



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


Marcelle Brandão de Carvalho

**Modelagem numérica de vibrações induzidas por tráfego de
veículos em um edifício residencial**

Rio de Janeiro
2016

Marcelle Brandão de Carvalho

Modelagem numérica de vibrações induzidas por tráfego de veículos em um edifício residencial



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

Orientadores: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Prof^a. Dr^a. Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2016

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

C331 Carvalho, Marcelle Brandão de.
Modelagem numérica de vibrações induzidas por tráfego de veículos em um edifício residencial / Marcelle Brandão de Carvalho. – 2016.
167f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco e Bernadete Ragoni Danziger.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Análise de vibrações - Dissertações. 3. Ondas - Propagação - Dissertações. 4. Engenharia de estruturas - Dissertações. 5. Método dos elementos finitos – Dissertações. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.04

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

Assinatura

Data

Marcelle Brandão de Carvalho

**Modelagem numérica de vibrações induzidas por tráfego de veículos em um
edifício residencial**

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

Aprovado em: 05 de Setembro de 2016.

Banca Examinadora:

Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof^a. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Rodrigo Bird Burgos, D.Sc.
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.
Universidade Federal do Rio de Janeiro
Instituto de Engenharia COPPE - UFRJ

Rio de Janeiro

2016

DEDICATÓRIA

A Deus, aos meus pais e aos meus irmãos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por permitir mais essa vitória. Aos meus pais, Nádía e Jorge, por sempre me apoiarem e acreditarem em mim. Aos meus irmãos, Márcio, Yuri e Rogério (*in memoriam*), que mesmo de longe sempre torceram pelo meu sucesso.

Ao meu orientador, Prof. Marcus Pacheco, que também me orientou na graduação, pela boa vontade, paciência, conselhos e incentivos ao longo desse período.

À minha orientadora Prof^a. Bernadete Danziger, por todos os ensinamentos, na graduação e agora no mestrado. Espero um dia passar meu conhecimento assim como ela o faz.

Aos meus professores, não só da graduação ou da pós, mas todos aqueles que de alguma forma me inspiraram e me ensinaram a ser uma pessoa melhor.

Aos professores Joaquim Teixeira de Assis (IPRJ/UERJ), e Dalmo Stutz, pela ajuda na leitura dos registros de vibração.

À professora Michèle Pfeil, e seu aluno orientado de mestrado, Hugo, que muito me ajudaram em uma parte primordial dessa dissertação. E também a professora Eliane Maria Lopes Carvalho, que junto com a professora Michèle tiveram muita boa vontade comigo.

Ao professor Ronaldo Battista, pelos inúmeros ensinamentos, por toda paciência e por sempre acreditar em mim. Obrigada pelo incentivo de ingressar no mestrado, por toda amizade e carinho ao longo desse percurso.

Aos amigos que fiz no trabalho, um grande beijo em seus corações! Aos amigos do mestrado, obrigada por compartilharem os momentos de perrengue comigo, e momentos de vitórias também!

À CAPES pelo apoio financeiro.

Seja a mudança que você quer ver no mundo.

Autor desconhecido

RESUMO

CARVALHO, Marcelle Brandão de. *Modelagem numérica de vibrações induzidas por tráfego de veículos em um edifício residencial*. 2016. 167f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

As edificações urbanas podem estar expostas a diferentes tipos de excitações dinâmicas, tais como as que atuam diretamente sobre a estrutura, ou aquelas produzidas por fontes externas, distantes do edifício, cuja vibração é transmitida às fundações por ondas propagadas através do solo. O primeiro tipo de excitação é geralmente bem compreendido na área da dinâmica estrutural, ao contrário da resposta dinâmica dos edifícios quando a fonte de vibração sobre o solo se encontra afastada da estrutura. Neste caso, a resposta do edifício é geralmente analisada sob uma hipótese simplificada de movimento de base. Carregamentos transientes de curta duração e carregamentos em estado estacionário, são as fontes mais comuns de ondas que produzem vibrações indesejadas em edifícios urbanos sob fundações rasas ou profundas. Nesta dissertação, a resposta vibratória transiente de um edifício sobre espessa camada de argila mole, localizado na cidade do Rio de Janeiro, é investigada pela análise dinâmica 2D em elementos finitos, modelando a propagação de pequenas amplitudes de ondas de cisalhamento, compressão e ondas de superfície geradas pelo tráfego de veículos. Este é um caso real de vibrações excessivas, que foram monitoradas a partir de queixas de desconforto dinâmico por parte dos moradores. As fundações do edifício sobre estacas metálicas, bem como a estrutura em si mostraram-se altamente suscetíveis a vibrações induzidas por tráfego de veículos pesados próximo ao local. Os resultados, em termos de aceleração no topo do edifício, foram confrontados com a instrumentação, apresentando boa comparação.

Palavras-chave: Propagação de ondas; Vibração de tráfego; Análise dinâmica em elementos finitos.

ABSTRACT

CARVALHO, Marcelle Brandão de. *Numerical modeling of traffic-induced vibrations of vehicles in a residential building*. 2016. 167f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Urban buildings may be exposed to different types of dynamic excitations, such as those acting directly on the structure, or those produced by external sources away from the building, whose vibration is transmitted to the foundations by waves propagating through the soil. The first type of excitation is generally well understood in the field of structural dynamics, as opposed to the dynamic response of buildings where the vibratory source on the soil is away from the building. In this case, the building response is usually analyzed under the simplified assumption of building under base motion. Short term transient loading and steady state loading are the most common sources of waves to produce undesired vibrations in urban buildings supported by either shallow or deep foundations. In this Dissertation, the transient vibratory response of a piled building on a thick deposit of soft clay, in the City of Rio de Janeiro, is investigated by dynamic 2D finite element analysis, to model the propagation of small amplitude shear, compression and surface waves generated by traffic loading. This is a real case of monitored excessive vibrations, where residents complained about the dynamic discomfort. The building foundations on steel piles as well as the structure itself showed to be highly susceptible to vibrations induced by heavy adjacent urban traffic. The modeled results of acceleration at the top of the building is compared to the actual monitored accelerations, with a satisfactory match.

Keywords: Wave propagation; Traffic vibration; Dynamic finite element analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Características e fontes de carregamentos dinâmicos determinísticos típicos: <u>Periódicos</u> (a) Harmônico (b) Não harmônico; <u>Não periódicos</u> (c) Transiente (d) Arbitrário, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).	26
Figura 2 – Esquema prático da adoção de modelos analíticos e matemáticos para solução de problemas dinâmicos, (a partir de BRANDÃO, 1996).	29
Figura 3 – Sistema de um grau de liberdade, apresentando os componentes massa, mola e amortecedor.	30
Figura 4 – (a) Sistema massa-mola, sem amortecimento; (b) Diagrama de corpo livre, (RAO, 2014).	32
Figura 5 – Diagrama Vetorial, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).	34
Figura 6 – Representação gráfica do movimento harmônico, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).	35
Figura 7 – Ilustração dos fatores de amortecimento, (adaptado de RAO, 2014).	37
Figura 8 – Movimento subamortecido, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).	38
Figura 9 – Fator de Amplificação Dinâmico para alguns valores de ζ , (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).	42
Figura 10 – Variação do ângulo de fase (ϕ) com a razão de frequência (β) para alguns valores de ζ , (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).	43
Figura 11 – Situações típicas de vibrações a que ficam submetidas as edificações urbanas, (MOREIRA, 2002).	45
Figura 12 – Perfil de rugosidade do pavimento, (CHIOSTRINI, 1995).	46
Figura 13 – Modelos numéricos da estrutura: (a) modelo 3D para análise de vibração livre, e (b) modelo unifilar para análise da interação dinâmica veículo-estrutura, (PFEIL, <i>et al.</i> , 2010).	47
Figura 14 - Modelo mecânico plano para veículo de três eixos com 5GL, (adaptado de ARAUJO, 2014 e SANTOS et al, 2009).	49
Figura 15 – Sistema mecânico-estrutural de um eixo do veículo 3C (a) estrutura deformável (b) estrutura indeformável, (adaptado de ARAUJO, 2014).	50
Figura 16 – Carregamento sobre meio elástico e molas, (BARBOSA, 2013).	52
Figura 17 – Exemplo do estado plano de deformações, (POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999).	53

Figura 18 – Exemplos de análises axissimétricas, (adaptado de POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999).....	54
Figura 19 – Modelagens bidimensionais com dois graus de liberdade por nó (translação em x e y): (a) Estado plano de deformações; (b) Axissimétrica, (adaptado de BRINKGREVE, 2002).....	55
Figura 20 –Elementos estruturais: (a) Elemento plate com 5 nós; (b) Elemento plate com 3 nós, (adaptado de BRINKGREVE, 2002).	57
Figura 21 – Propriedades do elemento <i>plate</i> a serem fornecidas para um material de comportamento elástico, (interface PLAXIS).....	58
Figura 22 - Deformações cisalhantes em solos para diferentes solicitações dinâmicas e problemas estáticos em geral, (adaptado de HACHICH e BARROS, 1996).	62
Figura 23 – Gráficos N_{SPT} x Profundidade, (MACHADO, 2010).	66
Figura 24 - Gráficos G x Profundidade, (MACHADO, 2010).	67
Figura 25 – (a) Gráfico $G_{din,SPT}$ e $G_{médio}$ x Profundidade; (b) $G_{médio, SPT}$ x Profundidade (MACHADO, 2010).....	68
Figura 26 – (a) $G_{din, CH}$ x Profundidade; (b) $G_{médio, CH}$ x Profundidade (MACHADO, 2010).....	69
Figura 27 - Gráfico $G_{din,CH}$ e $G_{médio}$ x Profundidade	70
Figura 28 - Gráfico $G_{médio, (SPT e CH3)}$ x Profundidade	71
Figura 29 – Representação esquemática da propagação (direção de propagação e movimento da partícula) da onda <i>P</i> , (adaptado de LIMA JUNIOR, 2007).....	72
Figura 30 – Representação esquemática da propagação (direção de propagação e movimento da partícula) da onda <i>S</i> . (adaptado de LIMA JUNIOR, 2007).....	73
Figura 31 – Representação esquemática da propagação (direção de propagação e movimento da partícula) das ondas de superfície, (http://www.geologia.ufpr.br/graduacao/geofisica2007/ondassismicas-aula1.pdf). ...	74
Figura 32 – Configuração de campo para o ensaio <i>crosshole</i> , (adaptado de http://www.conetec.com/Content/images/XHsetup.jpg).....	76
Figura 33 – Imagem aérea da localização do edifício analisado, (Google Maps).	81
Figura 34 – Esquema estrutural/ perfil geotécnico, (BATTISTA et al, 1999/2000). ...	83
Figura 35 – Plano de instrumentação – corte transversal do edifício. Localização e direção dos acelerômetros AC1 e AC2, (BATTISTA et al, 1999/2000).	85
Figura 36 - Plano de instrumentação – vista em planta/ topo. Localização e direção dos acelerômetros AC3 ao AC6, (BATTISTA et al, 1999/2000).....	85

Figura 37 – Espectros de aceleração dos sinais AC1 e AC2. Valores de amplitude da aceleração multiplicados por 10^{-6} (μ), (BATTISTA et al, 1999/2000).	87
Figura 38 – Espectros de aceleração dos sinais AC3 e AC4. Valores de amplitude da aceleração multiplicados por 10^{-6} (μ), (BATTISTA et al, 1999/2000).	88
Figura 39 – Espectros de aceleração dos sinais AC5 e AC6. Valores de amplitude da aceleração multiplicados por 10^{-6} (μ), (BATTISTA et al, 1999/2000).	89
Figura 40 – Planta de locação dos furos de sondagens, com delimitação do terreno, e indicação dos cortes A-A e B-B para traço dos perfis geotécnicos. (TECNOBRÁS Engenharia LTDA).....	91
Figura 41 – Perfil geotécnico para o corte A-A.....	92
Figura 42 – Perfil geotécnico para o corte B-B.....	93
Figura 43 – Gráficos N x Profundidade (corte A-A).....	95
Figura 44 – Gráficos G x Profundidade (corte A-A).....	96
Figura 45 – Gráficos N x Profundidade (corte B-B).....	97
Figura 46 – Gráficos G x Profundidade (corte B-B).....	98
Figura 47 – Gráficos $G_{din,méd}$ por camada de solo.	99
Figura 48 – Modelo 3D, em elementos finitos, programa SAP 2000, (BATTISTA et al, 1999/2000).	101
Figura 49 – Modelo unifilar simplificado, SAP 2000.	104
Figura 50 – Geometria do modelo. ~A representa a fonte de excitação, situada a aproximadamente 50m do eixo do edifício.	105
Figura 51 – Malha do modelo em elementos finitos.	106
Figura 52 – Geração de poropressão inicial no modelo.	107
Figura 53 – Geração das tensões efetivas iniciais.	107
Figura 54 – Perfil de rugosidade do pavimento, com ressalto de 3cm.....	110
Figura 55 – Carregamento gerado pelo programa descrito na seção 4.1.2 (tráfego de veículo).....	110
Figura 56 – Parte do carregamento da Figura 55, compreendido entre os 35s e 65s, utilizado como entrada de dados no programa PLAXIS 2D, (carregamento dinâmico A).....	111
Figura 57 – Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $1,169 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$	112
Figura 58 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.	113

Figura 59 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades de partículas, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $4,711 \times 10^{-8}$ m/s.	113
Figura 60 – Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $1,878 \times 10^{-12}$ m/s ²	114
Figura 61 – Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.	115
Figura 62 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $3,345 \times 10^{-8}$ m/s.	115
Figura 63 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $7,802 \times 10^{-12}$ m/s ²	116
Figura 64 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.	117
Figura 65 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $7,702 \times 10^{-8}$ m/s.	117
Figura 66 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $2,080 \times 10^{-12}$ m/s ²	118
Figura 67 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.	119
Figura 68 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $3,634 \times 10^{-8}$ m/s.	119
Figura 69 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $7,143 \times 10^{-14}$ m/s ²	120
Figura 70 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $4,583 \times 10^{-8}$ m/s.	121
Figura 71 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $3,204 \times 10^{-12}$ m/s ²	122
Figura 72 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.	123
Figura 73 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $3,785 \times 10^{-8}$ m/s.	123
Figura 74 - Resposta da aceleração no tempo no topo do edifício, para os Modelos 1 e 6.	124
Figura 75 – Resposta da aceleração no topo do edifício.	124

Figura 76 - Resposta da aceleração no topo do edifício após filtro passa baixa (0-3Hz).....	125
Figura 77 – Parte da resposta da aceleração no topo do edifício replicada onze vezes, referente a Figura 76 (6s-30s).	125
Figura 78 – Espectro da aceleração para o sinal replicado da Figura 77 (aplicação da FFT).	126
Figura 79 – Comparação do espectro de aceleração para a resposta experimental, referente ao acelerômetro AC5 (Figuras 36 e 39a), e o espectro da resposta numérica (Figura 78).....	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ensaios utilizados para determinação do módulo de cisalhamento dinâmico do solo G_{din} , (adaptado de HACHICH e BARROS, 1996).	64
Tabela 2 – Coeficiente de <i>Poisson</i> (PETROBRAS N-1848/08).....	77
Tabela 3 – Fatores de correção $C_{adotado}$ – (adaptado de DECOURT et al, 1989).....	80
Tabela 4 – Frequências associadas aos picos dos espectros de frequência para as acelerações medidas.	86
Tabela 5 – Parâmetros do solo adotados para perfil geotécnico referente ao corte B-B.....	100
Tabela 6 – Estimativa de propriedades de área e massa específica para os elementos em barra, representativos do edifício.....	102
Tabela 7 – Valores finais para calibração do modelo unifilar	103
Tabela 8 – Parâmetros atribuídos ao solo no PLAXIS.	106
Tabela 9 – Calibração do modelo no PLAXIS – Análise Estática.....	108
Tabela 10 – Propriedades dos elementos estruturais na Modelagem PLAXIS 2D..	109
Tabela 11 – Valores de G_{din} adotados como o dobro daqueles estimados.....	114
Tabela 12 – Valores de G_{din} pela metade daqueles estimados.....	116
Tabela 13 – Valor de G_{din} para camada de areia adotado como o dobro do estimado.	118
Tabela 14 – Valor de G_{din} para camada de argila orgânica dez vezes maior que o estimado.....	120

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
COPPETEC	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ
IPRJ	Instituto Politécnico do Rio de Janeiro
SPT	Standard Penetration Test
CPTu	Piezocone Penetration Test
OAE	Obra de Arte Especial
GL	Grau de liberdade
MEF	Método dos Elementos Finitos
2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
FRF	Função de resposta em frequência
FFT	<i>Fast Fourier Transformer</i>
AC	Acelerômetro
IVPE	Interação veículo pavimento estrutura
PUC	Pavimento de uso comum
TR	Trilho ferroviário
CA	Concreto armado
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering

NBR Norma Técnica Brasileira

DNIT Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte

LISTA DE SÍMBOLOS

c_c	coeficiente de amortecimento crítico (kN.s/m)
D	fator de amplificação dinâmico
G_{din}	módulo de cisalhamento dinâmico do solo
G	módulo de cisalhamento
c	coeficiente de amortecimento (kN.s/m)
E	módulo de elasticidade de um material
E_{oed}	módulo confinado do solo
I	momento de inércia (m ⁴)
A	área (m ²)
$[K]$	matriz de rigidez
$[M]$	matriz de massa
$[C]$	matriz de amortecimento
m	massa (kg)
m_v	massa suspensa
m_p	massa não suspensa
k	coeficiente de mola (kN/m)
x_e	posição de equilíbrio de um sistema mecânico de um grau de liberdade
x	deslocamento
x_0	deslocamento inicial
$x(t)$	deslocamento no instante t
$\{x\}$	vetor deslocamento
\dot{x}	velocidade
\dot{x}_0	velocidade inicial
$\{\dot{x}\}$	vetor velocidade
\ddot{x}	aceleração
$\{\ddot{x}\}$	vetor aceleração
X	amplitude dinâmica
$\{F(t)\}$	vetor força dinâmica
F_e	força elástica
F_a	força de amortecimento

F_i	força de inércia
F_h	força horizontal
f	frequência natural (Hz)
T	período de oscilação (s)
A	amplitude do movimento
$F(t)$	força dinâmica
i	número imaginário
N_{SPT}	número de golpes do ensaio SPT
N_{60}	número de golpes do ensaio SPT corrigido para a energia de cravação americana
u_v	deslocamento vertical de massa suspensa
u_p	deslocamento vertical de massa não suspensa
u_r	rugosidade do pavimento
U_e	deslocamento vertical da estrutura
V_p	velocidade de propagação de onda de compressão (m/s ²)
V_s	velocidade de propagação de onda cisalhante (m/s ²)
V_R	velocidade de propagação de onda de Rayleigh (m/s ²)
W	peso por metro linear (kN/m)
g	aceleração da gravidade
α	constante de Rayleigh
β	constante de Rayleigh
β	razão de frequências
δ_{ST}	amplitude estática
δ	deslocamento horizontal
ω_d	frequência angular de vibração amortecida (rad/s)
ω_n	frequência angular natural de vibração (rad/s)
ω	frequência angular de excitação (rad/s)
γ	peso específico do solo (kN/m ³)
ρ	massa específica do solo (kN/m ²)
ζ	taxa de amortecimento
ϕ	ângulo de fase
ν	coeficiente de Poisson

