,100,95 ! Área42
A,101,102,103,106 ! Área 43
A,103,104,105,106 ! Área 44

AGLUE,40,41,42 ! União entre as áreas 40,41,42
AGLUE,42,43,44 ! União entre as áreas 42,43,44

! Criação do perfil esquerdo detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros perfis !
de comprimento de 6 m.

K,107,bf/2-hpc/2,l-bf,-h ! Cria o keypoint número 107 com coordenadas bf/2-hpc/2,l-
! bf,-h
K,108,bf/2+hpc/2,l-bf,-h
K,109,bf/2+hpc/2,l-bf/2,-h
K,110,bf/2+hpc/2,l,-h
K,111,bf/2-hpc/2,l,-h
K,112,bf/2-hpc/2,l-bf/2,-h

K,113,bf/2-hpc/2,l-bf/2,-1.5*h
K,114,bf/2+hpc/2,l-bf/2,-1.5*h
K,115,bf/2-hpc/2,l-bf,-2*h
K,116,bf/2+hpc/2,l-bf,-2*h
K,117,bf/2+hpc/2,l-bf/2,-2*h
K,118,bf/2+hpc/2,l,-2*h
K,119,bf/2-hpc/2,l,-2*h
K,120,bf/2-hpc/2,l-bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil esquerdo detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos
! outros perfis de comprimento de 6 m.

A,107,108,109,112 ! Cria área 45 mediante a união dos keypoints
! 107,108,109,112
A,109,110,111,112 ! Área 46
A,112,113,120,117,114,109 ! Área 47
A,115,116,117,120 ! Área 48
A,117,118,119,120 ! Área 49

AGLUE,45,46,47 ! União entre as áreas 45,46,47
AGLUE,47,48,49 ! União entre as áreas 47,48,49

LSTR,99,113 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 99,113
LSTR,100,114 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 100,114

! Criação do perfil direito detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros perfis de !
comprimento de 6 m.

K,121,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc,-h ! Cria o keypoint número 121 com coordenadas
! Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc,-h

K,122,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc,-h
K,123,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf/2,-h
K,124,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf,-h
K,125,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf,-h
K,126,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf/2,-h
K,127,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf/2,-1.5*h
K,128,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf/2,-1.5*h
K,129,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc,-2*h
K,130,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc,-2*h
K,131,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf/2,-2*h
K,132,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc+bf,-2*h
K,133,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf,-2*h
K,134,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc+bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil direito detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos
! outros perfis de comprimento de 6 m.

A,121,122,123,126 ! Cria área 50 mediante a união dos keypoints
! 121,122,123,126
A,123,124,125,126 ! Área 51
A,126,127,134,131,128,123 ! Área 52
A,129,130,131,134 ! Área 53
A,131,132,133,134 ! Área 54
AGLUE,50,51,52 ! União entre as áreas 50,51,52
AGLUE,52,53,54 ! União entre as áreas 52,53,54

! Criação do perfil direito detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos outros perfis de !
comprimento de 6 m.

K,135,Dis+bf/2-hpc/2,l-bf,-h ! Cria o keypoint número 135 com coordenadas
Dis+bf/2-hpc/2,l-bf,-h
K,136,Dis+bf/2+hpc/2,l-bf,-h
K,137,Dis+bf/2+hpc/2,l-bf/2,-h
K,138,Dis+bf/2+hpc/2,l,-h
K,139,Dis+bf/2-hpc/2,l,-h
K,140,Dis+bf/2-hpc/2,l-bf/2,-h
K,141,Dis+bf/2-hpc/2,l-bf/2,-1.5*h
K,142,Dis+bf/2+hpc/2,l-bf/2,-1.5*h
K,143,Dis+bf/2-hpc/2,l-bf,-2*h
K,144,Dis+bf/2+hpc/2,l-bf,-2*h
K,145,Dis+bf/2+hpc/2,l-bf/2,-2*h
K,146,Dis+bf/2+hpc/2,l,-2*h
K,147,Dis+bf/2-hpc/2,l,-2*h
K,148,Dis+bf/2-hpc/2,l-bf/2,-2*h

! Definição das áreas do perfil direito detrás de aço tipo "I" que são perpendiculares aos
! outros perfis de comprimento de 6 m.

A,135,136,137,140 ! Cria área 55 mediante a união dos keypoints
! 135,136,137,140
A,137,138,139,140 ! Área 56
A,140,141,148,145,142,137 ! Área 57
A,143,144,145,148 ! Área 58
A,145,146,147,148 ! Área 59
AGLUE,55,56,57 ! União entre as áreas 55,56,57
AGLUE,57,58,59 ! União entre as áreas 57,58,59

LSTR,127,141 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints
! 127,141
LSTR,128,142 ! Criação dos enrijecedores (linha) entre os keypoints 128,142

! Criação do pilar de aço tipo "H" (Cavalete)

! Pilar esquerdo dianteiro

K,149,bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h ! Cria o keypoint número 149 com coordenadas bf/2-
! hpc/2,bfpc/2,-2*h

K,150,bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h

K,151,bf/2+hpc/2,0,-2*h-cpc/2+hc/2

K,152,bf/2+hpc/2,bfc,-2*h-cpc/2+hc/2

K,153,bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2

K,154,bf/2+hpc/2,0,-2*h-cpc/2-hc/2

K,155,bf/2+hpc/2,bfc,-2*h-cpc/2-hc/2

K,156,bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2

K,157,bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2

K,158,bf/2-hpc/2+bfc,bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2

K,159,bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2

K,160,bf/2-hpc/2+bfc,bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2

K,161,bf/2+hpc/2,0,-2*h-cpc

K,162,bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc

K,163,bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h-cpc

K,164,bf/2-hpc/2,0,-2*h-cpc

K,165,bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc

K,166,bf/2-hpc/2,bfpc,-2*h-cpc

! Definição das áreas do pilar esquerdo dianteiro

A,46,47,48,150,153,152,151 ! Área 60

A,151,152,153,156,155,154 ! Área61

A,154,155,156,162,161 ! Área62

A,156,153,150,60,61,62,163,162 ! Área 63

A,45,50,49,149,157,159,165,164 ! Área 64

A,149,59,64,63,166,165 ! Área65

A,149,150,153,158,157 ! Área 66

A,157,158,153,156,160,159 ! Área 67

A,159,160,156,162,165 ! Área 68

AGLUE,60,61,62,63,66,67,68 ! União entre as áreas 60,61,62,63,66,67,68

AGLUE,64,65,66,67,68 ! União entre as áreas 64,65,66,67,68

! Pilar direito dianteiro

K,167,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h ! Cria o keypoint número 167 com coordenadas
! Dis+bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h

K,168,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h

K,169,Dis+bf/2-hpc/2,0,-2*h-cpc/2+hc/2

K,170,Dis+bf/2-hpc/2,bfc,-2*h-cpc/2+hc/2

K,171,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2

K,172,Dis+bf/2-hpc/2,0,-2*h-cpc/2-hc/2
 K,173,Dis+bf/2-hpc/2,bfc,-2*h-cpc/2-hc/2
 K,174,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2
 K,175,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2
 K,176,Dis+bf/2+hpc/2-bfc,bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2
 K,177,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2
 K,178,Dis+bf/2+hpc/2-bfc,bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2
 K,179,Dis+bf/2+hpc/2,0,-2*h-cpc
 K,180,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc
 K,181,Dis+bf/2+hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h-cpc
 K,182,Dis+bf/2-hpc/2,0,-2*h-cpc
 K,183,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc/2,-2*h-cpc
 K,184,Dis+bf/2-hpc/2,bfpc-bf+bf,-2*h-cpc