ε_i	deformação axial na direção i
γ_{ij}	deformação cisalhante no plano ij
ϕ_i	rotação no eixo i
τ_{ij}	tensão cisalhante no plano ij
σ_i	tensão normal na direção i
θ_v	deslocamento rotacional

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	21
Motivação	22
Objetivos	22
Estrutura da dissertação	22
1. DINÂMICA ESTRUTURAL	24
1.1 Conceitos básicos de vibração	24
1.2 Conceitos básicos em uma análise de problemas dinâmicos	26
2. FUNDAMENTOS DA DINÂMICA LINEAR DE ESTRUTURAS	30
2.1 Sistema com um Grau de Liberdade	32
2.1.1 Vibrações Livres sem Amortecimento	32
2.1.2 Vibrações Livres com Amortecimento Viscoso	35
2.1.3 Vibrações Forçadas Harmonicamente	39
2.2 Sistemas com dois ou mais Graus de Liberdade	43
3. AÇÕES DINÂMICAS SOBRE EDIFÍCIOS URBANOS	44
3.1 Vibrações Induzidas por Tráfego de Veículos	45
3.1.1 Modelo do Veículo	48
3.1.2 Modelo da interação dinâmica	49
4. ANÁLISE NUMÉRICA	51
4.1 Generalidades	51
4.2 Programa PLAXIS 2D	54
4.2.1 Condições de contorno	56
4.2.2 Elementos Estruturais	57
4.2.3 Modelos Constitutivos	58
4.2.4 Módulo de Dinâmica	59
5. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PARA UMA ANÁLISE DINÂMICA	62
5.1 Módulo de cisalhamento dinâmico do solo (G_{din})	63
5.1.1 Ondas elásticas.....	72
5.1.2 Ensaio Crosshole	75
5.2 Massa específica do solo (ρ)	76
5.3 Coeficiente de poisson do solo (ν)	77
5.4 Módulo de deformabilidade do solo (E)	78
5.5 Fator de correção	78

6. ESTUDO DE CASO.....	81
6.1 Descrição sumária da estrutura do edifício e fundações	81
6.2 Plano de instrumentação da estrutura	84
6.3 Descrição do perfil geotécnico	90
6.4 Modelagem numérica.....	100
6.4.1 Modelo unifilar simplificado	100
6.4.2 Modelo Plaxis 2D	104
6.5 Análises Paramétricas	111
6.6 Resultados do Modelo 1	124
7. CONCLUSÕES.....	129
REFERÊNCIAS.....	131
ANEXO A – SONDAgens A PERCUSSÃO.....	136

INTRODUÇÃO

Os problemas de vibrações excessivas, fissuração em elementos estruturais, danos em elementos arquitetônicos, além do desconforto humano causados por ações dinâmicas de variadas fontes, são cada vez mais frequentes nas edificações residenciais e comerciais. Os efeitos dessas ações sobre as edificações são mais frequentes e pronunciados em estruturas cujas características dinâmicas são desfavoráveis, como por exemplo, estruturas muito esbeltas ou estruturas pouco travejadas, com pequeno grau de amortecimento próprio (dito estrutural).

Entretanto, na grande maioria das vezes, a análise de sensibilidade da estrutura a ações dinâmicas não é realizada durante as fases de projeto e o problema dinâmico estrutural somente se torna evidente já na fase de utilização da edificação.

Algumas ações sobre uma estrutura se fazem através das suas fundações e têm origem em fontes de excitação distantes, que se propagam no maciço de terreno atingindo as fundações rasas ou profundas. A transmissão de energia desse movimento oscilatório consiste no estudo que trata das propagações de ondas em um meio contínuo (solo).

Na presente dissertação utiliza-se como caso exemplo de análise a estrutura de um edifício localizado na zona sul do Rio de Janeiro, bairro de Botafogo, onde os condôminos reclamavam de um grande desconforto causado por vibrações. A avaliação das vibrações induzidas por várias fontes de excitação na estrutura do edifício foi objeto de trabalho de consultoria realizado pela Fundação COPPETEC (BATTISTA et al, 1999/2000), no qual um modelo numérico computacional foi criado para se determinar as características dinâmicas do sistema estrutural (estrutura e fundações), e avaliar o comportamento do mesmo sobre vibrações forçadas. Este trabalho realizado entre o final do ano de 1999 e início do ano de 2000 também contou com uma campanha de medições experimentais, para que o modelo numérico pudesse ser validado, e medidas corretivas pudessem ser tomadas.

A estrutura em concreto armado do edifício é uma estrutura aporticada convencional, sendo constituída de uma torre com 8 pavimentos tipo e 1 pavimento de uso comum – PUC. Suas fundações são constituídas de trilhos metálicos ferroviários, com profundidade média de 30 m, atravessando uma espessa camada de argila orgânica mole, indicando que as estacas foram cravadas para alcançar as

negas na camada de solo resistente. Os blocos são ligados por algumas cintas centrais, conferindo pouca rigidez à estrutura nas duas direções ortogonais, pois não há laje estrutural no nível das cintas.

Motivação

O estudo realizado pela Fundação COPPETEC não tratou o solo como um meio contínuo, e a propagação de energia da fonte de vibração até a fundação do edifício se deu por meio do uso de uma função de transferência (FRF – função de resposta em frequência).

A motivação do presente trabalho de pesquisa é tratar o solo, meio pelo qual a propagação de energia de vibração ocorre, como um meio contínuo, e averiguar se os resultados com esse tipo de análise são representativos.

Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo analisar numericamente as propriedades e comportamento do solo, com o uso do programa PLAXIS 2D, confrontando seus resultados com os dados experimentais disponíveis.

Tem também como objetivo mostrar a viabilidade técnica da utilização do programa PLAXIS (ou similares) na análise da sensibilidade dinâmica da estrutura de um edifício submetido a vibrações induzidas em suas fundações por propagação de ondas vibratórias no solo, produzidas por fontes externas típicas do meio ambiente urbano, como por exemplo as produzidas pelo tráfego de veículos pesados nas vias vicinais, por máquinas e equipamentos de construção, por demolições, desmonte de rochas e implosões.

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresenta a motivação e objetivos para o desenvolvimento dessa pesquisa, e uma breve descrição do conteúdo da dissertação.

No capítulo dois são introduzidos conceitos básicos relativos à análise de sistemas estruturais solicitados dinamicamente. O conceito de carregamentos

dinâmicos e como são classificados, uma breve introdução sobre modelos analíticos e matemáticos em dinâmica de estruturas, e como esses sistemas são analisados e solucionados.

No capítulo três são apresentados os modelos discretos com um grau de liberdade (1GL), para vibrações livres não-amortecidas e amortecidas, seguido por vibrações forçadas por cargas periódicas (harmônicas e não-harmônicas) e não periódicas (arbitrárias). Em seguida os modelos discretos com dois ou mais graus de liberdade são apresentados (nGL), para vibrações livres.

No capítulo quatro são descritos alguns tipos de carregamentos dinâmicos sobre edifícios urbanos, dando ênfase ao tráfego de veículos sobre pavimento rugoso, e o programa utilizado para geração do carregamento dinâmico aplicado no modelo numérico é comentado.

O capítulo cinco traz um breve resumo sobre análises numéricas, o método dos elementos finitos, e generalidades sobre o programa PLAXIS 2D.

O capítulo seis comenta sobre os parâmetros geotécnicos necessários a uma análise dinâmica, apresentando o conceito de ondas elásticas, e como esses parâmetros podem ser determinados. Comenta ainda sobre o fator de correção para o número de golpes de uma sondagem a percussão.

No capítulo sete o estudo de caso é apresentado, sendo feito um breve resumo sobre a estrutura do edifício analisado e suas fundações. O plano de instrumentação comentado na introdução da presente dissertação é melhor detalhado e o perfil geotécnico é traçado com base nas sondagens a percussão. Os modelos em elementos finitos utilizados na presente análise são descritos e posteriormente os resultados da mesma são confrontados com os dados experimentais provenientes da instrumentação.

Finalmente, no capítulo oito, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho de pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras.

1. DINÂMICA ESTRUTURAL

O assunto Dinâmica de Estruturas comporta um conjunto de atividades bastante amplo na Engenharia. Essa seção procura apresentar conceitos introdutórios no estudo de vibrações, e na etapa de análise de um problema dinâmico.

1.1. Conceitos básicos de vibração

Um movimento oscilatório que se repita após um intervalo de tempo é denominado vibração ou oscilação. O movimento mais difundido e também o mais simples de ser estudado é o movimento harmônico.

Em geral, um sistema vibratório inclui um meio para armazenar energia cinética e representar a sua inércia (massa - m), um meio para armazenar energia potencial e representar suas propriedades elásticas (mola - k) e um meio de perda gradual de energia (amortecedor - c), quando for um sistema amortecido (RAO, 2014).

A vibração livre de um sistema envolve a transferência alternada de sua energia potencial para energia cinética e de energia cinética para energia potencial. Se o sistema for amortecido, a energia cinética vai sendo dissipada a cada ciclo de oscilação, e se for preciso manter um regime permanente de vibração (passando a ser uma vibração forçada), uma fonte externa deve ser inserida ao sistema (RAO, 2014).

Ao se analisar um sistema vibratório discreto, têm-se como interesse primordial definir sua posição em qualquer instante de tempo. Quando o sistema requer mais de uma variável para definir essa posição, diz-se que ele possui mais de um grau de liberdade (GL). Portanto, o número de graus de liberdade de um sistema é o número de variáveis independentes necessárias para definir a posição do sistema discreto em qualquer instante de tempo (COSTA, 2013).

Na engenharia, o estudo da vibração de estruturas é chamado de dinâmica estrutural. Ela tem um vasto campo de aplicação nas engenharias civil, mecânica, naval, aeronáutica e aeroespacial, pois ocorrem sempre nestas especialidades cargas que produzem efeitos dinâmicos nas estruturas.

Na engenharia civil, cargas decorrentes da ação do vento, da passagem de veículos sobre pontes ou sobre pavimento irregular, ação das ondas do mar sobre as estruturas offshore, sismos, entre outras, são exemplos de cargas dinâmicas.

Cargas dinâmicas, portanto, têm sua magnitude, direção ou posição variando com o tempo, e conseqüentemente a resposta estrutural também vai variar no tempo, como os deslocamentos, deformações e tensões. O contrário ocorre com o carregamento estático, cujo tempo de aplicação é relativamente longo, atuando, muitas vezes, permanentemente na estrutura (VENÂNCIO, 1987).

Um carregamento dinâmico pode ser classificado como *determinístico* ou *aleatório*. Se o valor ou magnitude do carregamento for conhecido a qualquer instante de tempo, ele é denominado *carregamento determinístico*. Por outro lado, um *carregamento aleatório* requer um tratamento estatístico devido à impossibilidade de ser caracterizado plenamente por uma função do tempo (RAO, 2014).

Cargas aleatórias representam importantes casos em Engenharia. O comportamento aleatório (não-determinístico) da atmosfera atuando sobre um avião, do mar sobre um navio, de um automóvel sobre uma rodovia, ou ainda de um terremoto sobre um edifício, são exemplos desse tipo de carregamento. Porém, para efeito de análise, muitas vezes, os carregamentos aleatórios são tratados como determinísticos (COSTA, 2013).

O presente trabalho de pesquisa trata de um carregamento originalmente aleatório, mas que foi tratado de forma determinística, que é a passagem de um veículo sobre pavimento rugoso.

Para carregamentos dinâmicos determinísticos, a resposta do sistema estrutural é expressa em termos de deslocamentos, deixando outros aspectos do sistema, como os esforços internos, tensões e deformações serem obtidos em uma fase secundária da análise, quando os deslocamentos admissíveis já estiverem previamente estabelecidos. Para carregamentos aleatórios, onde a análise provém de informações estatísticas, torna-se importante verificar, numa análise inicial, não só os deslocamentos mas também as tensões, deformações e esforços internos, individualmente (CLOUGH e PENZIEN, 1975).

Os carregamentos dinâmicos determinísticos classificam-se, de uma maneira geral, em periódicos e não periódicos, conforme indica a Figura 1.

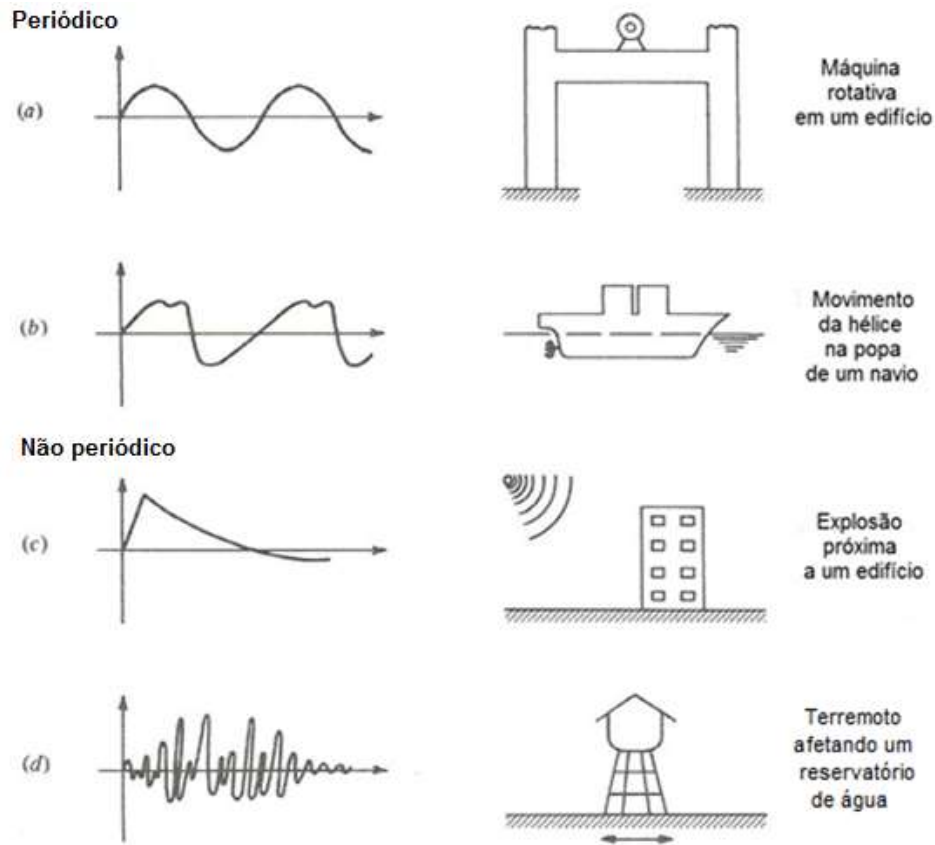


Figura 1 – Características e fontes de carregamentos dinâmicos determinísticos típicos: Periódicos (a) Harmônico (b) Não harmônico; Não periódicos (c) Transiente (d) Arbitrário, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).

Sobre os carregamentos periódicos não harmônicos, pode-se ainda dizer que estes podem ser decompostos em uma série de carregamentos harmônicos, por meio de uma expansão de Fourier, como uma soma infinita de termos em seno e cosseno, facilitando assim sua análise.

1.2. Conceitos básicos em uma análise de problemas dinâmicos

Na maioria dos problemas de engenharia, seja ele dinâmico ou não, costuma-se adotar modelos simplificados do caso real, para que o sistema possa ser analisado e soluções possam ser encontradas. Ao conjunto de hipóteses e simplificações adotadas, dá-se o nome de *modelo analítico*, e a partir dessas simplificações, um *modelo matemático* pode ser construído, fornecendo as equações necessárias para resolução do problema (de movimento - para problemas

dinâmicos; de equilíbrio - para problemas estáticos), juntamente com as condições iniciais e/ou de contorno associadas ao sistema (BRANDÃO, 1996).

Vale ressaltar que os resultados obtidos com o modelo analítico não serão necessariamente verdadeiros, mas sim consequências das hipóteses e simplificações adotadas. Por isso, torna-se necessária a validação desse modelo.

No caso de problemas dinâmicos essa validação pode ser feita, por exemplo, por meio de modelos reduzidos da estrutura real (em escala geométrica e dinâmica), para ensaio aeroelástico em túnel de vento, onde os dados coletados são confrontados com os parâmetros e hipóteses simplificadoras adotadas do modelo analítico, podendo ser ajustados, caso necessário (BRANDÃO, 1996).

A partir do conceito de modelo analítico, sistemas contínuos e sistemas discretos podem ser definidos em dinâmica de estruturas.

Grande parte dos sistemas estruturais são constituídos por elementos elásticos (deformáveis) e, como consequência, apresentam um número infinito de graus de liberdade (RAO, 2014).

Sistemas adotados com um número finito de graus de liberdade são denominados *sistemas discretos*, e os que adotam um número infinito de graus de liberdade (e que estariam mais de acordo com a realidade) são denominados *sistemas contínuos*.

Embora tratar um sistema como contínuo dê resultados exatos, os métodos analíticos disponíveis para lidar com esse tipo de sistema estão limitados a uma pequena seleção de problemas como: vigas uniformes, hastes delgadas e placas finas. Por esse motivo, na maioria das vezes, sistemas contínuos são aproximados como sistemas discretos, e as soluções são obtidas de uma maneira mais simples (RAO, 2014).

Como dito anteriormente, após adotado um modelo analítico para a estrutura, o problema de análise consiste em obter as equações que descrevam o movimento da mesma. Portanto, o engenheiro deve ser capaz de transformar desenhos, esquemas e hipóteses em equações matemáticas. Diversas técnicas existem para cumprir esta tarefa, e se dividem em duas abordagens básicas, que são:

- 1) Abordagem Newtoniana - utiliza um linguajar baseado em grandezas vetoriais, como podemos observar na *Segunda Lei de Newton* e no *Princípio de D'Alembert*. Trata-se de uma abordagem mais tradicional, sendo recomendada apenas para problemas de geometria simples.

2) Abordagem Lagrangeana - utiliza conceitos escalares de energia, como se verifica no *Princípio dos Deslocamentos Virtuais, Princípio da Conservação de Energia, Equações de Lagrange e Princípio de Hamilton*. Trata-se de uma abordagem mais geral, sistemática e poderosa. Em consequência, representa o caminho a ser trilhado para atender aos requisitos de análise das complexas estruturas modernas (BRANDÃO, 1996).

A abordagem Newtoniana será parcialmente apresentada no Capítulo 3, onde a Segunda Lei do movimento de Newton é aplicada para obtenção das equações de movimento de sistemas discretos.

Adotando então um sistema discreto como modelo analítico do problema, o modelo matemático irá fornecer as equações de movimento do sistema, e de acordo com o comportamento dos componentes do mesmo (massa, mola e amortecedor), o modelo pode ser dito como linear ou não linear para a solução das equações.

Uma análise linear, teoricamente, seria aplicada para carregamentos periódicos, onde o princípio da superposição modal é válido, mas pelo mesmo princípio de se tratar carregamentos aleatórios como determinísticos, essa análise também é aplicada para carregamentos transientes, por ser de solução rápida e simples.

A superposição modal consiste em determinar uma combinação linear de graus de liberdade que se comporte como desacoplada (modos próprios de vibração e respectivas frequências próprias). O problema recai, então, na superposição das respostas de n sistemas com um grau de liberdade.

Em uma análise não linear o princípio da superposição modal não é válido, e técnicas de integração numérica são aplicadas para solução das equações de movimento.

Em resumo, as equações da dinâmica de estruturas podem ser resolvidas utilizando-se diversas técnicas analíticas e também computacionais. No entanto, na medida que sistemas tornam-se mais complexos, técnicas computacionais tornam-se as únicas opções viáveis para resolução. Dentre essas técnicas, o método de elementos finitos (MEF) tem sua popularidade contínua e merecidamente ampliada.

O esquema ilustrado na Figura 2 procura exemplificar tudo o que foi dito acima e contempla a fase inicial da solução de um problema dinâmico, não abordando a fase de solução das equações de movimento.

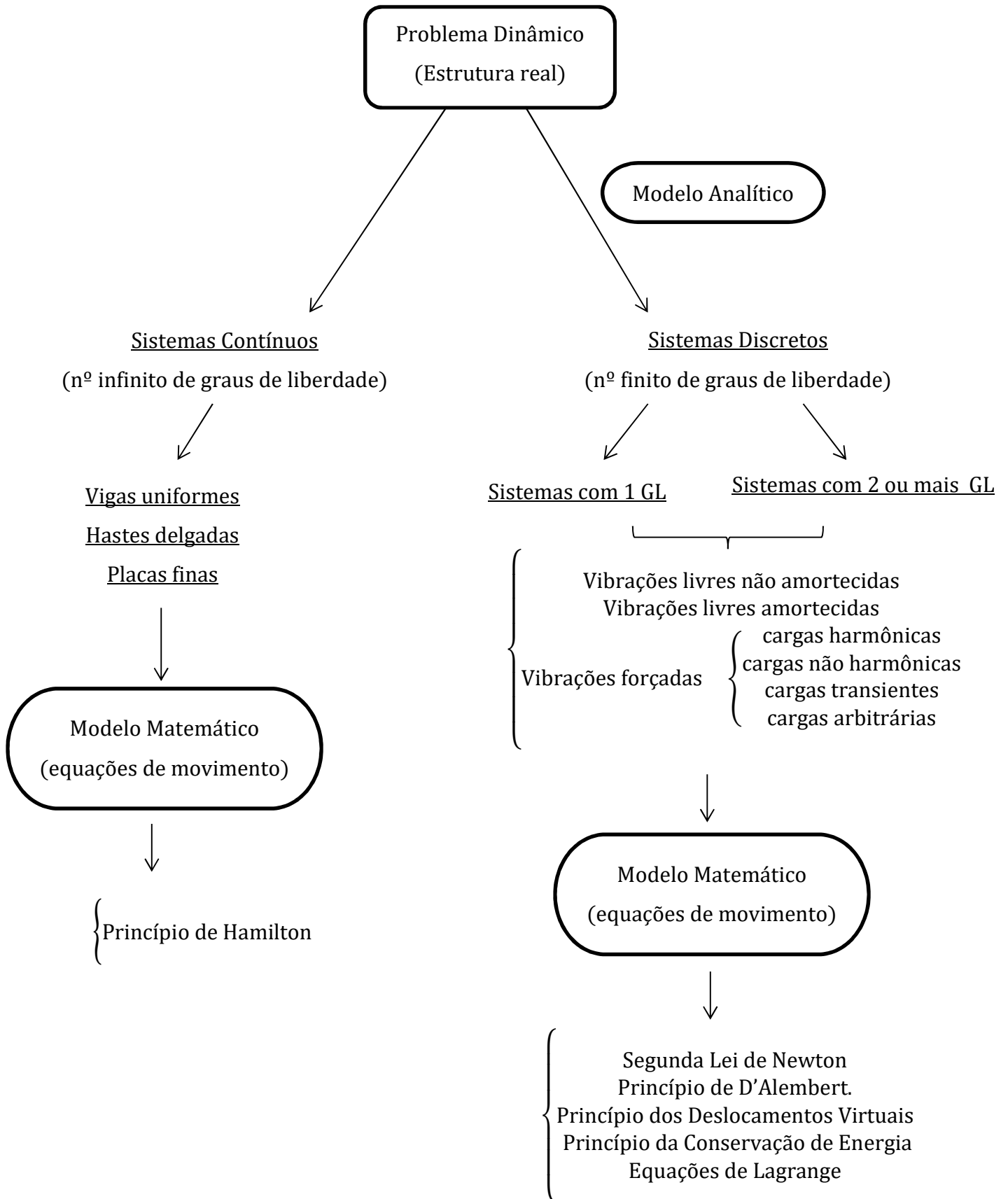


Figura 2 – Esquema prático da adoção de modelos analíticos e matemáticos para solução de problemas dinâmicos, (a partir de BRANDÃO, 1996).

2. FUNDAMENTOS DA DINÂMICA LINEAR DE ESTRUTURAS

O problema fundamental da Dinâmica de Estruturas está centrado na vibração de um sistema de um único grau de liberdade. Para este tipo de sistema, na presente dissertação são apresentadas as vibrações livres não-amortecidas e amortecidas, seguidas por problemas de vibrações forçadas harmonicamente. A Figura 3 apresenta um sistema com apenas um grau de liberdade.

Uma vez absorvidos os conceitos básicos ligados ao problema fundamental, um modelo discreto com dois ou mais graus de liberdade é apresentado.

O modelo matemático da dinâmica de uma estrutura discretizada de um grau de liberdade pode ser apresentado de maneira simplificada e didática, onde a carga depende apenas do tempo, na forma da seguinte equação:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad (1)$$

A título de curiosidade, para se reproduzir o problema ao caso estático, é necessário que: velocidades e acelerações aplicadas na estrutura sejam de pequenas magnitudes; e a carga externa independa do tempo, isto é, $F(t)$ seja uma constante F_e . Caso essas condições se verifiquem, o problema estático pode ser escrito como:

$$kx_e = F_e \quad (2)$$

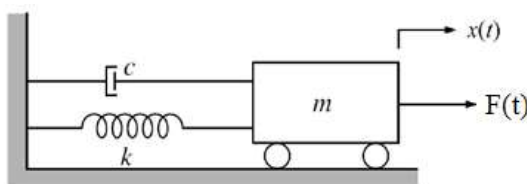


Figura 3 – Sistema de um grau de liberdade, apresentando os componentes massa, mola e amortecedor.

O sistema vibratório mais simples possível é aquele representado por uma massa e uma mola, como pode ser visto na Figura 4(a), podendo, portanto, o sistema apresentar amortecimento ou não.

Como dito no capítulo anterior, o amortecimento serve para dissipar a energia de vibração a cada ciclo de oscilação do sistema, sendo conhecidos quatro tipos de amortecimento que serão descritos a seguir: (RAO, 2014) e (BRANDÃO, 1996).

- i) Amortecimento viscoso – é o de maior uso em análise de vibrações. Pelo termo viscoso, associa-se esse tipo de amortecimento ao meio fluido, que é o caso de sistemas mecânicos vibrando em meios como o ar, gás, água e óleo. A resistência oferecida pelo fluido ao corpo em movimento faz com que a energia seja dissipada. Esse tipo de amortecimento é proporcional ao campo de velocidades de um sistema estrutural contínuo, ou indiretamente à frequência de vibração da estrutura.
- ii) Amortecimento por atrito seco (Coulomb) – o amortecimento é causado pelo atrito entre superfícies em contato que estejam secas ou não tenham lubrificação suficiente. Havendo movimento relativo entre essas duas superfícies, surge uma força de atrito que resiste ao movimento.
- iii) Amortecimento por histerese – o amortecimento é causado pelas deformações na estrutura interna (granular ou molecular) de um material, de um corpo ou estrutura submetida a deformações impostas por forças dinâmicas. Tal amortecimento gera um laço de histerese que se forma na curva tensão-deformação ou força-deslocamento. O amortecimento histerético está também associado ao comportamento de materiais não lineares, como é o caso de materiais laminares cujas camadas internas podem deslizar quando deformadas, ou ainda o solo, e independe da frequência de vibração da estrutura.
- iv) Amortecimento por radiação- é aquele decorrente da perda da energia que se esvai pelo meio físico, sem possibilidade de ser recuperada. Este tipo de amortecimento é muito usado nas modelagens geotécnicas por elementos finitos, onde a perda de energia é simulada através de amortecedores posicionados nas fronteiras da malha de elementos finitos, evitando assim a reflexão das ondas nela incidentes e, conseqüentemente, simulando a perda de energia (adaptado de BRINKGREVE, 2002).

2.1. Sistema com um Grau de Liberdade

2.1.1. Vibrações Livres sem Amortecimento

Se um sistema, após uma perturbação inicial, continuar a vibrar por conta própria (sem mais nenhuma força externa atuando no sistema), a vibração resultante é conhecida como *vibração livre*.

A Figura 4(a) mostra um sistema massa-mola. A partir da aplicação da segunda lei de Newton no diagrama de corpo livre, representado na Figura 4(b), chega-se à seguinte equação de movimento:

$$F(t) = -kx = m\ddot{x}$$

ou

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (3)$$

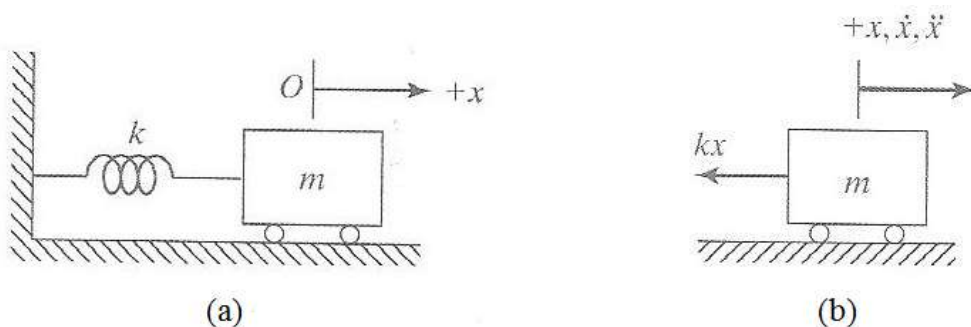


Figura 4 – (a) Sistema massa-mola, sem amortecimento; (b) Diagrama de corpo livre, (RAO, 2014).

A solução da equação (3) pode ser expressa na forma abaixo, onde C e s são constantes a determinar.

$$x(t) = Ce^{st} \quad (4)$$

Substituindo (4) em (3), obtém-se a seguinte equação:

$$C(ms^2 + k) = 0$$

como C não pode ser zero, têm-se a equação característica

$$ms^2 + k = 0 \quad (5)$$

e, por consequência,

$$s_{1,2} = \pm \left(-\frac{k}{m}\right)^{1/2} \quad (6)$$

onde $i = \sqrt{-1}$ e

$$\omega_n = \left(\frac{k}{m}\right)^{1/2} \quad (7)$$

temos então $s_{1,2} = \pm i\omega_n$.

Os dois valores de s dados pela equação (6) são as raízes da equação característica, também conhecidos como *autovalores (eigenvalues)*. Uma vez que ambos os valores de s satisfazem a equação (5), a solução geral da equação (3) é dada por:

$$x(t) = C_1 e^{i\omega_n t} + C_2 e^{-i\omega_n t} \quad (8)$$

Sendo o deslocamento x uma variável real, as constantes C_1 e C_2 devem ser complexas e conjugadas. Utilizando a fórmula de Euler $e^{\pm iat} = \cos at \pm i \sin at$, a equação (8) pode ser expressa da seguinte maneira:

$$x(t) = A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t \quad (9)$$

As constantes A_1 e A_2 são obtidas a partir das condições iniciais do sistema. Se os valores de deslocamento $x(t)$ e velocidade $\dot{x}(t) = \left(\frac{dx(t)}{dt}\right)$ forem especificados como x_0 e \dot{x}_0 no instante $t=0$, temos, pela equação (9):

$$x(t=0) = A_1 = x_0$$

$$\dot{x}(t=0) = \omega_n A_2 = \dot{x}_0 \quad (10)$$

Assim, a solução da equação (3), no instante $t=0$ é dada por

$$x(t) = x_0 \cos \omega_n t + \frac{\dot{x}_0}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (11)$$

A equação (11) é a equação do movimento harmônico simples com frequência angular ω_n ou, simplesmente, a resposta em vibrações livres não-amortecidas. Como ω_n é uma propriedade inerente ao sistema, dependendo apenas da massa m e da rigidez k , ela recebe o nome de frequência angular natural de vibração do sistema e é expressa em rad/s. A frequência natural f (Hz) e o período natural T (s) do sistema são calculados por

$$f = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (12)$$

$$T = \frac{1}{f} \quad (13)$$

O movimento harmônico simples da equação (11) também pode ser expresso da seguinte forma:

$$x(t) = A \cos(\omega_n t - \phi) \quad (14)$$

e representado pelo diagrama vetorial de Argand, Figura 5, no qual os vetores ortogonais x_0 e (\dot{x}_0/ω_n) giram em torno da origem com velocidade angular ω_n (CLOUGH e PENZIEN, 1975).

O deslocamento do sistema, em qualquer instante de tempo, como indica a equação (14), é dado pela projeção do vetor A sobre o eixo real na Figura 5, e pode ser verificado graficamente na Figura 6, onde A é a amplitude do movimento e ϕ é o ângulo de fase.

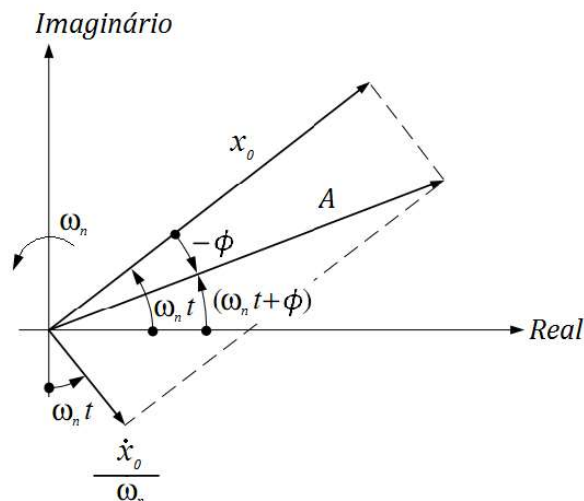


Figura 5 – Diagrama Vetorial, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).

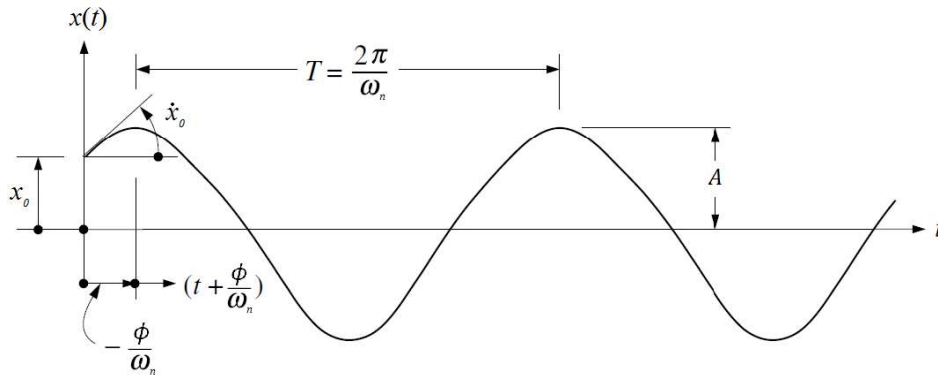


Figura 6 – Representação gráfica do movimento harmônico, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).

2.1.2. Vibrações Livres com Amortecimento Viscoso

A força de amortecimento viscoso, F , é proporcional à velocidade \dot{x} e pode ser expressa como

$$F = -c\dot{x} \quad (16)$$

onde c é o coeficiente de amortecimento viscoso, e o sinal negativo indica que a força de amortecimento é oposta ao sentido da velocidade.

Um sistema massa-mola-amortecedor foi apresentado na Figura 3, no início do presente capítulo. Se x for medida em relação à posição de equilíbrio da massa m , a aplicação da segunda lei de Newton dá a equação de movimento:

$$m\ddot{x} = -c\dot{x} - kx$$

ou

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (17)$$

Para resolver a equação (17), admite-se uma solução na forma da equação (4) que resulta na equação característica

$$ms^2 + cs + k = 0 \quad (18)$$

cujas raízes são:

$$s_{1,2} = \frac{-c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (19)$$

Essas raízes dão uma solução geral para a equação (17) da seguinte forma:

$$x(t) = C_1 e^{s_1 t} + C_2 e^{s_2 t}$$

$$x(t) = C_1 e^{\left\{\frac{-c}{2m} + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} + C_2 e^{\left\{\frac{-c}{2m} - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} \quad (20)$$

Considerando o amortecimento crítico dado por:

$$\left(\frac{c_c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0$$

ou

$$c_c = 2m \sqrt{\frac{k}{m}} = 2\sqrt{km} = 2m\omega_n \quad (21)$$

a taxa de amortecimento, ou razão de amortecimento, dada por

$$\zeta = \frac{c}{c_c} \quad (22)$$

e igualando as equações (21) e (22), a seguinte equação pode ser escrita:

$$\frac{c}{2m} = \frac{c}{c_c} \frac{c_c}{2m} = \zeta \omega_n \quad (23)$$

Por consequência, a equação (19) passa a ter a seguinte forma

$$s_{1,2} = \left(-\zeta \pm \sqrt{\zeta^2 - 1}\right) \omega_n \quad (24)$$

e assim, a solução, equação (20), pode ser escrita como

$$x(t) = C_1 e^{(-\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n t} + C_2 e^{(-\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n t} \quad (25)$$

O comportamento da solução apresentada na equação (25) depende da magnitude do amortecimento. Pode se perceber que no caso de $\zeta = 0$, resulta nas vibrações não amortecidas, discutidas na seção anterior.

Admitindo que $\zeta \neq 0$, três casos se apresentam a seguir. Quando $\zeta > 1$ o movimento é dito superamortecido, quando $\zeta < 1$ o movimento é dito subamortecido e quando $\zeta = 1$ criticamente amortecido. A Figura 7 apresenta os quatro tipos de movimentos e seus respectivos fatores de amortecimento (ζ).

Segundo CAUGHEY e O'KELLY (1961), o movimento subamortecido ($\zeta < 1$) é muito importante no estudo de vibrações mecânicas porque é o único que resulta em um movimento oscilatório (ver Figura 7) e, por isso, será o único a ser comentado com mais detalhes no próximo item.

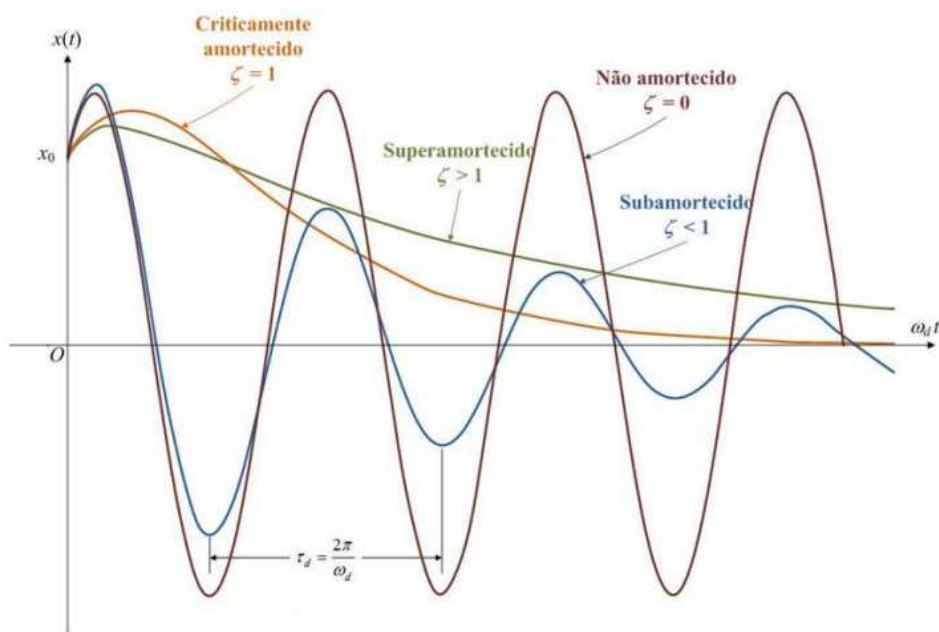


Figura 7 – Ilustração dos fatores de amortecimento, (adaptado de RAO, 2014).