! Definição das áreas do pilar direito dianteiro

A,73,78,77,167,171,170,169	!Área 69
A,169,170,171,174,173,172	!Área 70
A,172,173,174,183,182	!Área 71
A,167,87,92,91,184,183	!Área 72
A,74,75,76,168,175,177,180,179	!Área 73
A,168,88,89,90,181,180,177,175	!Área 74
A,167,168,175,176,171	!Área 75
A,171,176,175,177,178,174	!Área 76
A,174,178,177,180,183	!Área 77

AGLUE,69,70,71,72,75,76,77	! União entre as áreas 69,70,71,72,75,76,77
AGLUE,73,74,75,76,77	! União entre as áreas 73,74,75,76,77

! Pilar esquerdo detrás

K,185,bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h	! Cria o keypoint número 185 com coordenadas bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h
K,186,bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h	
K,187,bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2	
K,188,bf/2-hpc/2+bfc,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2	
K,189,bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2	
K,190,bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2	
K,191,bf/2-hpc/2+bfc,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2	
K,192,bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2	
K,193,bf/2+hpc/2,l,-2*h-cpc/2+hc/2	
K,194,bf/2+hpc/2,l-bfc,-2*h-cpc/2+hc/2	
K,195,bf/2+hpc/2,l,-2*h-cpc/2-hc/2	
K,196,bf/2+hpc/2,l-bfc,-2*h-cpc/2-hc/2	
K,197,bf/2+hpc/2,l-bfpc,-2*h-cpc	
K,198,bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc	
K,199,bf/2+hpc/2,l,-2*h-cpc	

K,200,bf/2-hpc/2,l-bfpc,-2*h-cpc
K,201,bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc
K,202,bf/2-hpc/2,l,-2*h-cpc

! Definição das áreas do pilar esquerdo detrás

A,101,106,105,185,187,190,201,200 ! Área 78
A,185,115,120,119,202,201,190,187 ! Área 79
A,102,103,104,186,189,192,198,197 ! Área 80
A,186,116,117,118,193,194,189 ! Área 81
A,189,194,193,195,196,192 ! Área 82
A,192,196,195,199,198 ! Área 83
A,185,186,189,188,187 ! Área 84
A,187,188,189,192,191,190 ! Área 85
A,190,191,192,198,201 ! Área 86

AGLUE,78,79,84,85,86 ! União entre as áreas 78,79,84,85,86
AGLUE,80,81,82,83,84,85,86 ! União entre as áreas 80,81,82,83,84,85,86

! Pilar direito detrás

K,203,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h ! Cria o keypoint número 203 com coordenadas
! Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h

K,204,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h
K,205,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2
K,206,Dis+bf/2+hpc/2-bfc,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2
K,207,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2+hc/2
K,208,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2
K,209,Dis+bf/2+hpc/2-bfc,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2
K,210,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc/2-hc/2
K,211,Dis+bf/2-hpc/2,l,-2*h-cpc/2+hc/2
K,212,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfc,-2*h-cpc/2+hc/2
K,213,Dis+bf/2-hpc/2,l,-2*h-cpc/2-hc/2
K,214,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfc,-2*h-cpc/2-hc/2
K,215,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc,-2*h-cpc
K,216,Dis+bf/2+hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc
K,217,Dis+bf/2+hpc/2,l,-2*h-cpc
K,218,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc,-2*h-cpc
K,219,Dis+bf/2-hpc/2,l-bfpc/2,-2*h-cpc
K,220,Dis+bf/2-hpc/2,l,-2*h-cpc

! Definição das áreas do pilar direito detrás

A,129,134,133,203,207,210,219,218 ! Área 87
A,203,143,148,147,211,212,207 ! Área 88
A,207,212,211,213,214,210 ! Área 89
A,210,214,213,220,219 ! Área 90

A,130,131,132,204,205,208,216,215 ! Área 91
A,204,144,145,146,217,216 ! Área 92
A,203,204,205,206,207 ! Área 93
A,207,206,205,208,209,210 ! Área 94
A,210,209,208,216,219 ! Área 95

AGLUE,87,88,89,90,93,94,95 ! União entre as áreas 87,88,89,90,93,94,95
AGLUE,91,92,93,94,95 ! União entre as áreas 91,92,93,94,95

!Criação dos contraventamentos, perfil de aço tipo "U"

! Definição das áreas do contraventamento dianteiro

A,152,151,169,170 ! Área 96
A,151,154,172,169 ! Área 97
A,155,154,172,173 ! Área 98

! Definição das áreas do contraventamento direito

A,176,175,205,206 ! Área 99
A,175,177,208,205 ! Área 100
A,178,177,208,209 ! Área 101

! Definição das áreas do contraventamento detrás

A,212,211,193,194 ! Área 102
A,211,213,195,193 ! Área 103
A,214,213,195,196 ! Área 104

! Definição das áreas do contraventamento esquerdo

A,188,187,157,158 ! Área 105
A,187,190,159,157 ! Área 106
A,191,190,159,160 ! Área 107

! Criação das bases dos pilares tipo "H"

! Base esquerda dianteira

A,164,161,162,163,166,165 ! Área 108

! Base direita dianteira

A,182,179,180,181,184,183 ! Área 109

! Base esquerda detrás

A,200,197,198,199,202,201 ! Área 110

!Base direita detrás

A,218,215,216,217,220,219 ! Área 111

! Fusão das linhas y keypoints

NUMCMP,LINE ! Procedimento de fusão y compressão das linhas
NUMMRG,KP, , , ,LOW ! Fusão dos pontos de coincidência

AOVLAP,ALL ! Transpassa todas as áreas
AGLUE,ALL ! União de todas as áreas

! Criação dos tipos de elementos

ET,1,SHELL63 ! Criação do elemento tipo SHELL63
KEYOPT,1,1,0
KEYOPT,1,2,0
KEYOPT,1,3,0
KEYOPT,1,5,2 ! Inclui as tensões nos nodos
KEYOPT,1,6,0
KEYOPT,1,7,0
KEYOPT,1,8,0
KEYOPT,1,9,0
KEYOPT,1,11,0

ET,2,BEAM4 ! Criação do elementos tipo BEAM4
KEYOPT,2,2,0
KEYOPT,2,6,1 ! Inclui resultados de força e momento
KEYOPT,2,7,0
KEYOPT,2,9,0
KEYOPT,2,10,0

! Criação das constantes reais

R,1,esp,0,0,0,0,0, ! Constante real 1 do elemento SHELL63 (para a laje)
RMORE,0,0,0, ! Adição das constantes reais 1 que faltam do elemento
! SHELL63

R,2,tf,0,0,0,0,0, ! Constante real 2 do elemento SHELL63 (espessura da mesa !
do perfil W200x19.3)

RMORE,0,0,0, ! Adição das constantes reais 2 que faltam do elemento
! SHELL63

R,3,tw,0,0,0,0,0, ! Constante real 3 do elemento SHELL63 (espessura da alma
! do perfil W200x19.3)