Movimento Subamortecido ($\zeta < 1$)

Para essa condição, $(\zeta^2 - 1)$ é negativo e as raízes s_1 e s_2 podem ser expressas como

$$s_{1,2} = \left(-\zeta \pm i\sqrt{1 - \zeta^2}\right) \omega_n \quad (26)$$

onde,

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (27)$$

ω_d é a frequência de vibração amortecida, que é sempre menor do que a frequência natural não amortecida ω_n .

A solução da equação (25) pode ser escrita de formas diferentes, sendo uma delas pela equação (28)

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left(C'_1 \cos\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t + C'_2 \operatorname{sen}\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t \right) \quad (28)$$

onde C'_1 e C'_2 são constantes arbitrárias a serem determinadas pelas condições iniciais.

Para $x(t=0) = x_0$ e $\dot{x}(t=0) = \dot{x}_0$ determina-se C'_1 e C'_2 e se chega à solução:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left(x_0 \cos\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t + \frac{\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0}{\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n} \operatorname{sen}\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t \right)$$

ou

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left(x_0 \cos\omega_d t + \frac{\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0}{\omega_d} \operatorname{sen}\omega_d t \right) \quad (29)$$

O movimento descrito pela equação acima é um movimento harmônico amortecido de frequência angular $\omega_d = \sqrt{1-\zeta^2}\omega_n$. Porém, por causa do fator $e^{-\zeta\omega_n t}$, a amplitude diminui exponencialmente com o tempo, como mostra a Figura 8.

Nesse tipo de movimento o método do decremento logarítmico pode ser aplicado para o cálculo do amortecimento do sistema.

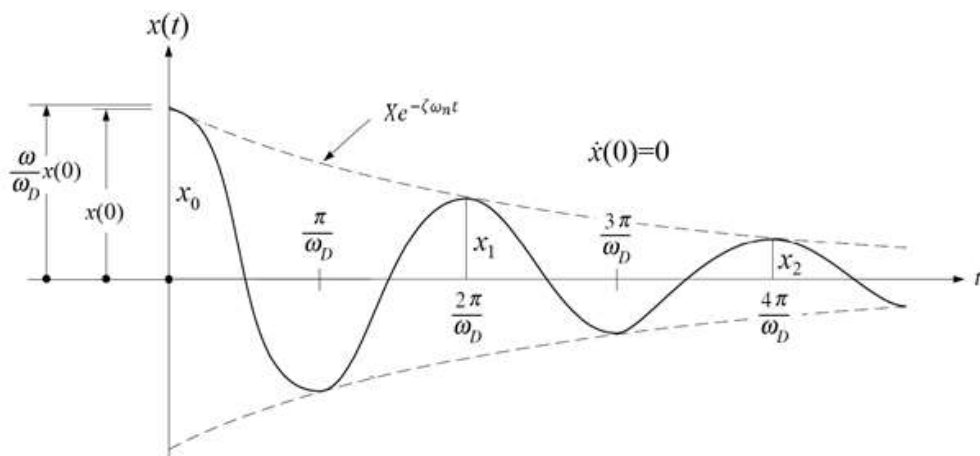


Figura 8 – Movimento subamortecido, (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).

2.1.3. Vibrações Forçadas Harmonicamente

Um sistema mecânico ou estrutural sofre vibração forçada sempre que uma energia externa é fornecida ao mesmo. Essa energia fornecida ao sistema pode ser por meio de uma força aplicada ou uma excitação de deslocamento ou aceleração imposta. A natureza dessa energia pode ser periódica (harmônica e não-harmônica), ou não-periódica (transiente ou arbitrária).

Excitações harmônicas são aquelas que apresentam uma variação em $\text{sen}(\omega t)$ ou $\text{cos}(\omega t)$, sendo ω a frequência de excitação. Geralmente os carregamentos harmônicos sobre as estruturas são decorrentes do funcionamento de máquinas alternativas como motores, compressores e turbinas, sendo a frequência de excitação igual a frequência de operação da máquina.

A resposta dinâmica de um sistema com um grau de liberdade sob excitação harmônica pode ser das seguintes formas: $F(t) = F_0 e^{i(\omega t + \phi)}$ ou $F(t) = F_0 \cos(\omega t + \phi)$ ou $F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t + \phi)$, onde F_0 é a amplitude, ω é a frequência e ϕ é o ângulo de fase da excitação harmônica.

Sistema Não Amortecido

Em um sistema não amortecido, $c = 0$, sujeito a uma força harmônica $F(t) = F_0 \cos \omega t$, a equação do movimento será dada por:

$$m\ddot{x} + kx = F_0 \cos \omega t \quad (30)$$

A solução homogênea dessa equação é dada por

$$x_h(t) = C_1 \cos \omega_n t + C_2 \text{sen} \omega_n t \quad (31)$$

onde ω_n é a frequência natural do sistema.

Como a força excitadora $F(t)$ é harmônica, a solução particular $x_p(t)$ também é harmônica e tem a mesma frequência ω . Assim admite-se uma solução na forma

$$x_p(t) = X \cos \omega t \quad (32)$$

onde X denota a máxima amplitude de $x_p(t)$.

Substituindo a equação (32) na equação (30), obtem-se, para X

$$X = \frac{F_0}{k - m\omega^2} = \frac{\delta_{st}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (33)$$

onde ($\delta_{st} = F_0/k$) denota a deflexão da massa sob uma força F_0 .

Assim a solução total da equação (30) torna-se:

$$x(t) = C_1 \cos \omega_n t + C_2 \sen \omega_n t + \frac{F_0}{k - m\omega^2} \cos \omega t \quad (34)$$

Introduzindo as condições iniciais $x(t = 0) = x_0$ e $\dot{x}(t = 0) = \dot{x}_0$, têm-se que

$$x(t) = \left(x_0 - \frac{F_0}{k - m\omega^2}\right) \cos \omega_n t + \left(\frac{\dot{x}_0}{\omega_n}\right) \sen \omega_n t + \left(\frac{F_0}{k - m\omega^2}\right) \cos \omega t \quad (35)$$

A máxima amplitude X na equação (33) pode ser expressa como

$$\frac{X}{\delta_{st}} = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (36)$$

A quantidade X/δ_{st} representa a razão entre a amplitude dinâmica e a amplitude estática do movimento, devido à aplicação da carga estática F_0 , e recebe o nome de Fator de Amplificação Dinâmico da resposta permanente (*dynamic magnification factor*). A equação (36) também pode ser descrita como

$$D = \frac{1}{1 - \beta^2} \quad (37)$$

onde, $D = X/\delta_{st}$ e $\beta = \frac{\omega}{\omega_n}$ é dito como razão de frequências.

Sistema Amortecido

Para o sistema amortecido, $c \neq 0$, sujeito a uma força harmônica $F(t) = F_0 \sen \omega t$, a equação do movimento será

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_0 \sen \omega t \quad (38)$$

lembrando que $c = 2m\omega_n\zeta$ e $\omega_n = \sqrt{k/m}$, a equação (38) pode ser escrita como

$$\ddot{x} + 2\omega_n\zeta\dot{x} + \omega_n^2x = \frac{F_0}{m} \sin \omega t \quad (39)$$

e sua solução é dada por

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t}(A \sin \omega_d t + B \cos \omega_d t) + \frac{F_0}{k[(1-\beta^2)^2 + (2\beta\zeta)^2]} [(1-\beta^2) \sin \omega t - 2\beta\zeta \cos \omega t] \quad (40)$$

O primeiro termo desta equação é a resposta transiente que, devido a $e^{-\zeta\omega_n t}$, amortece rapidamente e é desprezível depois de um certo tempo. Já o segundo termo é a resposta permanente, possuindo a mesma frequência da excitação, mas estando defasada em relação a ela de ϕ . A resposta permanente é escrita na forma

$$x_p(t) = X \sin(\omega t - \phi) \quad (41)$$

com

$$X = \frac{F_0}{k\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\beta\zeta)^2}} \quad (42)$$

onde $\phi = \arctan\left(\frac{2\beta\zeta}{1-\beta^2}\right)$, ($0 \leq \phi \leq 180^\circ$)

O fator de amplificação dinâmico da resposta permanente é obtido a partir da equação (42)

$$D = \frac{kX}{F_0} = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\beta\zeta)^2}} \quad (43)$$

Na Figura 9 está representada a evolução do fator de amplificação dinâmico (D) com a razão de frequências (β), para alguns valores de fator de amortecimento (ζ). O fenômeno de ressonância ocorre para ζ baixos, na proximidade de $\beta = 1$ quando D cresce rapidamente.

Quando a razão β é pequena, a força externa F_0 é equilibrada predominantemente pela força elástica $F_e = kx$; quando β é aproximadamente 1, pela força de amortecimento $F_a = c\dot{x}$ e, quando β é grande, pela força de inércia $F_i = m\ddot{x}$ (CLOUGH e PENZIEN, 1975).

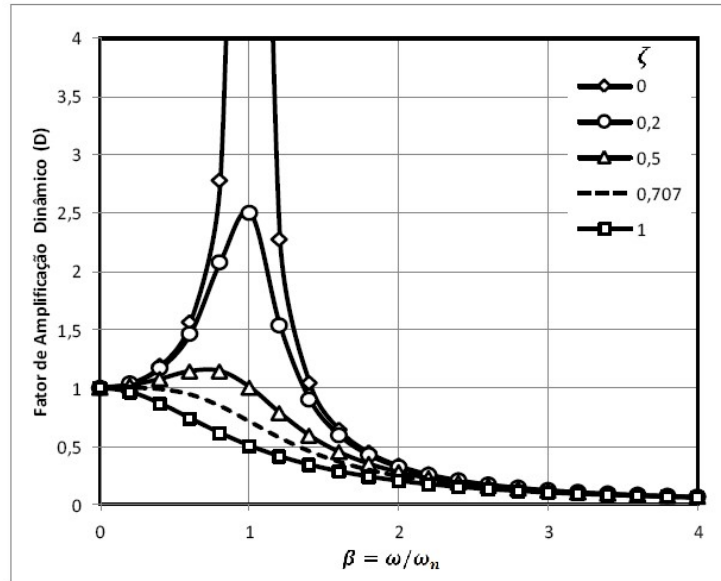


Figura 9 – Fator de Amplificação Dinâmica para alguns valores de ζ , (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).

A partir do gráfico da Figura 9 algumas características podem ser observadas:

1. Para um sistema não amortecido ($\zeta=0$), $D \rightarrow \infty$ quando $\beta \rightarrow 1$;
2. A redução de D na presença de amortecimento é muito significativa na ressonância ou próximo dela (proximidade de $\beta = 1$);
3. Para fatores de amortecimento menores que $\sqrt{2}/2 = 0,707$, não há amplificação.

A variação do ângulo de fase ϕ , que representa a defasagem da resposta em relação à força excitadora, com a razão de frequência β é representada na Figura 10 (CLOUGH e PENZIEN, 1975).

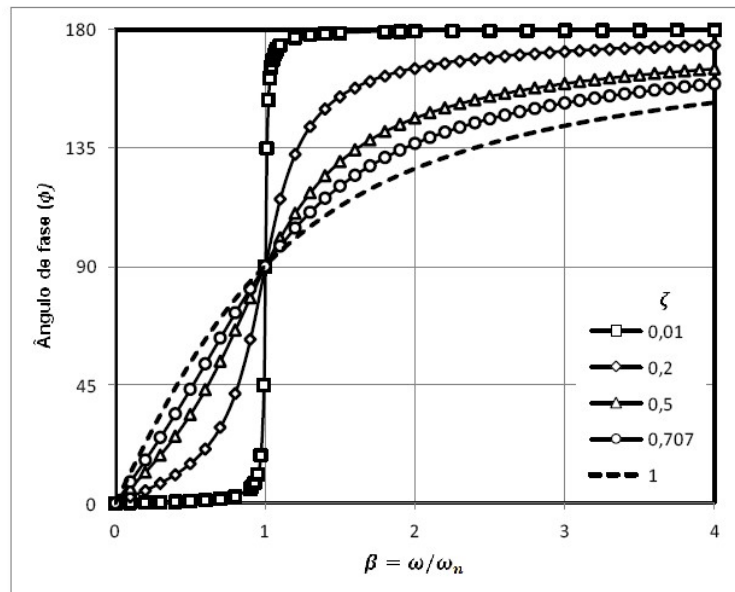


Figura 10 – Variação do ângulo de fase (ϕ) com a razão de frequência (β) para alguns valores de ζ , (adaptado de CLOUGH e PENZIEN, 1975).

2.2. Sistemas com dois ou mais Graus de Liberdade

Uma vez absorvidos os conceitos básicos ligados ao problema fundamental, os modelos discretos com dois ou mais graus de liberdade podem ser comentados.

A principal diferença para esses sistemas está na forma como as equações de movimento são escritas. Uma vez que possuem mais de um tipo de componente em seu sistema, seja ele massa, mola ou amortecedor, os sistemas com n graus de liberdade têm suas equações de movimento escritas de forma matricial, como mostra a equação (44).

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\} \quad (44)$$

Onde: $[M]$ é a matriz de massa do sistema, multiplicada pelo vetor aceleração \ddot{x} ; $[C]$ é a matriz de amortecimento, multiplicada pelo vetor velocidade \dot{x} ; $[K]$ é a matriz de rigidez do sistema, multiplicada pelo vetor deslocamento x ; e $\{F(t)\}$ é o vetor de forças aplicado ao sistema.

3. AÇÕES DINÂMICAS SOBRE EDIFÍCIOS URBANOS

As edificações urbanas, em geral, estão submetidas a fontes de excitação dinâmica de diversas origens e intensidades. Incluem-se tanto aquelas que atuam diretamente sobre a estrutura como aquelas transmitidas às fundações por ondas propagadas através do solo.

Uma condição básica para ocorrência de problemas de vibrações estruturais se deve à superposição das faixas de frequência da excitação com as frequências naturais da estrutura. Projetos arquitetônicos mais esbeltos, arrojados e com estruturas pouco travejadas, tornam as edificações mais flexíveis, com baixas frequências fundamentais de vibração (0-10 Hz) e, portanto, na maioria dos casos susceptíveis a excitações devidas a várias fontes também de baixa frequência, comumente encontradas nas regiões urbanas (MOREIRA, 2002).

Dentre essas fontes de excitação podem ser citadas ações ambientais (sismos e ventos), ações originadas por explosões para desmonte de rocha superficiais ou subterrâneas para construção de túneis, ou ainda originadas por máquinas ou equipamentos de construção em sítios vizinhos, tais como bate-estacas que causam fortes impactos, tráfego de veículos pesados em vias vicinais, ou mesmo ações dinâmicas produzidas por atividades humanas de ocupação. Algumas dessas ações podem ser vistas na ilustração da Figura 11 (MOREIRA, 2002).

Os canteiros de obra constituem ambientes geradores de variadas fontes de vibração e se instalam costumeiramente entre edifícios existentes. Compactação por vibração, escavação por equipamentos pesados, estaqueamento, veículos pesados, explosões, entre outros, são alguns exemplos de atividades construtivas que causam níveis consideráveis de vibração nas regiões próximas.

Uma das principais formas de indução dessas vibrações ocorre por propagação de ondas através do solo chegando até os edifícios, através das fundações.

A transmissão de energia de movimento através de um meio contínuo consiste no estudo que trata das propagações de ondas cisalhantes, de compressão e de superfície (por exemplo, ondas Rayleigh). E a investigação sobre como as estruturas são afetadas compreende o estudo de sensibilidade estrutural (MOREIRA, 2002).

O solo, em geral, assume comportamento elástico devido à natureza súbita da ação, que no caso corresponde à transmissão de energia entre as partículas desse solo. A coesão entre partículas tem participação fundamental nesse processo, o que

torna a argila mole o exemplo de solo mais susceptível à propagação de ondas elásticas (BATTISTA et al, 1999/2000).

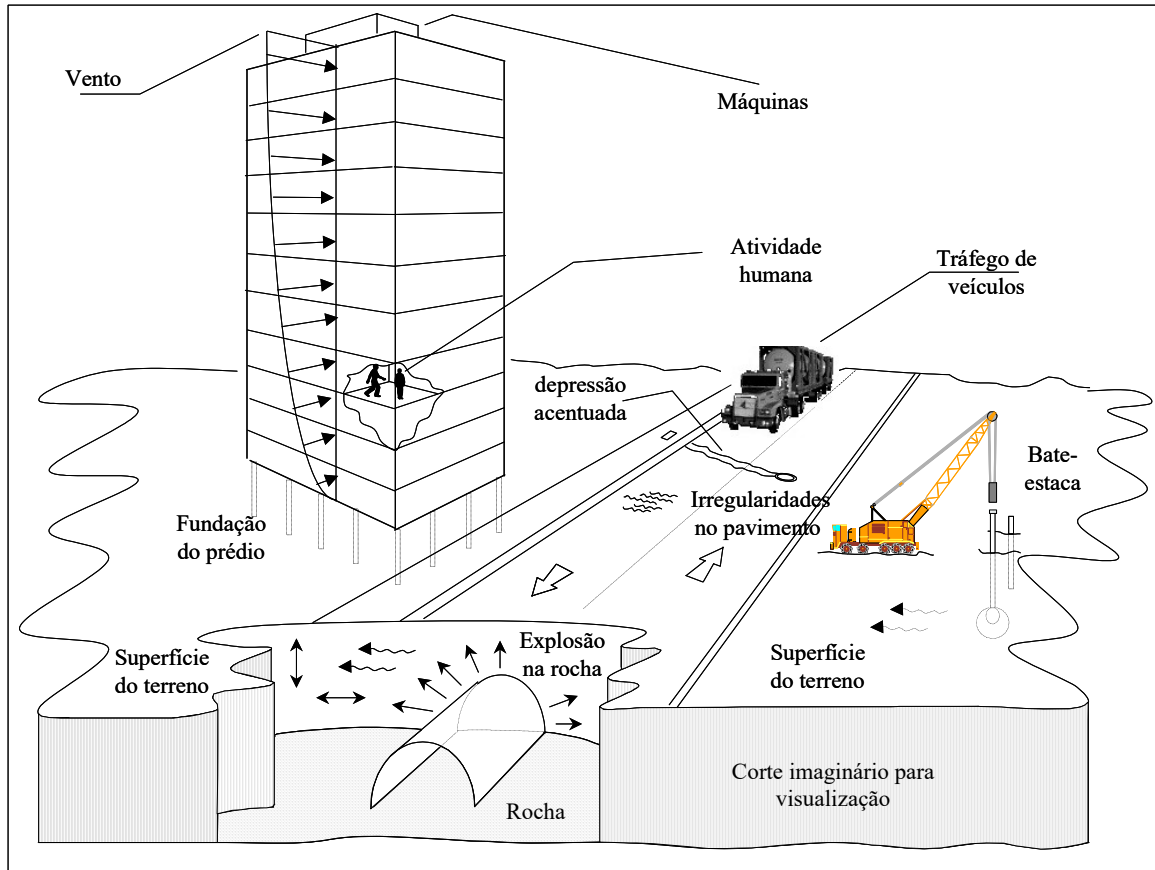


Figura 11 – Situações típicas de vibrações a que ficam submetidas as edificações urbanas, (MOREIRA, 2002).