RMORE,0,0,0, ! Adição das Constantes reais 3 que faltam do elemento
! SHELL63

R,4,db*db*3.14159265/4,(db*db*db*db)*3.14159265/64,(db*db*db*db)*3.1415927/64,,,,
! Constantes reais 4 de BEAM4 (Seção dos enrijecedores)
RMORE, , , , , , ! Adição das Constantes reais 4 que faltam do elemento BEAM4
R,5,tfpc,0,0,0,0,0, ! Constante real 5 do elemento SHELL63 (espessura da mesa, para
! pilar tipo "H")
RMORE,0,0,0, ! Adição das Constantes reais 5 que faltam do elemento SHELL63
R,6,twpc,0,0,0,0,0, ! Constante real 6 do elemento SHELL63 (espessura da alma, para
! pilar tipo "H")
RMORE,0,0,0, ! Adição das Constantes reais 6 que faltam do elemento SHELL63
R,7,Base,0,0,0,0,0, ! Constante real 7 do elemento SHELL63 (Base para pilar tipo "H")
RMORE,0,0,0, ! Adição das Constantes reais 7 que faltam do elemento SHELL63
R,8,tfc,0,0,0,0,0, ! Constante real 8 do elemento SHELL63 (espessura da mesa , perfil
! tipo "U", fechar quadro)
RMORE,0,0,0, ! Adição das Constantes reais 8 que faltam do elemento SHELL63
R,9,twc,0,0,0,0,0, ! Constante real 9 do elemento SHELL63 (espessura da alma , perfil
! tipo "U", fechar quadro)
RMORE,0,0,0, ! Adição das Constantes reais 9 que faltam do elemento SHELL63

MP,EX,1,Ec ! Módulo de elasticidade do concreto material 1
MP,NUXY,1,vc ! Coeficiente de Poisson do concreto material 1
MP,dens,1,dc ! Densidade do concreto material 1

MP,EX,2,Es ! Módulo de elasticidade do aço material 2
MP,NUXY,2,vs ! Coeficiente de Poisson do aço material 2
MP,dens,2,ds ! Densidade do aço material 2

!*****!
! Discretização da estrutura !
!*****!

TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
MAT,1 ! Define por atributos o material 1 para este caso concreto
REAL,1 ! Define por atributos as constantes reais 1 do material 1 para este
! caso concreto
ESYS,0 ! Define por atributos o sistema de elementos coordenados
SECNUM,

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha dos elementos finitos
AMESH,112 ! Coloca a malha na área 112 do material concreto

TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
REAL,2 ! Define por atributos as constantes reais do material 2, para este caso
! aço
ESYS,0 ! Define por atributos sistema de elementos coordenados.
SECNUM,

ESIZE,ndiv,0,
AMESH,1

! Define o número de divisões da malha
! Coloca a malha na área 1 do material aço constante real 2 espessura
! da mesa (Perfil esquerdo W200x19.3)

AMESH,2
AMESH,23
AMESH,24
AMESH,28
AMESH,29
AMESH,43
AMESH,44
AMESH,48
AMESH,49
AMESH,113
AMESH,114
AMESH,117
AMESH,118
AMESH,119
AMESH,120
AMESH,121
AMESH,122
AMESH,123
AMESH,131
AMESH,132
AMESH,133
AMESH,134
AMESH,135
AMESH,136
AMESH,137
AMESH,161
AMESH,162
AMESH,163
AMESH,164
AMESH,170
AMESH,172
AMESH,175
AMESH,176
AMESH,177
AMESH,178
AMESH,179
AMESH,180
AMESH,181
AMESH,182
AMESH,183
AMESH,184
AMESH,185
AMESH,186
AMESH,187

AMESH,188
AMESH,189
AMESH,190
AMESH,191
AMESH,192
AMESH,213
AMESH,214

AMESH,7

! Coloca a malha na área 7 do material aço constante real 2 espessura
! da mesa (Perfil direito W200x19.3)

AMESH,8
AMESH,33
AMESH,34
AMESH,38
AMESH,39
AMESH,53
AMESH,54
AMESH,58
AMESH,59
AMESH,115
AMESH,116
AMESH,124
AMESH,125
AMESH,126
AMESH,127
AMESH,128
AMESH,129
AMESH,130
AMESH,138
AMESH,139
AMESH,140
AMESH,141
AMESH,142
AMESH,143
AMESH,144
AMESH,165
AMESH,166
AMESH,167
AMESH,168
AMESH,171
AMESH,174
AMESH,193
AMESH,194
AMESH,195
AMESH,196
AMESH,197
AMESH,198

AMESH,199
AMESH,200
AMESH,201
AMESH,202
AMESH,203
AMESH,204
AMESH,205
AMESH,206
AMESH,207
AMESH,208
AMESH,209
AMESH,210
AMESH,215
AMESH,216

TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
REAL,3 ! Define por atributos as constantes 3 reais do material 2 para este
 ! caso aço
ESYS,0 ! Define por atributos sistema de elementos coordenados.
SECNUM,

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha

! Perfil esquerdo W200x19.3

AMESH,3 ! Coloca a malha na área 3 do material aço constante real 3 da alma
 ! (Perfil esquerdo W200x19.3)

AMESH,227
AMESH,228
AMESH,231
AMESH,232
AMESH,235

! Perfil direito W200x19.3

AMESH,9 ! Coloca a malha na área 3 do material aço constante real 3 da alma (Perfil
 ! direito W200x19.3)

AMESH,229
AMESH,230
AMESH,233
AMESH,234
AMESH,236

TYPE,2 ! Define por atributos o tipo de material 2, para este caso BEAM4
MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
REAL,4 ! Define por atributos as constantes 4 reais do material 2 para este

ESYS,0 ! caso enrijecedor do perfil W200x19.3
SECNUM, ! Define por atributos sistema de elementos coordenados

! Malha dos enrijecedores do perfil W200x19.3

LESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha dos enrijecedores do perfil
 ! esquerdo.
LMESH,93 ! Coloca a malha na linha 93 do material aço constante real 4
LMESH,94
LMESH,169
LMESH,170

LESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha dos enrijecedores do perfil
 ! direito.
LMESH,131 ! Coloca a malha na linha 131 do material aço constante real 4
LMESH,132
LMESH,207
LMESH,208

! Malha das mesas do pilar de aço tipo "H"

TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
REAL,5 ! Define por atributos as constantes 5 reais do material 2 para este
 ! caso espessura das mesas do pilar tipo "H"
ESYS,0 ! Define por atributos sistema de elementos coordenados
SECNUM,

! Lado esquerdo

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,60 ! Coloca a malha na área 60 do material aço constante real 5
 ! espessura da mesa do pilar tipo "H"
AMESH,61
AMESH,62
AMESH,63
AMESH,64
AMESH,79
AMESH,80
AMESH,81
AMESH,82
AMESH,83
AMESH,147
AMESH,148
AMESH,153
AMESH,154

AMESH,217
AMESH,219

! Lado direito

ESIZE,ndiv,0,
AMESH,65

! Define o número de divisões da malha
! Coloca a malha na área 65 do material aço constante real 5
! espessura da mesa do pilar tipo "H"

AMESH,70
AMESH,71
AMESH,73
AMESH,78
AMESH,87
AMESH,88
AMESH,89
AMESH,90
AMESH,96
AMESH,151
AMESH,152
AMESH,159
AMESH,160
AMESH,218
AMESH,220

! Malha das almas do pilar de aço tipo "H"

TYPE,1
MAT,2
REAL,6

! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
! Define por atributos o material 2, para este caso aço
! Define por atributos as constantes 6 reais do material 2 para este
! caso espessura da alma do pilar tipo "H"

ESYS,0
SECNUM,

! Define por atributos sistema de elementos coordenados

! Lado esquerdo

ESIZE,ndiv,0,
AMESH,66

! Define o número de divisões da malha
! Coloca a malha na área 66 do material aço constante real 6
! espessura da alma do pilar tipo "H"

AMESH,67
AMESH,68
AMESH,84
AMESH,85
AMESH,86

! Lado direito

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
 AMESH,75 ! Coloca a malha na área 75 do material aço constante real 6
 ! espessura da alma do pilar tipo "H"

 AMESH,76
 AMESH,77
 AMESH,93
 AMESH,94
 AMESH,95

 TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
 MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
 REAL,7 ! Define por atributos as constantes 7 reais do material 2 para este
 ! caso bases do aço do pilar tipo "H"
 ESYS,0 ! Define por atributos sistema de elementos coordenados
 SECNUM,

 ! Lado esquerdo

 ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
 AMESH,145 ! Coloca a malha na área 145 do material aço constante real 7 bases
 ! do pilar tipo "H"

 AMESH,146
 AMESH,155
 AMESH,156

 ! Lado direito

 ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
 AMESH,149 ! Coloca a malha na área 149 do material aço constante real 7 bases
 ! do pilar tipo "H"

 AMESH,150
 AMESH,157
 AMESH,158

 TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
 MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
 REAL,8 ! Define por atributos as constantes 8 reais do material 2 para este
 ! caso espessura da mesa perfil tipo "U"
 ESYS,0 ! Define por atributos sistema de elementos coordenados
 SECNUM,

 ! Lado dianteiro

 ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
 AMESH,13 ! Coloca a malha na área 13 do material aço constante real 8
 ! espessura da mesa do perfil tipo "U"

AMESH,92
AMESH,98
AMESH,169

! Lado direito

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,223 ! Coloca a malha na área 223 do material aço constante real 8
 ! espessura da mesa do perfil tipo "U"
AMESH,224

! Lado detrás

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,16 ! Coloca a malha na área 16 do material aço constante real 8
 ! espessura da mesa do perfil tipo "U"
AMESH,102
AMESH,104
AMESH,173

! Lado esquerdo

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,221 ! Coloca a malha na área 221 do material aço constante real 8
 ! espessura da mesa do perfil tipo "U"
AMESH,222

TYPE,1 ! Define por atributos o tipo de material 1, para este caso SHELL63
MAT,2 ! Define por atributos o material 2, para este caso aço
REAL,9 ! Define por atributos as constantes 8 reais do material 2 para este
 ! caso espessura da alma perfil tipo "U"
ESYS,0 ! Define por atributos sistema de elementos coordenados
SECNUM,

! Lado dianteiro

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,97 ! Coloca a malha na área 97 do material aço constante real 9
 ! espessura da alma do perfil tipo "U"
AMESH,225

! Lado direito

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,211 ! Coloca a malha na área 211 do material aço constante real 9
 ! espessura da alma do perfil tipo "U"

! Lado detrás

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,226 ! Coloca a malha na área 226 do material aço constante real 9
! espessura da alma do perfil tipo "U"
AMESH,103

! Lado esquerdo

ESIZE,ndiv,0, ! Define o número de divisões da malha
AMESH,212 ! Coloca a malha na área 212 do material aço constante real 9
! espessura da alma do perfil tipo "U"

! Condições de contorno nas bases do pilar tipo "H"

DA,145,UX, ! Não permite movimento na área da base 145 na direção X
DA,145,UY, ! Não permite movimento na área da base 145 na direção Y
DA,145,UZ, ! Não permite movimento na área da base 145 na direção Z

DA,146,UX,
DA,146,UY,
DA,146,UZ,

DA,149,UX,
DA,149,UY,
DA,149,UZ,

DA,150,UX,
DA,150,UY,
DA,150,UZ,

DA,155,UX,
DA,155,UY,
DA,155,UZ,

DA,156,UX,
DA,156,UY,
DA,156,UZ,

DA,157,UX,
DA,157,UY,
DA,157,UZ,

DA,158,UX,
DA,158,UY,

DA,158,UZ,

ACEL,0,0,9.81, ! Coloca o valor da gravidade na direção Z
AUTOTS,1

!*****!

! Solução !

!*****!

FINISH

/SOL

!*

ANTYPE,2

!*

!*

MODOPT,LANB,3 ! Análise dos modos de vibração

EQSLV,SPAR

MXPAND,0, , 0

LUMPM,0

PSTRES,0

!*

MODOPT,LANB,3,0,0, ,OFF

SOLVE

ANEXO II
REVISÃO DO PERFIL METÁLICO

$$\text{Peso da laje} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 6,1\text{m} * 4,9\text{m} * 0,1\text{m} = 7472,5\text{kgf}$$

$$\text{Peso do perfil metálico} = 19,3\text{m} * 4,9\text{m} = 94,57\text{kg} * 2\text{perfil} = 189,14\text{kgf}$$

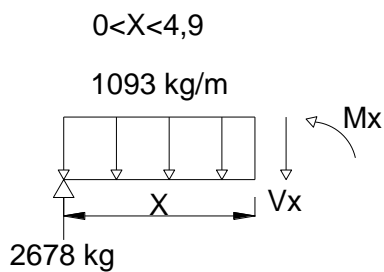
$$\text{Sobre Carga} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1000 \frac{\text{N}}{\text{kN}} * 1 \frac{\text{kg}}{9,8\text{N}} * 6,1\text{m} * 4,9\text{m} = 3050\text{kgf}$$

$$\text{Peso Total} = 7472,5\text{kg} + 189,14\text{kg} + 3050\text{kg} = 10711,64\text{kgf}$$

$$\text{Quantidade de apoios} = 4$$

$$\text{Reação de cada apoio} = 10711,64\text{kg} / 4 = 2678\text{kgf}$$

Análise dos momentos fletores



$$\sum M_x = 0 -$$

$$2678x - 1093 \frac{x^2}{2} - M_x = 0$$

$$M_x = -546,5x^2 + 2678x$$

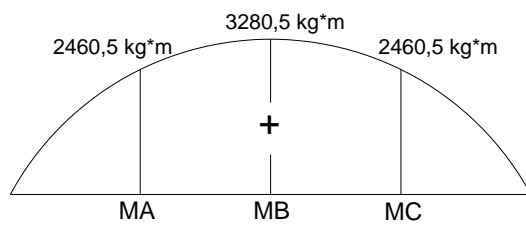
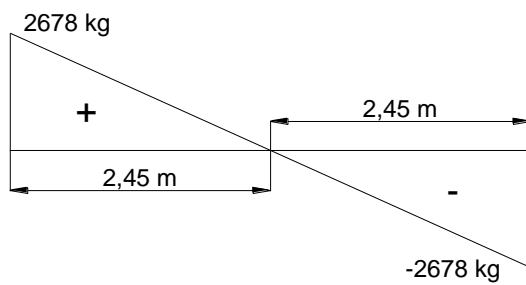
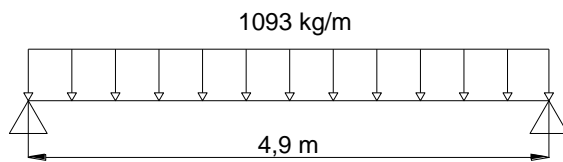
$$M_{x=0} = 0$$

$$M_{x=A=1,225} = 2460,5 \text{ kg} * \text{m}$$

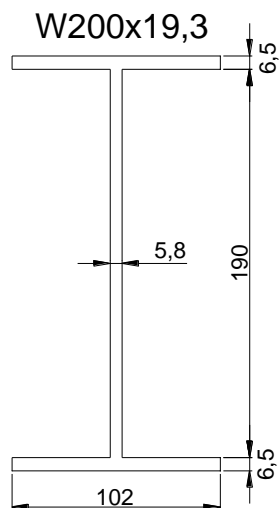
$$M_{x=B=2,45} = 3280,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{x=C=3,675} = 2460,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{x=4,9} = 0$$