A presente dissertação trata somente de um tipo de fonte de vibração, que se propaga através de ondas elásticas no solo, chegando às fundações e afetando a superestrutura, e será comentada na próxima seção.

3.1. Vibrações Induzidas por Tráfego de Veículos

Além dos veículos de transportes urbanos, outros veículos e máquinas pesadas (terraplenagem, retro-escavadeira, tratores de esteira, etc), utilizadas em canteiros de obra, também podem impor vibrações ao solo.

Vibrações por tráfego de veículos ocorrem pelas irregularidades ao longo do pavimento que, percorrido com certa velocidade por um veículo, se torna o responsável por sua oscilação.

A irregularidade da superfície de rodagem fornece um perfil de ondulações à passagem dos veículos, que pode ser obtido diretamente por medições realizadas em campo, ou pode ser gerado através de programa computacional, Figura 12.

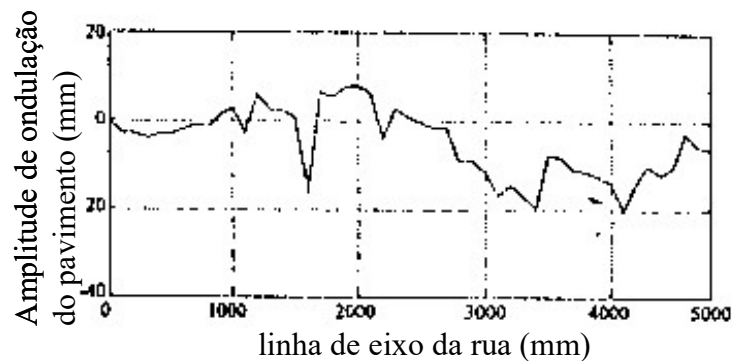


Figura 12 – Perfil de rugosidade do pavimento, (CHIOSTRINI, 1995).

Esta seção restringe-se a descrever a fonte de energia vibratória (veículo) e sua interação com a superfície de um pavimento, ou seja, a força que o veículo aplica sobre o pavimento e, conseqüentemente, sobre o solo. O carregamento resultante dessa interação foi o utilizado nas análises realizadas com o programa PLAXIS 2D.

Para compor essa interação, foi utilizado por meio de ferramenta computacional, desenvolvida em linguagem FORTRAN, um modelo analítico-numérico unifilar, que representa a interação entre veículo, pavimento e estrutura (no caso uma OAE – obra de arte especial). Essa ferramenta tem sido continuamente melhorada pelos alunos de pós-graduação da COPPE/UFRJ.

A ferramenta origina-se do programa IVPE-U, utilizado por MELO (2007), tendo sua formulação revisada e ajustada por MENDONÇA (2009) que desenvolveu a segunda versão, IVPE-v2. Posteriormente, ROSSIGALI (2013) realizou algumas correções nesta última versão, resultando no programa IVPE-v3. Todas as versões do programa funcionam de forma similar obtendo as respostas dinâmicas no domínio do tempo, quando um veículo trafega sobre o pavimento rugoso de uma ponte

flexível, solicitando-a e sofrendo, simultaneamente, os efeitos da deformação da ponte (SANTOS et al, 2009).

A quarta versão do programa IVPE-v4, utilizada na presente dissertação e desenvolvida por ARAÚJO (2014), teve algumas alterações que podem ser encontradas no referido trabalho de pesquisa. A integração das equações é feita com o método de Runge-Kutta.

No modelo analítico-numérico simplificado a estrutura é representada através de uma discretização unifilar com elementos de barra alinhados segundo eixo longitudinal de uma ponte, onde os modos de vibração de flexão vertical (ϕ) e torção (α) são associados ao modelo unifilar, conforme Figura 13, enquanto o veículo é representado por um sistema plano de massas e molas associadas com vários graus de liberdade. O perfil longitudinal do pavimento é obtido por geração aleatória a partir de uma função de densidade espectral de irregularidades de pavimentos (ARAÚJO, 2014).

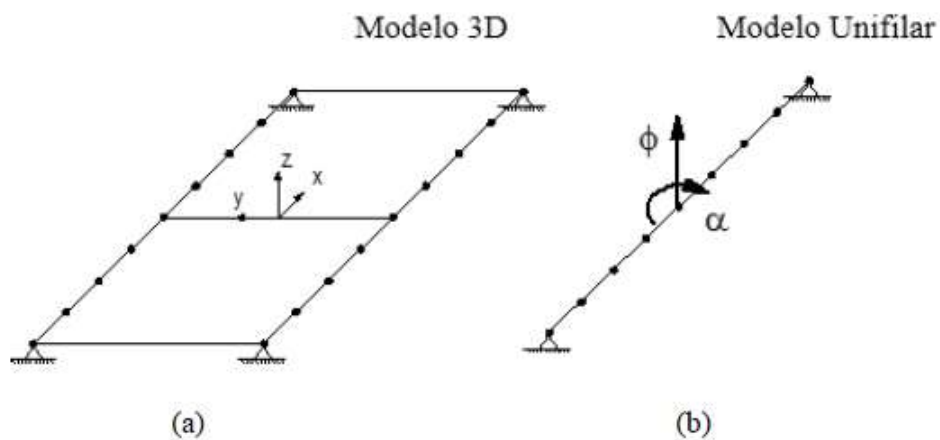


Figura 13 – Modelos numéricos da estrutura: (a) modelo 3D para análise de vibração livre, e (b) modelo unifilar para análise da interação dinâmica veículo-estrutura, (PFEIL, et al., 2010).

Neste capítulo será apresentada apenas a força de interação veículo-pavimento-estrutura. As equações de movimento dessa interação podem ser encontradas em ARAÚJO (2014).

Para a presente dissertação, as deformações na estrutura não são de interesse, e por isso ela foi considerada muito rígida de modo que suas deformações não influenciassem na geração do carregamento.

3.1.1. Modelo do Veículo

O modelo mecânico- analítico 3D de um veículo pesado de três eixos foi inicialmente desenvolvido por SANTOS et al (2009) com base nos modelos 2D elaborados anteriormente.

O tipo de veículo escolhido para representar a sua interação com o pavimento e com a estrutura foi o caminhão de três eixos (3C), com peso total de 250kN.

Para o modelo unifilar da estrutura do veículo, um modelo 2D mecânico é representado conforme ilustra a Figura 14. O modelo é composto por uma massa suspensa (m_v), que representa o corpo do veículo e a carga nele transportada, apoiada em três massas não suspensas ($m_{p,i}$), que compreendem os conjuntos eixo-rodas-pneu, sendo o sub-índice i associado ao número do eixo do veículo ($i=1,3$). A ligação entre essas massas é feita por meio das suspensões formadas pelo conjunto mola-amortecedor ($k_{v,i}$ e $c_{v,i}$) e por fim as massas não suspensas se apoiam no pavimento da estrutura (aqui considerada como indeformável) através do conjunto mola-amortecedor ($k_{p,i}$ e $c_{p,i}$) equivalentes aos pneus.

O modelo mecânico do veículo apresenta os seguintes graus de liberdade:

- deslocamento vertical (u_v) e rotacional (θ_v) da massa suspensa (corpo do veículo) como corpo rígido;
- deslocamentos verticais das três massas não suspensas (eixos e rodas - $u_{p,i}$);

resultando em 5 graus de liberdade. As distâncias do centro de massa do veículo ao eixo dianteiro, ao primeiro eixo traseiro e ao segundo eixo traseiro são definidas como L_1 , L_2 e L_3 respectivamente.

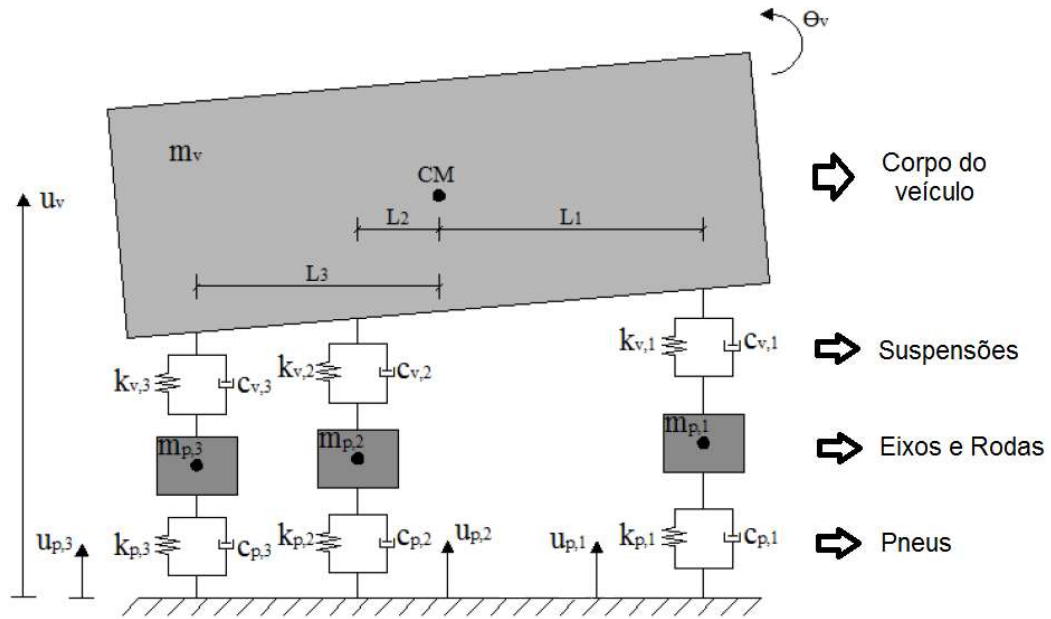


Figura 14 - Modelo mecânico plano para veículo de três eixos com 5GL, (adaptado de ARAUJO, 2014 e SANTOS et al, 2009).

3.1.2. Modelo da interação dinâmica

A Figura 15(a) apresenta a configuração do sistema mecânico-estrutural de um eixo do veículo 3C acoplado a uma estrutura flexível, cuja superfície de contato é dada pelo perfil rugoso do pavimento (u_r).

Em cada ponto de contato do veículo com a estrutura ($k-1$, k , $k+1$) são geradas forças de interação de componentes elástica (f_{ei}) e de amortecimento (f_{ai}), em função do movimento (deslocamento u_p) da massa m_p do eixo considerado em relação ao movimento da estrutura (deslocamento U_e).

A Figura 15(b) apresenta a mesma configuração mas para uma estrutura indeformada, portanto com deslocamentos (U_e) muito pequenos, podendo ser desprezados.

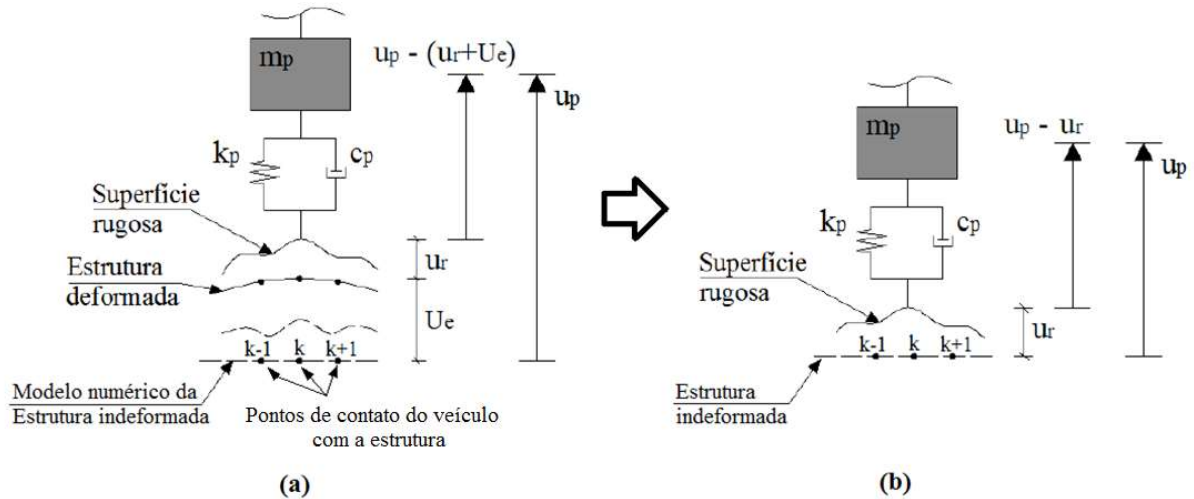


Figura 15 – Sistema mecânico-estrutural de um eixo do veículo 3C (a) estrutura deformável (b) estrutura indeformável, (adaptado de ARAUJO, 2014).

A força de interação (F_{ei}) veículo-pavimento-estrutura em cada ponto k de contato entre os pneus do veículo e o pavimento aderente a superfície da estrutura pode ser expressa como:

$$F_{ei} = f_{ei} + f_{ai}, \quad i = 1 \text{ a } 3 \quad (45)$$

onde

$$f_{ei} = k_{pi} [u_{pi} - (U_{ei} + u_{ri})] \quad (46)$$

$$f_{ai} = c_{pi} [\dot{u}_{pi} - (\dot{U}_{ei} + \dot{u}_{ri})] \quad (47)$$

Analogamente, as forças de interação de componentes elástica (f_{ei}) e de amortecimento (f_{ai}), que compõem a força de interação (F_{ei}) veículo-pavimento em cada ponto k de contato entre os pneus do veículo e o pavimento aderente a superfície da estrutura indeformada ($U_e = 0$), podem ser expressas como:

$$f_{ei} = k_{pi} (u_{pi} - u_{ri}) \quad (48)$$

$$f_{ai} = c_{pi} (\dot{u}_{pi} - \dot{u}_{ri}) \quad (49)$$

4. ANÁLISE NUMÉRICA

4.1. Generalidades

Os problemas geotécnicos costumam ser separados artificialmente em problemas de deformação e problemas de ruptura. Nos problemas de deformação, a preocupação é com o comportamento do solo quando submetido a um certo tipo de carregamento, apresentando deformações admissíveis pequenas. Por isso, é usual admitir que o solo se comporta como um material elástico linear, o que permite a aplicação da Teoria da Elasticidade. Nos problemas de ruptura, ao contrário, não interessa o valor da deformação, mas apenas a verificação da possibilidade do solo resistir às solicitações impostas, e isso é feito com auxílio da Teoria da Plasticidade (VELLOSO, SANTA MARIA e LOPES, 1996).

Essas duas teorias consideram o solo como um contínuo, que na realidade não o é, mas sim um aglomerado de partículas de tamanho variável.

O comportamento tensão-deformação de um solo é, essencialmente, não-linear e anisotrópico e depende do histórico de tensões e da tensão confinante. As soluções analíticas que essas teorias fornecem são limitadas e estão longe de atender às necessidades práticas. Surgem daí os modelos discretos, que representam o solo como um conjunto de elementos isolados.

O Método dos Elementos Finitos utiliza modelos discretos, e vem sendo amplamente empregado para representar não só o solo, mas também o elemento estrutural de fundação para análise da interação solo-estrutura. No MEF o solo pode ser representado de duas formas: por molas (baseado na hipótese de Winkler); ou por um meio contínuo (conjunto de elementos ligados por nós e nas interfaces).

Na figura 16 o solo está representado como um meio elástico (mas não por elementos finitos) e por molas.

O problema fundamental com o uso do modelo de Winkler é a determinação da rigidez nas molas elásticas, usadas na modelagem numérica para substituir o solo sob fundação (BARBOSA, 2013).

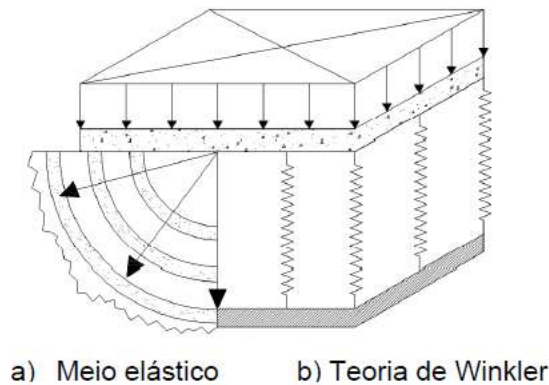


Figura 16 – Carregamento sobre meio elástico e molas, (BARBOSA, 2013).

Na prática atual da engenharia, cada vez mais o Método dos Elementos Finitos (MEF) é utilizado na solução de projetos diversos. Apesar de ter sido originalmente desenvolvido para análise de problemas estruturais, a teoria original do MEF foi modificada de forma a permitir a análise de situações envolvendo outros campos da engenharia.

A capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos (que ditam o comportamento do material – relação tensão-deformação), tornou o MEF uma ferramenta útil para problemas geotécnicos, que muitas vezes apresentam alto grau de complexidade.

Para a representação numérico-computacional do solo e análise de seu comportamento, mais especificamente por meio de modelos bidimensionais (2D), algumas simplificações são adotadas na hora de idealizar a geometria e condições de contorno do problema geotécnico.

Existem dois tipos de modelagem bidimensional para os problemas de elasticidade plana: problemas de estado plano de tensões e problemas de estado plano de deformações.

Os problemas de estado plano de tensões não tem aplicabilidade em problemas geotécnicos, mas são caracterizados por estruturas na forma de chapas planas carregadas no próprio plano, sendo o carregamento uniforme ao longo da espessura.

Os problemas de estado plano de deformações caracterizam-se por estruturas nas quais a dimensão na direção z é muito maior que as dimensões no plano xy (Figura 17). As cargas são paralelas ao plano xy e não variam na direção z .

Assume-se que os deslocamentos na direção z sejam restringidos. Desta forma, qualquer seção transversal (paralela ao eixo xy) encontra-se submetida ao mesmo estado de deformações, onde as deformações ε_z , γ_{yz} e γ_{xz} são iguais a zero e a tensão normal σ_z pode ser obtida em função das tensões normais σ_x e σ_y . Portanto, para efeito de análise, basta considerar uma faixa de espessura unitária compreendida entre duas seções transversais xy em $z=z_1$ e $z=z_2$ (PACHECO, 2011).

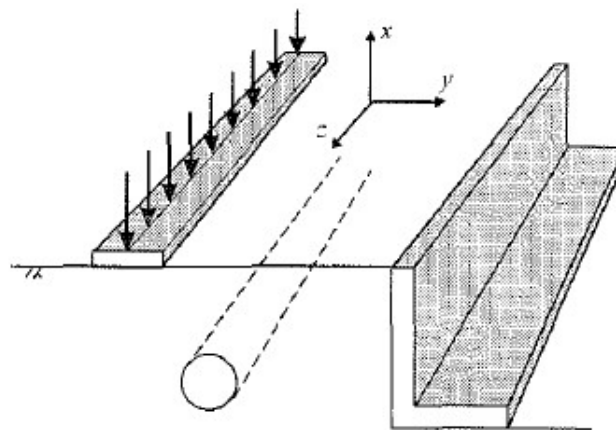


Figura 17 – Exemplo do estado plano de deformações, (POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999).