Perfil metálico W200x19,3



Flambagem local da mesa

$$\lambda_b = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{102mm}{2 * 6,5mm} = 7,846 \quad \lambda_p = 9,1AR350$$

$$\lambda_b < \lambda_p \quad \text{Seção compacta}$$

Flambagem local da alma

$$\lambda_b = \frac{h_0}{t_w} = \frac{190mm}{5,8mm} = 32,758 \quad \lambda_p = 90AR350$$

$$\lambda_b < \lambda_p \quad \text{Seção compacta}$$

Momento nominal

$$M_n = M_p = Z * f_y$$

Módulo plástico

$$Z = b_f t_f (h - t_f) + \frac{t_w}{4} (h - 2t_f)^2$$

$$Z = 102mm * 6,5mm * (203mm - 6,5mm) + \frac{5,8mm}{4} (203mm - 2 * 6,5mm)^2$$

$$Z = 182624,5mm^3 = 0,0001826m^3$$

$$M_n = M_p = Z * f_y = 0,0001826m^3 * 345 * 10^6 \frac{N}{m^2} = 63005,4525N * m$$

$$M_n = M_p = 63,005kN * m$$

Momento resistente do perfil seção compacta

$$M_{d, res} = \frac{Zf_y}{\gamma_a} = \frac{63,005kN * m}{1,1} = 52,27kN * m$$

$$M_{d, res} > M_d$$

$$52,27kN * m > 32,805kN * m \quad \text{Perfil passa!}$$

Resistência à flexão das vigas I com dois eixos de simetria, fletidos no plano da alma.

$$\text{Viga curta } Mn = Mp = Z * f_y$$

Condições para se obter viga curta

$$l_b \leq lb_p = 1,76 * i_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}, \text{ raio giração em torno do eixo de menor inércia}$$

$$A = 2 * b_f * t_f + h_0 * t_w$$

$$A = 2 * 102mm * 6,5mm + 190mm * 5,8mm = 2428mm^2 = 24,28cm^2$$

$$I_y = (2 * t_f * b_f^3 + h_0 * t_w) / 12$$

$$I_y = (2 * 6,5mm * 102^3mm^3 + 190mm * 5,8mm^3) / 12 = 1152731,273mm^4$$

$$I_y = 115,273cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{115cm^4}{24,28cm^2}} = 2,17cm$$

$$lb_p = 1,76 * 2,17cm * \sqrt{\frac{200 * 10^9 N / m^2}{345 * 10^6 N / m^2}} = 91,95cm$$

$$lb = 490cm$$

$$lb_p < lb, \text{ Não é viga curta.}$$

Condições para se obter viga longa

$$l_b > lb_r = \frac{1,38 * \sqrt{I_y J}}{J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$C_w = (h - t_f)^2 \frac{I_y}{4} = (20,3\text{cm} - 0,65\text{cm})^2 * \frac{115\text{cm}^4}{4} = 11101,0218\text{cm}^6$$

$$J = \frac{1}{3} (2 * b_f * t_f^3 + h_0 * t_0^3)$$

$$J = \frac{1}{3} (2 * 102\text{mm} * 6,5^3\text{mm}^3 + 190\text{mm} * 5,8^3\text{mm}^3) = 31031,593\text{mm}^4 = 3,103\text{cm}^4$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) * W}{EJ} = \frac{(345 * 10^6 \text{ N/m}^2 - 0,3 * 345 * 10^6 \text{ N/m}^2) * 166,1\text{cm}^3}{200 * 10^9 \text{ N/m}^2 * 3,1\text{cm}^4}$$

$$\beta_1 = 0,06469\text{cm}^{-1}$$

$$lb_r = \frac{1,38 * \sqrt{115\text{cm}^4 * 3,1\text{cm}^4}}{3,1\text{cm}^4 * 0,06469\text{cm}^{-1}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 11101,02\text{cm}^6 * 0,065^2\text{cm}^{-2}}{115\text{cm}^4}}}$$

$$lb_r = 129,310\text{cm} * 2,113 = 273,263\text{cm}$$

$l_b > lb_r =$ É viga longa

$$Mn = Mcr$$

$$Mn = Mcr = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{l_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} (1 + 0,039 \frac{J l_b^2}{C_w})}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3,0$$

$$C_b = \frac{12,5 * 32,805\text{kN} * m}{2,5 * 32,805\text{kN} * m + 3 * 24,60\text{kN} * m + 4 * 32,805\text{kN} * m + 3 * 24,60\text{kN} * m}$$

$$C_b = \frac{410,0625kN * m}{360,8325kN * m} = 1,136$$

$$M_{cr} = 1,136 \frac{\pi^2 * 200 * 10^5 N/cm^2 * 115cm^4}{490^2 cm^2} \sqrt{\frac{1110102cm^6}{115cm^4} (1 + 0,039 \frac{3,1cm^4 * 490^2 cm^2}{1110102cm^6})}$$

$$M_n = M_{cr} = 10740234227N * 18,686cm = 200699626712N * cm = 20,069kN * m$$

$$M_{d, res} = \frac{M_{cr}}{1,1} = \frac{20,069kN * m}{1,1} = 18,244kN * m$$

$$M_{d, res} < M_d$$

18,244kN * m < 32,805kN * m Perfil não passa

Flambagem lateral de viga bi-apoiada com momento fletor constante

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E * I_y * G * J + \frac{\pi^2}{l^2} * E * I_y * E * C_w}$$

l = Comprimento da viga

I_y = Momento de Inércia da seção em torno do eixo Y

J = Constante de torção pura (Saint-Venant)

C_w = Constante de empenamento

G = Módulo de deformação transversal ou módulo de cisalhamento, 77000 MPa.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{490} \sqrt{200 * 10^5 * 115 * 77000 * 3,1 + \frac{\pi^2}{490^2} * 200 * 10^5 * 115 * 200 * 10^5 * 11101,02}$$

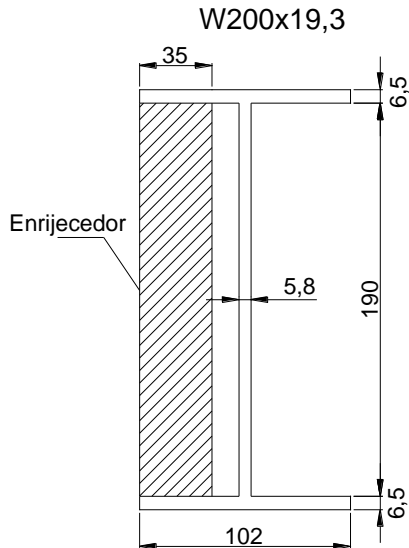
$$M_{cr} = 1765855,532N * cm = 17,658kN * m$$