Há ainda alguns problemas geotécnicos que possuem axissimetria, não só dos componentes estruturais mas como do carregamento, como é o caso de sapatas circulares submetidas a carregamentos centrados, ou uma única estaca sendo carregada axialmente (Figura 18). Problemas axissimétricos são modelados por meio de coordenadas cilíndricas para a solução numérica do problema geotécnico.

Um sólido é dito axissimétrico quando pode ser gerado através da rotação de uma seção plana em torno de um eixo. Desta forma é possível modelar uma configuração tridimensional utilizando elementos bidimensionais. Este tipo de aproximação é muito útil, pois simplifica a modelagem analítica ou computacional de uma estrutura bem como simplifica os cálculos numéricos que seriam realizados por meio de um modelo em 3 dimensões.

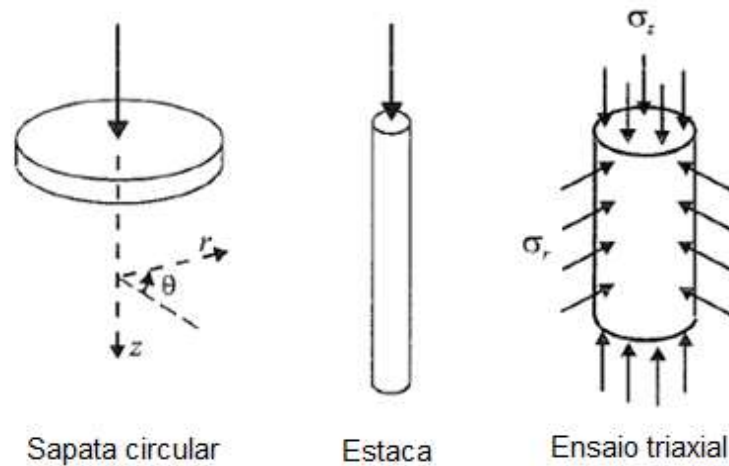


Figura 18 – Exemplos de análises axissimétricas, (adaptado de POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999).

Na Figura 18 a coordenada r representa a direção radial, a z representa a direção vertical e a coordenada θ a direção circunferencial. Não há deslocamentos na direção θ e os deslocamentos em r e z independem de θ .

4.2. Programa PLAXIS 2D

O programa computacional PLAXIS 2D (Versão 8.2), ferramenta de análise desta dissertação, utiliza o Método dos Elementos Finitos e destina-se à análise bidimensional de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Ele é capaz de fazer análise no estado plano de deformações e análise axissimétrica.

Na entrada de dados (*input*), são introduzidos os dados do problema tais como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelo de comportamento do solo e as condições de contorno.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, com elementos triangulares isoparamétricos de seis ou quinze nós. A malha pode ser refinada globalmente ou em locais específicos a serem definidos.

O elemento triangular de quinze nós apresenta resultados mais refinados na análise. Ele envolve interpolação de quarta ordem para os deslocamentos e a integração numérica da matriz de rigidez envolve doze pontos de Gauss (pontos de tensão). Para o elemento triangular de seis nós a interpolação é de segunda ordem e a integração numérica envolve três pontos de Gauss.

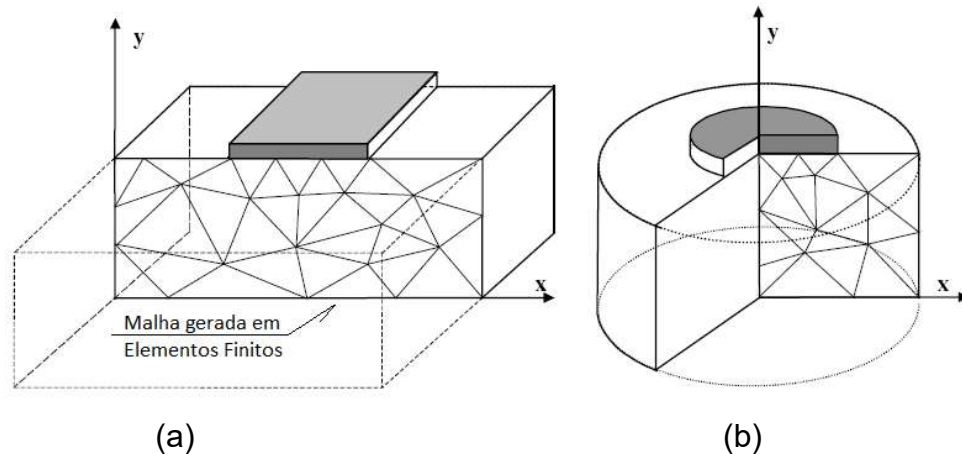


Figura 19 – Modelagens bidimensionais com dois graus de liberdade por nó (translação em x e y): (a) Estado plano de deformações; (b) Axissimétrica, (adaptado de BRINKGREVE, 2002).

Na fase de cálculo (*calculation*) as análises podem ser de quatro tipos: cálculo Plástico (*Plastic*), análise de adensamento (*Consolidation*), análise do fator de segurança através da redução c-phi (*Phi-c Reduction*) ou análise dinâmica (*Dynamic Analysis*).

Essa fase é que irá permitir a ativação de uma dada carga num determinado tempo, a simulação de um estágio de carregamento ou descarregamento (construção de aterros ou escavações), a inserção de um período de adensamento, o cálculo de um fator de segurança e a ativação de uma carga dinâmica em qualquer etapa do processo.

Na fase de saída de dados (*output*), as grandezas dos resultados são os deslocamentos nos nós e as tensões nos pontos de tensões. Caso o modelo de elementos finitos também contenha elementos estruturais (barras e placas), o PLAXIS calcula os esforços nesses elementos (momentos fletores, esforços axiais e de cisalhamento).

O subprograma *curves* é a fase de obtenção de saídas gráficas ou em forma de tabelas, de ponto(s) pré- definido(s) na malha de elementos finitos. Essas saídas gráficas podem ser do tipo: curvas de carga versus deslocamento, tensões versus deformações, poropressões ao longo do tempo, acelerações no tempo (para o caso de análise dinâmica), entre outros tipos.

A seguir serão descritos elementos chaves do programa PLAXIS que a autora da presente dissertação julga necessário comentar.

4.2.1. Condições de contorno

Restrições Padrão (Standard Fixities)

É a forma mais rápida e simples de se aplicar as condições de contorno no PLAXIS. Ao escolher essa opção, o usuário automaticamente impõe algumas condições às fronteiras da modelagem, são elas:

- i) Linhas verticais que delimitam as camadas de solo, à direita e à esquerda, recebem uma restrição horizontal ($u_x = 0$);
- ii) Linhas horizontais que delimitam a superfície inferior da camada de solo mais profunda, recebem restrição completa ($u_x = u_y = 0$);
- iii) *Plates* que se estendem até ao bordo do modelo geométrico (fronteiras da modelagem) tem a rotação restringida ($\phi_z = 0$) no ponto onde tocam o bordo se houver ao menos um das direções restringidas neste ponto.

Bordos Absorventes (Absorbent Boundaries) – Análise Dinâmica

No módulo de dinâmica do PLAXIS existem os chamados bordos absorventes, que têm o objetivo de absorver o excesso de tensões geradas pelas cargas dinâmicas que podem ser refletidas. Nessas condições, os bordos absorventes são usadas para simular um meio infinito, além dos bordos.

A influência dos bordos num problema dinâmico é muito mais crítica do que num problema estático. Para os cálculos dinâmicos, as fronteiras devem, em princípio, ser muito mais longe do que aqueles para os cálculos estáticos, porque, caso contrário, ondas de tensão serão refletidas, levando à distorções nos resultados computados.

No PLAXIS, esses bordos absorventes viscosos podem ser introduzidos com base no método descrito por LYSMER E KUHLMEYER (1969), onde amortecedores são usados para absorção das ondas incidentes. Os coeficientes de relaxamento C_1 e C_2 no programa estão configurados aos valores de 1,0 e 0,25 respectivamente, por padrão. As componentes de tensões normais e cisalhantes absorvidas pelo amortecedor são expressas como:

$$\begin{aligned}\sigma_n &= -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \\ \tau &= -C_2 \rho V_s \dot{u}_y\end{aligned}\tag{50}$$

onde, ρ é a massa específica do solo, V_p e V_s são as velocidades de propagação das ondas P e S respectivamente (descritas no item 6.1.4), C_1 e C_2 são os coeficientes de amortecimento e \dot{u}_x e \dot{u}_y são as velocidades normal e tangencial da partícula.

4.2.2. Elementos Estruturais

Para a modelagem de paredes, muros, cortinas, radiers, estacas e estruturas esbeltas em geral, é utilizado o elemento bidimensional *plate*. O comportamento deste elemento pode ser elástico, onde as propriedades de rigidez elástica (rigidez axial - EA, rigidez à flexão - EI, e coeficiente de Poisson - ν) são fornecidas, ou elastoplástico, onde momento e carga axial de plastificação devem, também, ser fornecidos.

E ainda se pode fornecer os coeficientes de amortecimento de Rayleigh α e β , necessárias para a simulação de amortecimento viscoso. Esses coeficientes serão comentados mais adiante.

Tal elemento (*plate*) pode ser entendido como elemento de viga, com três graus de liberdade por nó: Dois graus de liberdade translacional (u_x e u_y) e um grau de liberdade rotacional (rotação no plano x-y: ϕ_z). Quando a malha do solo é gerada com elementos triangulares de seis nós, o elemento *plate* será definido com três nós. Se a malha do solo for gerada com elementos triangulares de quinze nós, o elemento *plate* será definido com cinco nós.

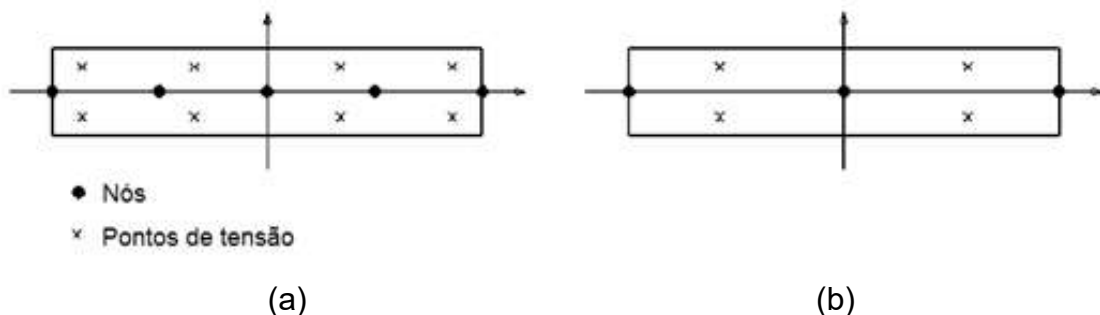


Figura 20 –Elementos estruturais: (a) Elemento plate com 5 nós; (b) Elemento plate com 3 nós, (adaptado de BRINKGREVE, 2002).

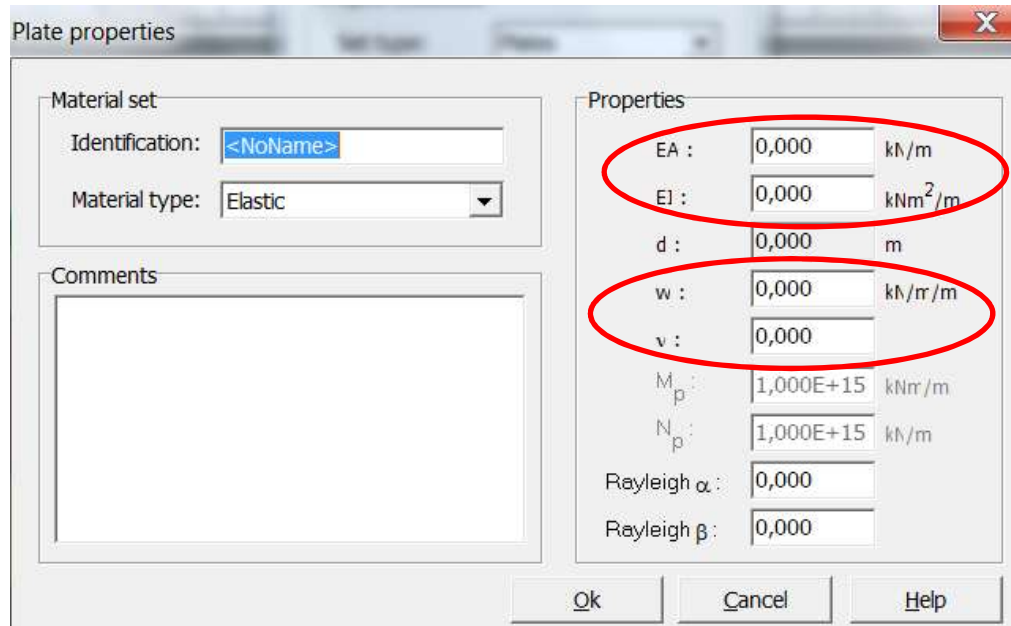


Figura 21 – Propriedades do elemento *plate* a serem fornecidas para um material de comportamento elástico, (interface PLAXIS).

4.2.3. Modelos Constitutivos

A qualidade de uma simulação numérica está diretamente relacionada à escolha do modelo constitutivo adotado para a representação dos materiais envolvidos. Sendo assim, se faz necessária a adoção correta do modelo constitutivo que melhor represente as condições reais dos solos a serem modelados no PLAXIS.

O software PLAXIS 2D dispõe de seis modelos constitutivos para o solo na versão utilizada (8.2), sendo eles: Linear Elástico (*Linear Elastic*), Elasto-perfeitamente plástico (*Mohr Coulomb*), Elasto-plástico hiperbólico (*Hardening Soil*), Consolidação (*Soft Soil* e *Soft Soil Creep*) e Anisotrópico elasto-plástico (*Jointed Rock*).

Vale lembrar que a adoção de um determinado modelo constitutivo para a realização das simulações no PLAXIS acarretará na adoção de diferentes parâmetros geotécnicos.

4.2.4. Módulo de Dinâmica

As estruturas, fundações e o solo não são submetidos apenas a cargas estáticas, podendo ocorrer eventualmente cargas dinâmicas que ao se propagarem através do solo, podem afetar a estrutura e fundações de uma edificação.

O PLAXIS possui um módulo de dinâmica, utilizado na presente dissertação, que analisa os efeitos da vibração no solo. A forma como se requer a análise dinâmica no PLAXIS é muito similar ao que é feito na análise estática. As diferenças consistem em:

- i) Aplicação de cargas na fase de entrada de dados (*input*), o usuário ativa cargas dinâmicas;
- ii) Condições de contorno. A propagação de ondas nas camadas de solo pode gerar reflexão pelas bordas, para isso tem-se a opção de aplicar bordas absorventes (Item 5.2.1) nas fronteiras da malha de elementos finitos. Essas fronteiras contêm amortecedores que absorvem a reflexão espúria das ondas incidentes, simulando assim o efeito de amortecimento por radiação.

Carregamento

As cargas dinâmicas podem ser aplicadas de duas maneiras no programa PLAXIS 2D. Através da opção *Harmonic Load Multiplier*, onde são atribuídas as magnitudes do multiplicador da amplitude, da frequência de excitação e do ângulo de fase inicial. Ou através da opção *Load Multiplier from Data File*, onde as informações são carregadas de uma base de dados, sendo esta opção útil para os casos de vibrações não harmônicas.

Solo

Numa análise dinâmica no PLAXIS, a princípio, não há necessidade de qualquer parâmetro adicional além do módulo de Young (E), do coeficiente de Poisson (ν) e do peso específico do solo (γ). A partir desses definem-se as velocidades de propagação das ondas de compressão (P) e de cisalhamento (S) e o módulo de cisalhamento dinâmico (G_{din}).

Os coeficientes de amortecimento viscoso de Rayleigh α e β para o solo podem ser necessários à análise ou não, como será comentado mais adiante.

Velocidade de propagação das ondas elásticas

As propriedades dos materiais a serem informadas ao PLAXIS, na maioria dos casos, são o módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν) e peso específico do solo (γ). O módulo de cisalhamento dinâmico do solo (G_{din}), o módulo oedométrico (E_{oed}) e as velocidades de propagação da onda V_S e V_P serão calculadas automaticamente.

Porém, num modelo linear elástico, caso o usuário possua resultados de um ensaio *Crosshole*, por exemplo, este pode entrar com o valor de G_{din} , obtido através das velocidades de onda, e o PLAXIS calculará os valores de E e E_{oed} .

Na presente dissertação, por não haver resultados de ensaios dinâmicos, correlações com o N_{SPT} para determinação do G_{din} foram utilizadas, como pode ser visto no Item 6.1.4. E a partir do G_{din} , ν e γ os outros parâmetros foram calculados pelo PLAXIS.

Constantes de Rayleigh

O amortecimento do solo é causado pelo atrito, por suas propriedades viscosas e por histerese. A utilização de módulos distintos de carregamento e descarregamento permite simular o efeito de histerese. Para simular o amortecimento viscoso, utiliza-se o amortecimento de Rayleigh, que é proporcional à massa e à rigidez do sistema (Amortecimento de Rayleigh) e é apresentado como:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (51)$$

onde:

$[C]$ – matriz de amortecimento do sistema;

$[M]$ – matriz de massa do sistema;

$[K]$ – matriz de rigidez do sistema;

α e β – constantes de Rayleigh.

A configuração padrão do programa PLAXIS 2D não considera o amortecimento de Rayleigh (constantes α e β nulas por “*default*”). Em problemas de

uma única fonte de vibração com modelo axissimétrico, não é necessário usar o amortecimento de Rayleigh uma vez que a maior parte do amortecimento se dá pela propagação radial das ondas (amortecimento geométrico ou por radiação). No entanto, no estado plano de deformações, o amortecimento de Rayleigh pode ser necessário para se obter resultados realistas (COSTA, 2013).

O amortecimento de Rayleigh (viscoso) pode ser considerado tanto para o solo como para os elementos estruturais.

Informações mais detalhadas do funcionamento do PLAXIS, assim como de todas as potencialidades do mesmo, podem ser obtidas nos manuais do software (BRINKGREVE ET AL, 2002).

5. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PARA UMA ANÁLISE DINÂMICA

Certas solicitações dinâmicas geram deformações tão pequenas no solo que é correto classificá-las como deformações idealmente elásticas, segundo a lei de *Hooke*. Essas deformações não desaparecem após cessadas as tensões que as causaram, mas como se trata de deformações muito pequenas, a preocupação da análise não está com a ruptura do solo, e portanto pode-se realizá-la no regime linear elástico.

A Figura 22 abrange uma variedade de ações dinâmicas envolvendo de um lado da escala amplitudes muito pequenas de deformação, como a vibração causada pelo tráfego de veículos, e do outro lado da escala grandes amplitudes de deformação, causadas por terremotos destrutivos ou explosões nucleares.

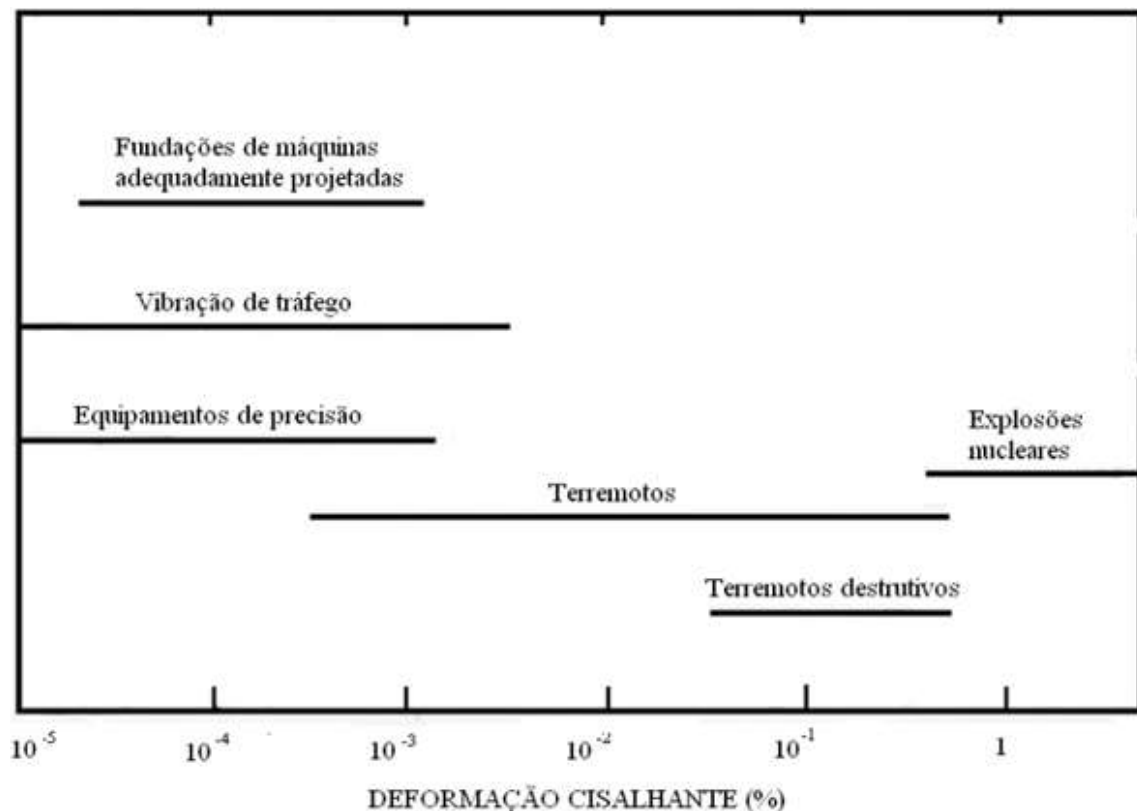


Figura 22 - Deformações cisalhantes em solos para diferentes solicitações dinâmicas e problemas estáticos em geral, (adaptado de HACHICH e BARROS, 1996).

5.1. Módulo de cisalhamento dinâmico do solo (G_{din})

De acordo com a literatura, em uma análise dinâmica, o parâmetro do solo que tem um maior peso sobre os resultados e também o de mais difícil avaliação, pela sua grande variação, é o módulo de cisalhamento dinâmico (G_{din}). O valor desse módulo pode reduzir mais de dez vezes ao passar de uma amplitude de deformação cisalhante de $10^{-3}\%$ para 1% .

A obtenção do módulo de cisalhamento dinâmico do solo pode ocorrer por meio de ensaios de campo ou ensaios de laboratório.

As principais técnicas de ensaios de campo são capazes de produzir no terreno somente deformações cisalhantes menores do que $10^{-3}\%$. Determinam portanto, apenas o valor de $G_{din,máx}$, que é o módulo de cisalhamento dinâmico máximo do solo, associado a pequenas deformações cisalhantes.

Segundo MACHADO (2010), os ensaios dinâmicos de campo não são simples nem baratos, sendo o emprego de correlações empíricas para a determinação dos parâmetros do solo usual, principalmente para fundações de menor custo.

A Tabela 1 relaciona os principais ensaios disponíveis para a determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos, bem como as faixas potenciais de deformação nas quais eles podem ser utilizados. MACHADO (2010) comenta todos os tipos de ensaios dinâmicos (de laboratório e de campo) descritos na Tabela 1.

Na falta dos referidos ensaios, que geralmente não são realizados devido aos custos e falta de especialização, muitos estudos foram realizados para correlacionar os valores de velocidade das ondas de cisalhamento (V_s) ou o módulo de cisalhamento dinâmico (G_{din}) a outros parâmetros do solo facilmente disponíveis, como o N_{SPT} (HANUMANTHARAO e RAMANA, 2008).

Como em muitos países o ensaio SPT continua a ser a técnica de investigação do subsolo mais utilizada por engenheiros geotécnicos, apresenta-se duas correlações com o N_{SPT} e parâmetros dinâmicos do solo.

A relação entre a velocidade de ondas cisalhantes (V_s) e N é frequentemente expressa da seguinte forma:

$$V_s = AN^B \quad (52)$$

onde A e B são coeficientes de correlação e N pode representar N_{SPT} ou N_{60} .

As correlações inicialmente feitas entre V_s e N podem também ser usadas para estimar G_{din} , se for assumido que uma leve variação do peso específico do solo não influencia o valor estimado. A relação do módulo de cisalhamento dinâmico com o número de golpes do ensaio de penetração é do tipo (COSTA, 2013):

$$G_{din} = aN^b \quad (53)$$

onde a e b são coeficientes de correlação e N pode representar N_{SPT} ou N_{60} .

A correlação mais frequentemente citada e utilizada foi proposta por OHSAKI e IWASAKI (1973), relacionando G_{din} ao número de golpes N_{60} do ensaio SPT.

$$G_{din} = 11500N^{0,8} \quad (54)$$

onde G_{din} é obtido em kPa.

Tabela 1 – Ensaio utilizados para determinação do módulo de cisalhamento dinâmico do solo G_{din} , (adaptado de HACHICH e BARROS, 1996).

Tipo de Ensaio	Ensaio	Princípio da Técnica	Faixa de deformação para a qual G_{din} pode ser medido (%)
Ensaio de Campo	<i>Crosshole</i>	Determinação da velocidade de propagação da onda de cisalhamento V_s	$\approx 10^{-4}$
	<i>Downhole</i>		
	<i>Uphole</i>		
	Piezocone Sísmico		
	Refração Sísmica		
	Vibração em Regime Estacionário	Determinação da velocidade de propagação da onda de Rayleigh V_R	
	Análise Espectral de Ondas (SASW)		
	Ensaio Pressiométrico	Determinação da curva tensão-deformação (ciclo de histerese)	$\approx 10^{-1}$

Ensaio de Laboratório	Coluna Ressonante	Determinação da velocidade da onda de cisalhamento V_s	10^{-4} a 10^{-2}
	<i>Bender Elements</i>		10^{-4}
	Cisalhamento Simples Cíclico	Determinação da curva tensão-deformação (ciclo de histerese)	10^{-2} a 1
	Triaxial Cíclico		
	Torcional Cíclico	Determinação de V_s (coluna ressonante) e ciclo de histerese (torcional cíclico)	10^{-4} a 1
Coluna Ressonante e Torcional Cíclico Combinados			

MACHADO (2010) adotou duas metodologias de obtenção do G_{din} em seu trabalho de pesquisa, onde o parâmetro do solo foi determinado indiretamente através de correlações com os ensaios SPT e diretamente a partir do ensaio *Crosshole*. O perfil geotécnico avaliado apresentava camada superficial com presença de pedregulhos, camada intermediária composta por argila siltosa mole e areia fina, e uma camada resistente abaixo, composta de fragmentos de rocha alterada. A Figura 23 indica a relação do N_{SPT} com a profundidade, no trabalho realizado por MACHADO (2010), já a Figura 24 indica a relação do módulo de cisalhamento dinâmico (G_{din}) com a profundidade, do mesmo trabalho de pesquisa.

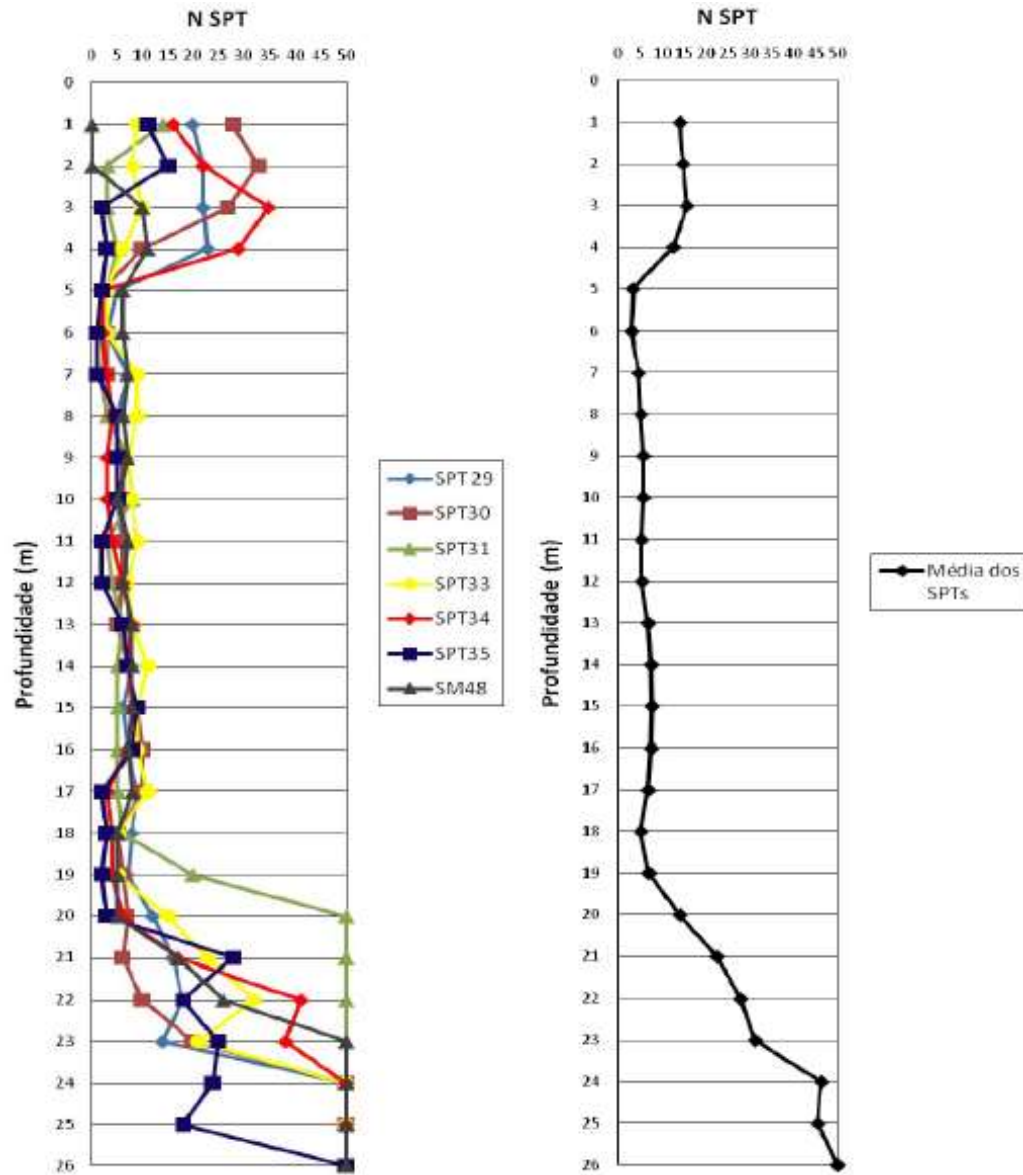


Figura 23 – Gráficos N_{SPT} x Profundidade, (MACHADO, 2010).

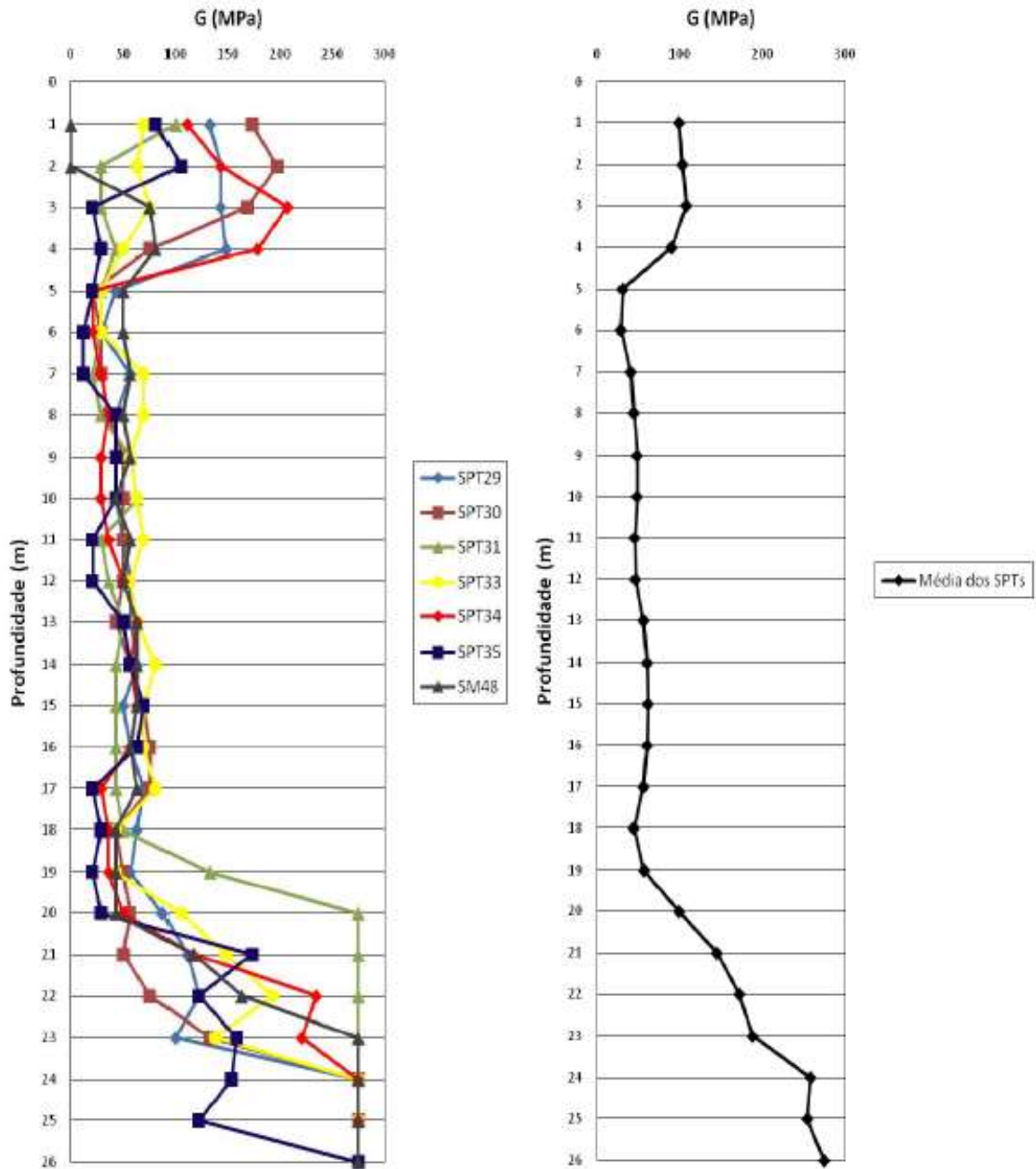
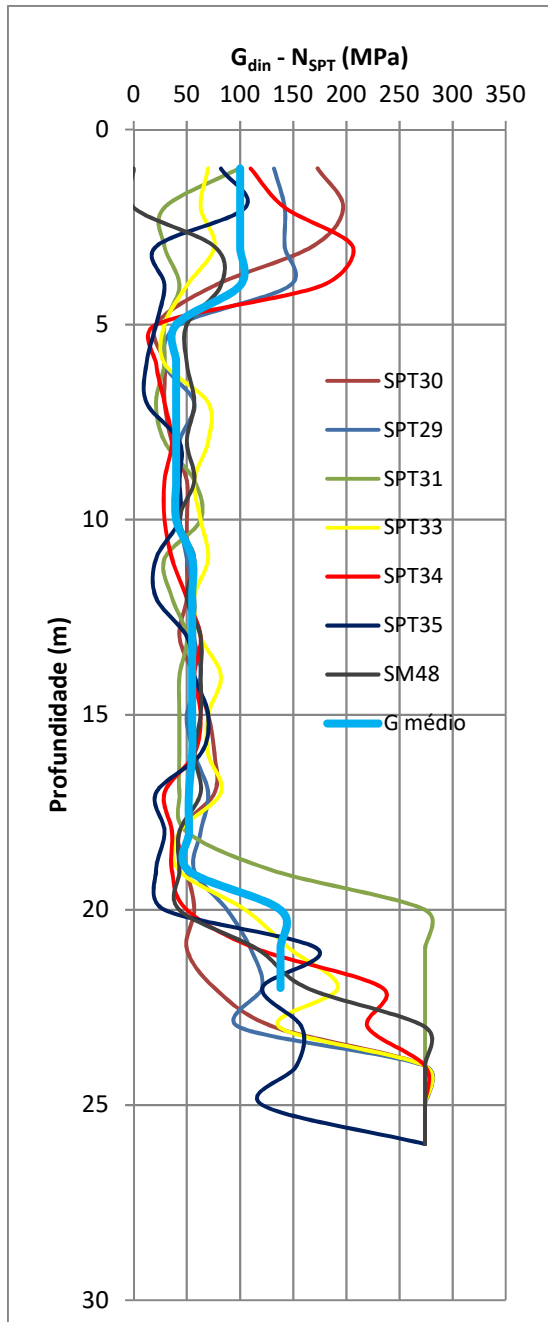
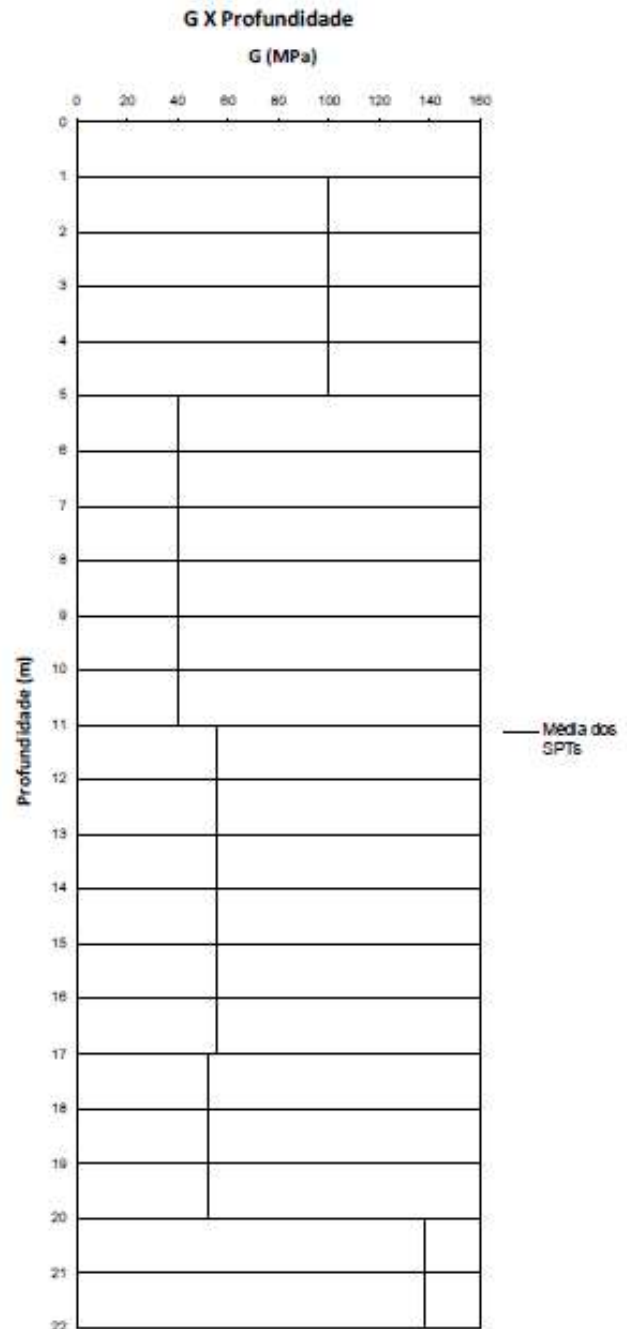


Figura 24 - Gráficos G x Profundidade, (MACHADO, 2010).