$$M_{d, res} = \frac{M_{cr}}{1,1} = \frac{17,658kN * m}{1,1} = 16,052kN * m$$

$$M_{d, res} < M_d$$

$$16,052kN * m < 32,805kN * m \quad \text{Perfil não passa}$$

Novas propriedades do perfil metálico com enrijecedores



$$A = 2 * b_f * t_f + h_0 * t_w$$

$$A = 2 * 102mm * 6,5mm + 190mm * 40,8mm = 9078mm^2 = 90,78cm^2$$

$$I_x = (b_f h^3 - (b_f - t_w) * h_0^3) / 12$$

$$I_x = (102mm * 203^3mm^3 - (102mm - 40,8mm) * 190^3mm^3) / 12 = 36125229,5mm^4$$

$$I_x = 3612,52cm^4$$

$$I_y = (2t_f b_f^3 + h_0 t_w^3) / 12$$

$$I_y = (2 * 6,5mm * 102^3mm^3 + 190mm * 40,8^3mm^3) / 12 = 2224999,44mm^4$$

$$I_y = 222,5cm^4$$

$$C_w = (h - t_f)^2 \frac{I_y}{4} = (20,3cm - 0,65cm)^2 * \frac{222,5cm^4}{4} = 21478,06cm^6$$

$$J = \frac{1}{3} (2b_f t_f^3 + h_0 t_w^3)$$

$$J = \frac{1}{3} (2 * 102mm * 6,5^3 mm^3 + 190mm * 40,8^3 mm^3) = 4320104,26mm^4$$

$$J = 432,01cm^4$$

Flambagem local da mesa

$$\lambda_b = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{102mm}{2 * 6,5mm} = 7,846 \quad \lambda_p = 9,1AR350$$

$$\lambda_b < \lambda_p \quad \text{Seção compacta}$$

Flambagem local da alma

$$\lambda_b = \frac{h_0}{t_w} = \frac{190mm}{40,8mm} = 4,657 \quad \lambda_p = 90AR350$$

$$\lambda_b < \lambda_p \quad \text{Seção compacta}$$

Momento nominal

$$M_n = M_p = Z * f_y$$

Módulo plástico

$$Z = b_f t_f (h - t_f) + \frac{t_w}{4} (h - 2t_f)^2$$

$$Z = 102mm * 6,5mm * (203mm - 6,5mm) + \frac{40,8mm}{4} (203mm - 2 * 6,5mm)^2$$

$$Z = 498499,5mm^3 = 0,0004985m^3$$

$$M_n = M_p = Z * f_y = 0,0004985m^3 * 345 * 10^6 \frac{N}{m^2} = 171982,3275N * m$$

$$M_n = M_p = 171,982kN * m$$

Momento resistente do perfil seção compacta

$$M_{d, res} = \frac{Zf_y}{\gamma_a} = \frac{171,982kN * m}{1,1} = 156,347kN * m$$

$$M_{d, res} > M_d$$

$$156,347kN * m > 32,805kN * m \quad \text{Perfil passa!}$$

Resistência à flexão das vigas I com dois eixos de simetria, fletidos no plano da alma.

$$M_n = M_{cr}$$

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{l_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J_b^2}{C_w}\right)}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3,0$$

$$C_b = \frac{12,5 * 32,805kN * m}{2,5 * 32,805kN * m + 3 * 24,60kN * m + 4 * 32,805kN * m + 3 * 24,60kN * m}$$

$$C_b = \frac{410,0625kN * m}{360,8325kN * m} = 1,136$$

$$M_{cr} = 1,136 \frac{\pi^2 * 200 * 10^5 N/cm^2 * 222,5cm^4}{490^2 cm^2} \sqrt{\frac{21478,06cm^6}{222,5cm^4} \left(1 + 0,039 \frac{432cm^4 * 490^2 cm^2}{21478,05cm^6}\right)}$$

$$M_n = M_{cr} = 207800183N * 135,194cm = 28093514485N * cm = 280,933kN * m$$

$$M_{d, res} = \frac{M_{cr}}{1,1} = \frac{280,933kN * m}{1,1} = 255,393kN * m$$

$$M_{d, res} < M_d$$

$255,393kN * m > 32,805kN * m$ Perfil passa!

Flambagem lateral de viga bi-apoiada com momento fletor constante

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E * I_y * G * J + \frac{\pi^2}{l^2} * E * I_y * E * C_w}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{490} \sqrt{200 * 10^5 * 222 * 77000 * 432 + \frac{\pi^2}{490^2} * 200 * 10^5 * 222 * 200 * 10^5 * 21478}$$

$$M_{cr} = 24732936093N * cm = 247,329kN * m$$

$$M_{d, res} = \frac{M_{cr}}{1,1} = \frac{247,329kN * m}{1,1} = 224,845kN * m$$

$$M_{d, res} < M_d$$

$224,845kN * m > 32,805kN * m$ Perfil passa!

Espaçamento dos enrijecedores.

Devera atender às condições:

$$\frac{a}{h_0} \leq (260 / h_0 / t_w)^2 \quad \frac{a}{h_0} \leq 3$$

$$a \leq h_0 (260 / h_0 / t_w)^2$$

$$a \leq 3 * h_0$$

$$3 * h_0 < h_0 (260 / h_0 / t_w)^2$$

$$a \leq 3 * 190mm$$

$$a \leq 570mm$$

Conectores de cisalhamento.

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada por:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}}$$

Onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U.

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(0,69\text{cm} + 0,5 * 0,43\text{cm}) * 5,0\sqrt{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 2380,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{1,25} = 83,77\text{kN}$$

Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto.

$$b_e = \frac{4,9\text{m}}{8} + 0,051 = 0,6635\text{m}$$

$$b_e \leq \frac{6\text{m}}{2} + 0,051 = 3,051\text{m}$$

$$R_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b * t_c$$

$$R_{cd} = 0,85 * \frac{2,5}{1,4} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 66,35\text{cm} * 10\text{cm} = 1007\text{kN}$$

$$R_{td} = A_a * f_y$$

$$R_{td} = 25\text{cm}^2 * \frac{25}{1,1} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 568,18\text{kN}$$

$R_{cd} > R_{td}$ Linha neutra plástica na laje de concreto

$R_{cd} < R_{td}$ Linha neutra plástica na seção de aço.

Como $R_{cd} = 1007\text{kN} > R_{td} = 568,18\text{kN}$ linha plástica na laje de concreto.

$$nQ_{rd} \geq Af_y$$

$$n \geq \frac{Af_y}{Q_{rd}} = \frac{568,18\text{kN}}{83,77\text{kN}} = 6,78 \approx 7 \text{conectores}$$

ANEXO III

ENSAIOS DE COMPRESSÃO, TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

ENSAIO DE COMPRESSÃO DO CONCRETO.

Ensaio	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Área (m ²)	Altura (cm)	Carga (kg)	f _c (MPa)
CP1	28	3,682	10,093	0,0080007	19,7	34.050	42,559
CP2	28	3,662	10,098	0,0080087	19,7	36.260	45,276
CP3	28	3,733	10,083	0,0079849	19,8	37.760	47,289
CP4	28	3,660	10,128	0,0080563	19,5	35.770	44,399

ENSAIO DE TRAÇÃO DO CONCRETO, POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Ensaio	Idade (días)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Carga (kN)	f _t (MPa)
CP1	53	101,31	201,4	86,2	2,69
CP2	53	101,16	199,7	142,0	4,47
CP3	53	101,26	203,3	87,7	2,71

ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO.

Ciclo	Carga (kgf)	CP1			
		Ext 0	diff	Ext 1	diff
I	0	0,163	0,043	0,607	0,043
	400	0,164		0,605	
	7000	0,191		0,578	
	10500	0,207		0,562	
II	0	0,165	0,044	0,605	0,040
	400	0,165		0,603	
	10500	0,209		0,563	
III	0	0,165	0,044	0,605	0,039
	400	0,166		0,603	
	10500	0,210		0,564	
IV	0	0,165	0,045	0,605	0,039
	400	0,166		0,603	
	10500	0,211		0,564	

Ciclo	Carga (kgf)	CP2			
		Ext 0	diff	Ext 1	diff
I	0	0,225	0,036	0,396	0,039
	400	0,227		0,393	
	7000	0,250		0,368	
	10500	0,263		0,354	
II	0	0,226	0,036	0,395	0,040
	400	0,227		0,393	
	10500	0,263		0,353	
III	0	0,225	0,037	0,395	0,040
	400	0,226		0,393	
	10500	0,263		0,353	
IV	0	0,225	0,036	0,394	0,041
	400	0,227		0,393	
	10500	0,263		0,352	

Ciclo	Carga (kgf)	CP3			
		Ext 0	diff	Ext 1	diff
I	0	0,578	0,038	0,093	0,040
	400	0,577		0,091	
	7000	0,554		0,066	
	10500	0,539		0,051	
II	0	0,577	0,037	0,091	0,041
	400	0,576		0,090	
	10500	0,539		0,049	
III	0	0,577	0,037	0,091	0,042
	400	0,576		0,090	
	10500	0,539		0,048	
IV	0	0,577	0,037	0,091	0,042
	400	0,576		0,090	
	10500	0,539		0,048	

Ensaio	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Área (cm ²)	P _u (kgf)	f _c (MPa)	E (GPa)	Tipo de Ruptura
CP1	53	3,634	101,5	195,77	80,977	36.990	45,68	29,6	D - Cônica e Cisalhada
CP2	53	3,630	102,4	194,59	82,403	34.020	41,28	32,1	E - Cisalhada
CP3	53	3,622	101,3	195,47	80,659	34.690	43,01	31,9	E - Cisalhada
CP4	53	3,644	101,0	195,59	80,245	35.790	44,60	-	E - Cisalhada
CP5	53	3,620	101,2	195,35	80,516	33.750	41,92	-	D - Cônica e Cisalhada

ANEXO IV

APROXIMAÇÃO DOS MOMENTOS E DESLOCAMENTO MÁXIMO DA LAJE DA PLATAFORMA DEVIDO AO PESO PRÓPRIO, SIMULANDO UMA VIGA SIMPLEMENTE APOIADA E POSTERIOR COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DO PROGRAMA ANSYS.

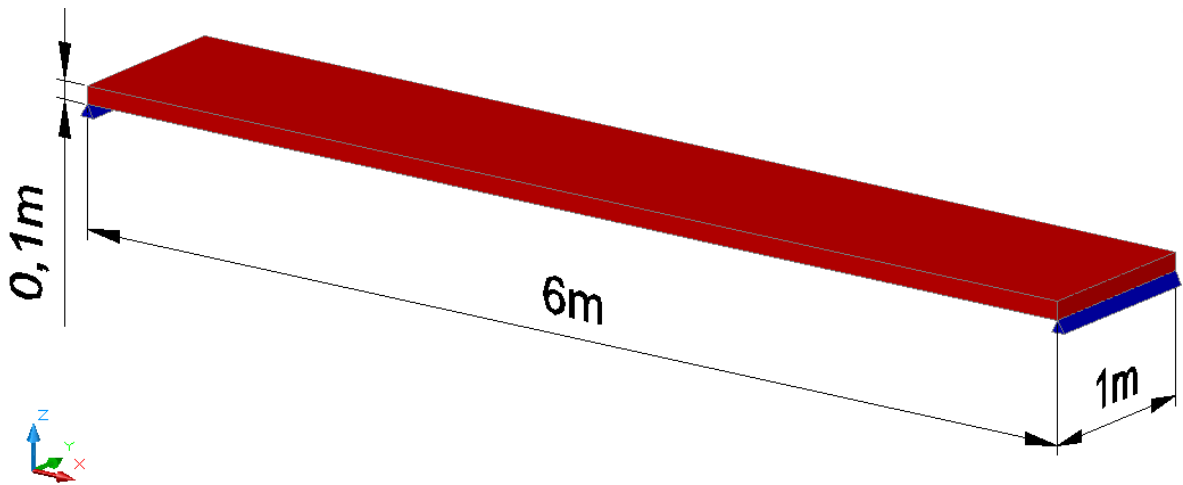
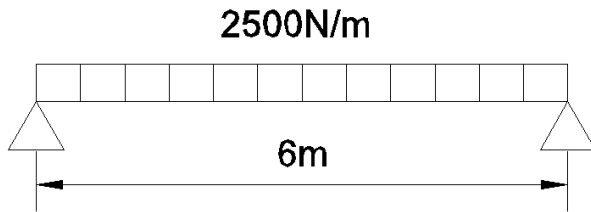


Figura IV-1. - Isométrico da viga analisada.

Peso da laje por metro linear

$$W = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 6\text{m} * 1\text{m} * 0,1\text{m} = 1500\text{kg} \quad (\text{iv-1})$$

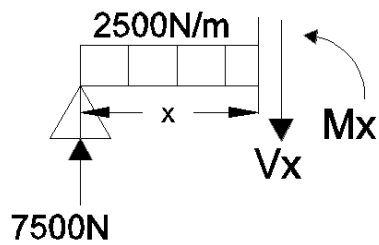
$$\text{carregamento}_{\text{ distribuido}} = \frac{1500\text{kg}}{6\text{m}} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 10 \frac{\text{N}}{\text{kg}} = 2500 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (\text{iv-2})$$



Reações nos apoios

$$\sum f_z = 0 \quad (\text{iv-3})$$

$$R = \frac{(2500 \frac{N}{m} * 6m)}{2} = 7500N \quad (\text{iv-4})$$



Momentos

$$\sum M_x = 0 \quad (\text{iv-5})$$

$$7500 * X - 1250 * X^2 - Mx = 0 \quad (\text{iv-6})$$

$$Mx = -1250 * X^2 + 7500 * X \quad (\text{iv-7})$$

$$M_{x=3} = -1250 * 3^2 + 7500 * 3 = 11250Nm \quad (\text{iv-8})$$

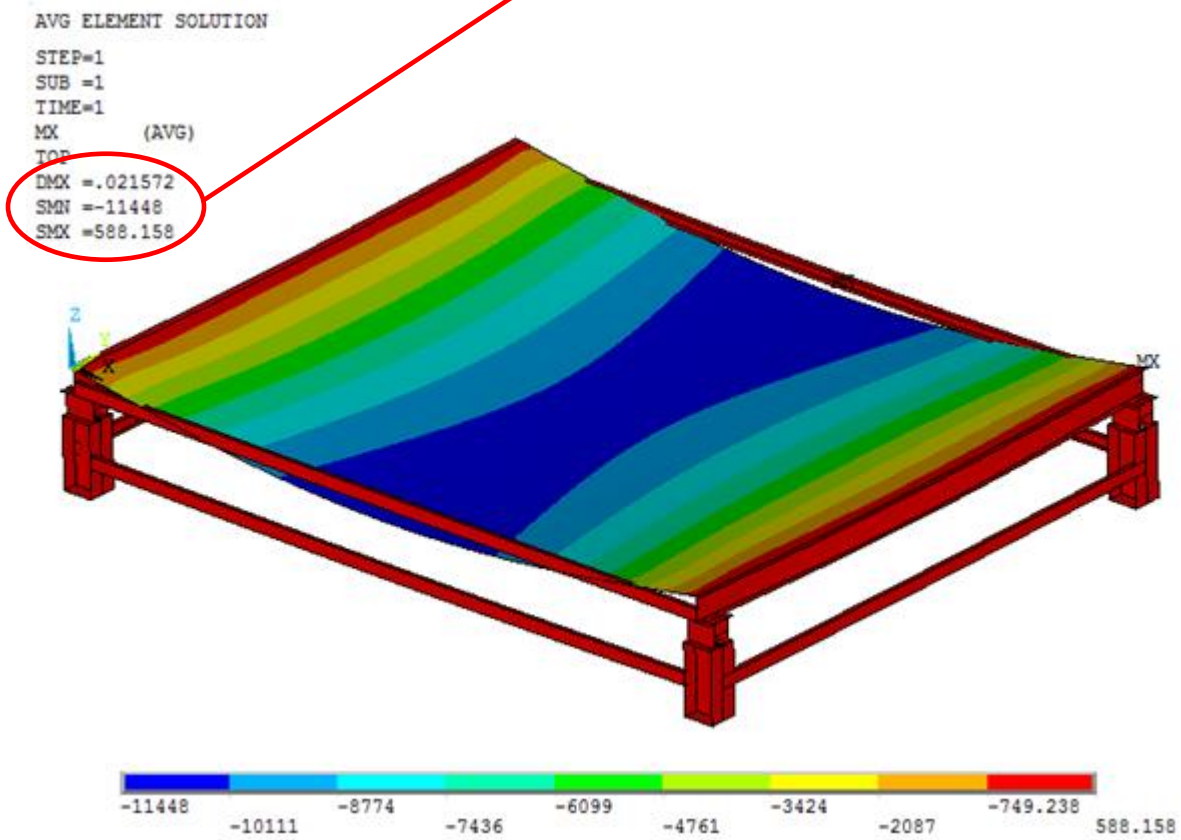


Figura IV-2. – Momento máximo na direção X

Equação da elástica

$$\frac{d^2z}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (\text{iv-9})$$

$$EI \int_0^x \frac{d^2z}{dx^2} = \int_0^x (-1250X^2 + 7500X) dx \quad (\text{iv-10})$$

$$EI \frac{dz}{dx} = -\frac{1250}{3} X^3 + 3750X^2 + C_1 \quad (\text{iv-11})$$

$$EIZ = -\frac{625}{6} X^4 + 1250X^3 + C_1X + C_2 \quad (\text{iv-12})$$

Condições de contorno

$$z = 0 \quad x = 0 \quad (\text{iv-13})$$

$$\frac{dz}{dx} = 0 \quad x = 3 \quad (\text{iv-14})$$

substituindo (iv-13) em (iv-12) se obtêm C_2

$$C_2 = 0 \quad (\text{iv-15})$$

substituindo (iv-14) em (iv-11) se obtêm C_1

$$0 = -\frac{1250}{3} * 3^3 + 3750 * 3^2 + C_1 \quad (\text{iv-16})$$

$$C_1 = -22500 \quad (\text{iv-17})$$

Modulo de elasticidade do concreto

$$fck = 25MPa \quad (\text{iv-18})$$

$$E = 0,85 * 5600 * \sqrt{fck} \quad (\text{iv-19})$$

$$E = 23800 * 10^6 \frac{N}{m^2} \quad (\text{iv-20})$$

Inércia da viga de concreto que simula a laje

$$I = \frac{1 * 0,1^3}{12} = 8,333333 * 10^{-5} m^4 \quad (\text{iv-21})$$

Deslocamento máximo em X=3

Substituindo (iv-21), (iv-20), (iv-17), (iv-15) em (iv-12)

$$Z_{x=3} = \frac{-\frac{625}{6} * 3^4 + 1250 * 3^3 - 22500 * 3}{23800 * 10^6 * 8,333333 * 10^{-5}} = -0,02127m = -21,271mm$$

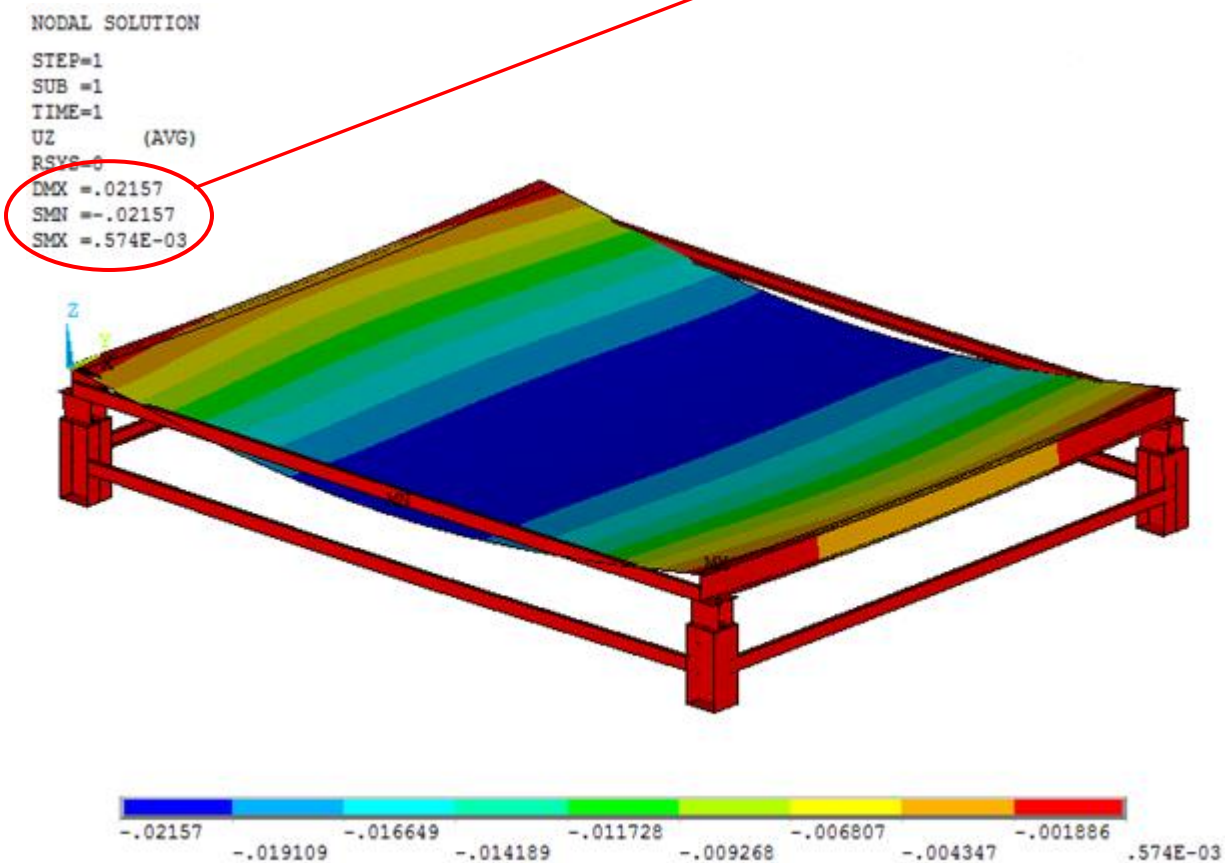


Figura IV-3. – Deslocamento máximo da plataforma.