Para concluir a interpretação dos ensaios de obtenção indireta do módulo de cisalhamento dinâmico, um gráfico foi apresentado por MACHADO (2010), (Figura 25b), mostrando o valor médio de G_{din} por camada de solo, considerando as camadas do perfil padrão estipuladas anteriormente. O gráfico da Figura 25 (a), elaborado pela autora da presente dissertação, mostra os valores de G_{din} por metro de profundidade, correspondente a cada sondagem, comparado com os valores médios por camada.



(a)



(b)

Figura 25 – (a) Gráfico $G_{din,SPT}$ e $G_{médio}$ x Profundidade; (b) $G_{médio, SPT}$ x Profundidade (MACHADO, 2010)

De acordo com o gráfico referente aos resultados dos ensaios *Crosshole* (Figura 26a), pode-se notar que para os três ensaios (CH1, CH2 e CH3) as variáveis se comportam de forma similar dos 6 até os 16 metros de profundidade. Contudo, houve uma diferença bastante significativa na ordem de grandeza dos valores das

variáveis para as camadas iniciais e finais de solo estudado por MACHADO (2010), e por isso foi considerado somente o ensaio CH3 para efeito de estudo.

O gráfico da Figura 26 (b) apresenta o valor do módulo de cisalhamento dinâmico médio por camada de solo, considerando o perfil padrão estipulado por MACHADO (2010).

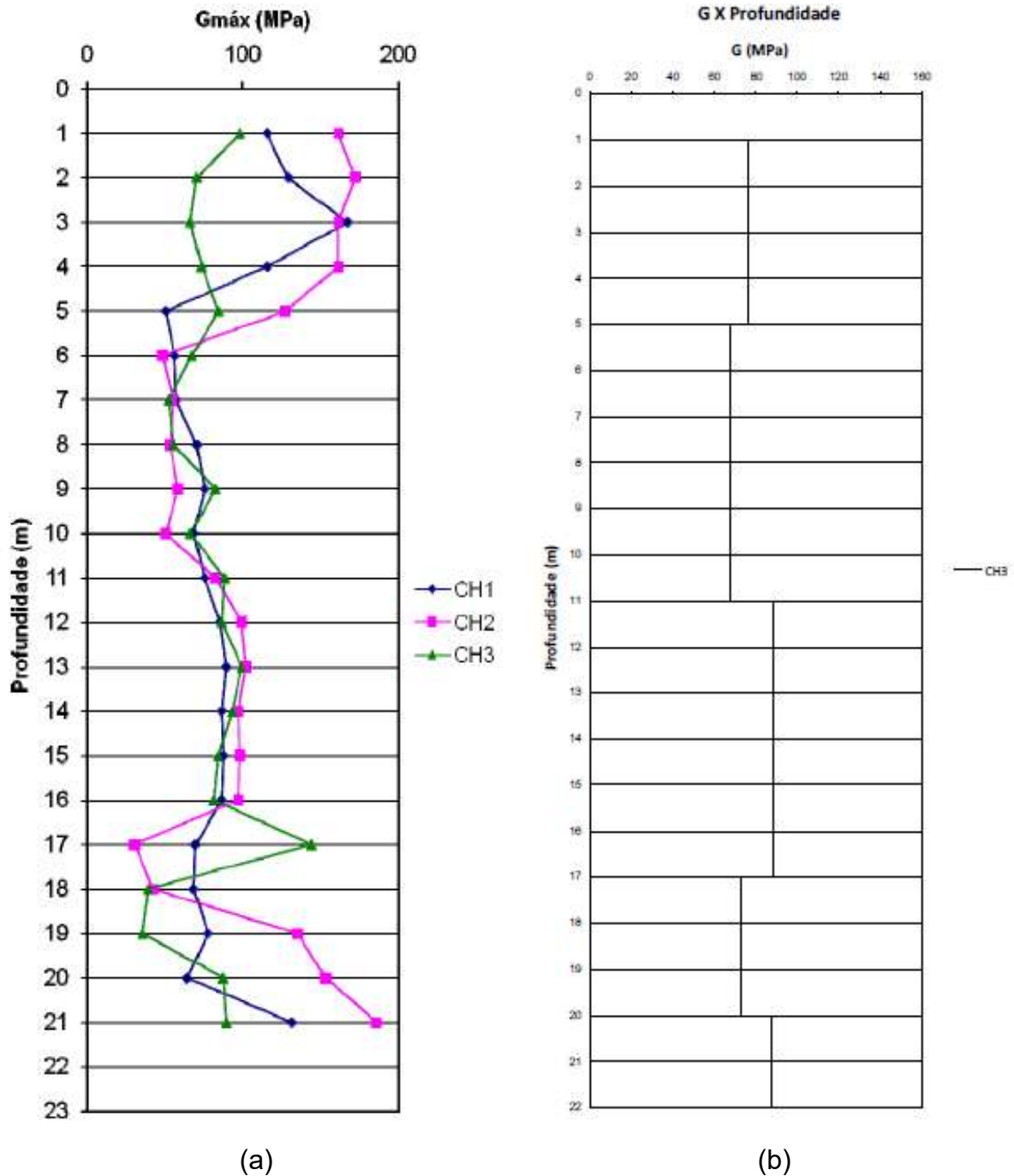


Figura 26 – (a) $G_{\text{din, CH}}$ x Profundidade; (b) $G_{\text{médio, CH}}$ x Profundidade (MACHADO, 2010)

O gráfico da Figura 27, elaborado pela autora da presente dissertação, mostra os valores de $G_{\text{máx}}$ por metro de profundidade, correspondente a cada ensaio *Crosshole*, comparado com os valores médios do ensaio CH3 por camada.

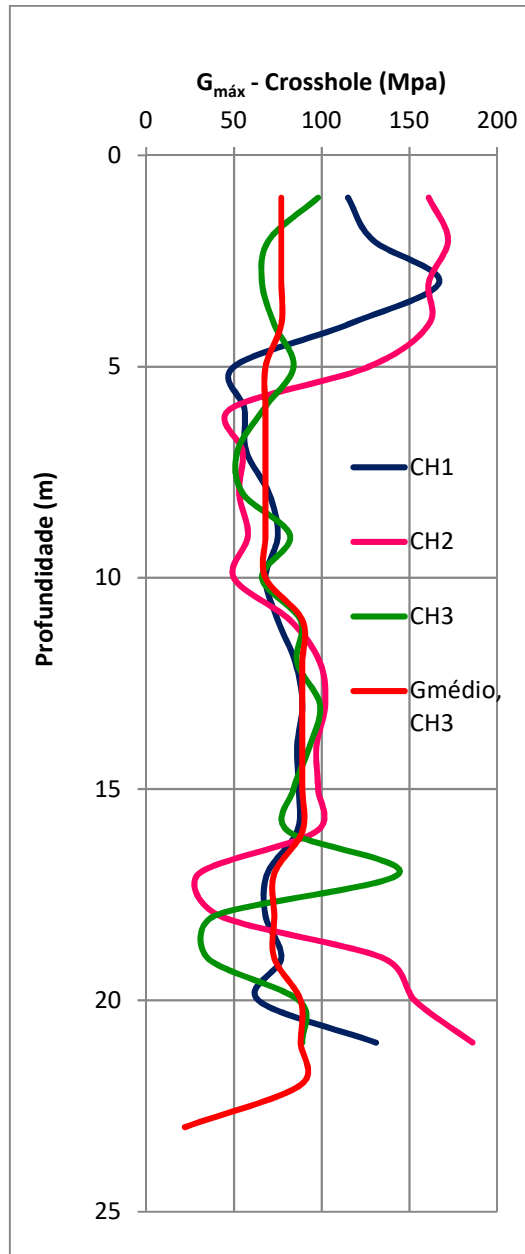


Figura 27 - Gráfico $G_{\text{din,CH}}$ e $G_{\text{médio}}$ x Profundidade

MACHADO (2010) notou que para as camadas isentas de pedregulhos e fragmentos de rocha houve uma relação aproximada entre as duas formas de obtenção do parâmetro, onde o valor de $G_{\text{médio,SPT}}$, obtido através de correlações com o ensaio SPT, variou de 60% a 70% de $G_{\text{din,CH}}$, obtido através do ensaio de

campo *Crosshole* (ver Figura 28). Já para as camadas com formação de pedregulhos e fragmentos de rocha, observou que os valores foram superiores quando obtidos indiretamente pelos ensaios SPT. Para estas camadas, a diferença entre os valores de G_{din} obtidos pelos ensaios SPT e *Crosshole* foram maior quanto mais resistente foi a composição solo/rocha. Entretanto, a diferença entre os valores de G_{din} não teve influência nos resultados do caso analisado.

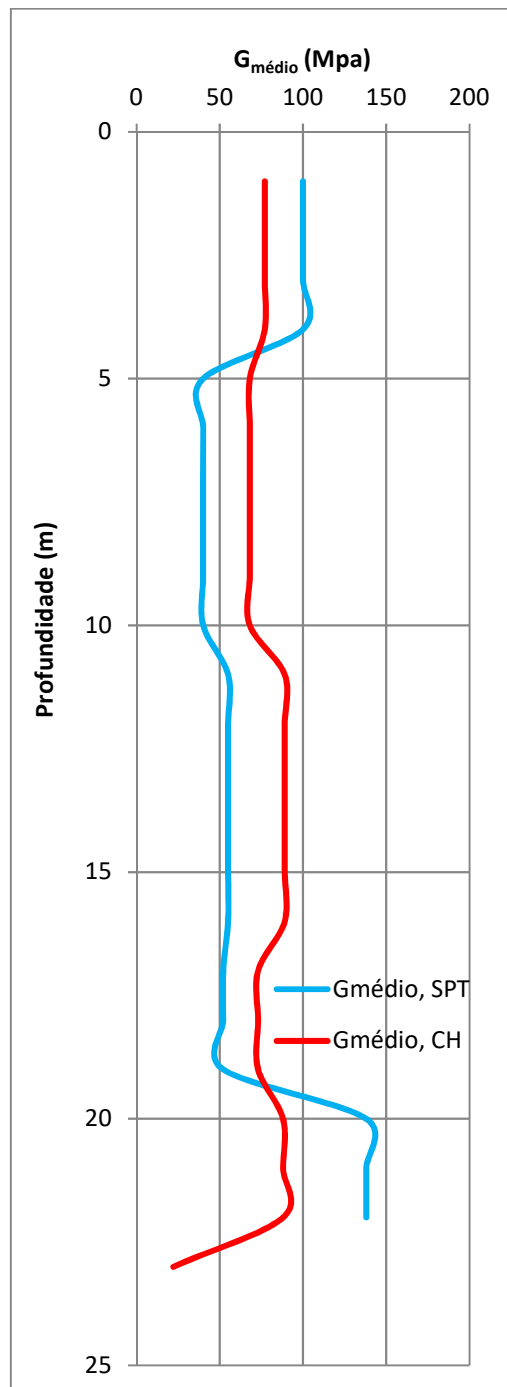


Figura 28 - Gráfico $G_{médio}$, (SPT e CH3) x Profundidade

Por ser considerado o mais confiável e o mais empregado para a determinação *in situ* do módulo de cisalhamento dinâmico do solo, o ensaio *Crosshole* será descrito no Item 6.1.2.

Para entender o princípio das técnicas empregadas da maioria desses ensaios, a seguir é feito um breve resumo sobre ondas elásticas (ou ondas mecânicas).

5.1.1. Ondas elásticas

Quando o equilíbrio estático de um corpo é vencido, pela aplicação ou variação repentina de uma força, a propagação da tensão e da deformação, partícula a partícula, se dá sob a forma de ondas elásticas.

Existem dois “grupos” de ondas elásticas, que são classificados quanto as suas características de propagação no meio. As chamadas ondas de corpo ou de volume, que se propagam no interior da matéria, podendo ser de dois tipos: ondas primárias (ou de compressão) e ondas secundárias (ou de cisalhamento). E as chamadas ondas de superfície, que se propagam na superfície dos corpos, e são conhecidas como: ondas de Rayleigh e ondas de Love.

Ondas Longitudinais

Também conhecidas como ondas de compressão ou primárias (ondas *P*), são capazes de atravessar materiais sólidos e líquidos. Sendo a onda de corpo mais rápida, são sempre os primeiros eventos a serem detectados.

Durante a passagem de uma onda compressional, as partículas do corpo vibram na mesma direção da propagação da onda (Figura 29).

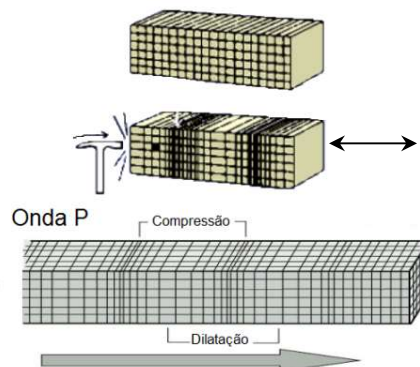


Figura 29 – Representação esquemática da propagação (direção de propagação e movimento da partícula) da onda *P*, (adaptado de LIMA JUNIOR, 2007).

Ondas Transversais

As ondas transversais são também conhecidas como ondas de cisalhamento ou secundárias (ondas *S*). Durante a passagem das ondas cisalhantes, as partículas do corpo vibram perpendicularmente em relação a direção de sua propagação. Dependendo da direção de vibração da partícula são ainda denominadas *SV* (movimento da partícula no plano vertical) ou *SH* (movimento da partícula no plano horizontal). As ondas *S* não se propagam através dos líquidos.

Segundo BARROS (1997), como a água não apresenta resistência ao cisalhamento, a determinação da velocidade (V_s) da onda cisalhante, representada na Figura 30, permite uma avaliação direta do módulo de cisalhamento dinâmico do solo, mesmo quando saturado.

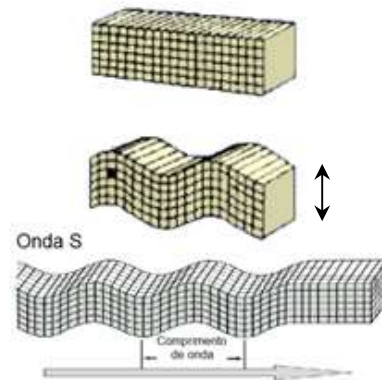


Figura 30 – Representação esquemática da propagação (direção de propagação e movimento da partícula) da onda *S*. (adaptado de LIMA JUNIOR, 2007)

Ondas de Superfície

Resultam de interações das reflexões e refrações das ondas de corpo e nas interfaces entre camadas de diferentes densidades, na superfície do terreno.

As ondas de Rayleigh (ondas *R*), são produzidas por interação das ondas *P* e *SV* na superfície da Terra. Ondas *SV*, como explicado anteriormente, são ondas de cisalhamento onde o movimento das partículas se dá no plano vertical.

Nas ondas de Rayleigh as partículas vão se deslocar verticalmente com um movimento elíptico e retrógrado (vibração se dá no sentido contrário a propagação da onda). As ondas *R* tem velocidade de propagação ligeiramente inferior às ondas *SV*.

As ondas de Love (ondas L), são produzidas por interação das ondas SH (ondas de cisalhamento onde o movimento das partículas se dá no plano horizontal) com camadas superficiais de formações estratificadas. As partículas vão vibrar horizontalmente e na direção perpendicular ao sentido de propagação da vibração. São ligeiramente mais rápidas que as ondas R (Figura 31).

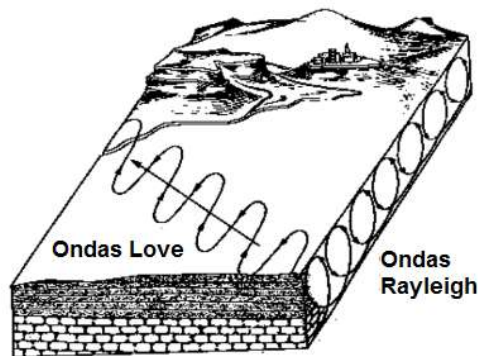


Figura 31 – Representação esquemática da propagação (direção de propagação e movimento da partícula) das ondas de superfície,
 (<http://www.geologia.ufpr.br/graduacao/geofisica2007/ondassismicas-aula1.pdf>).

Velocidades de propagação das ondas

Em um meio elástico infinito, a velocidade de propagação das ondas de compressão é dada por

$$V_P = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (55)$$

onde (E) é o módulo de deformabilidade do solo (ou de elasticidade, apesar de estar errado conceitualmente), (ν) o coeficiente de Poisson do solo, (ρ) a massa específica e (E_{oed}) é o módulo confinado do solo (oedométrico).

Vale ressaltar que é incorreto definir parâmetros únicos de deformabilidade para o solo, uma vez que E varia com o nível de tensões de confinamento e de tensão axial. Mas na maioria dos casos, admitem-se valores constantes de E para intervalos de tensões específicos.

Já a velocidade de propagação, em um meio elástico infinito, de ondas de cisalhamento é dada por

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (56)$$

onde (G) é o módulo de cisalhamento do solo, (ρ) é a massa específica, (E) é o módulo de deformabilidade do solo e (ν) o coeficiente de Poisson.

Obtendo-se a relação entre as velocidades de propagação de ondas P e S , na equação (57) se verifica que $V_p \geq V_s\sqrt{2}$.

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \quad (57)$$

Apesar das ondas primárias possuírem uma velocidade de propagação maior que as ondas secundárias, essas por sua vez possuem, usualmente, amplitudes maiores que as primárias.

5.1.2. Ensaio Crosshole

Apesar de utilizado desde a década de 1980 no Brasil (HACHICH e BARROS, 1996), não há normalização ABNT para esse ensaio. Ele é normalizado pela D4428 (ASTM/2007), que apresenta duas maneiras de realizá-lo no que diz respeito à preparação do furo, uma chamada de método preferencial e outra denominada método opcional.

O método preferencial é utilizado quando se necessita de resultados de alta qualidade para projetos de grande porte. Este deve seguir todos os procedimentos indicados pela D4428 (ASTM/2007).

O método opcional é uma alternativa para um ensaio mais simples, onde não há necessidade de um alto grau de precisão nos resultados. Neste método, nem todos os procedimentos precisam ser seguidos, no entanto, a norma alerta que os resultados deste devem ser utilizados com cautela (COSTA, 2013).

O ensaio sísmico *crosshole* é baseado em um conceito simples: gerar ondas de cisalhamento (S) e compressão (P) a profundidades de interesse e registrar o tempo de chegada delas ao mesmo nível em furos vizinhos. É comum a utilização de três furos (Figura 32). A fonte geradora das ondas deve ser rica em ondas cisalhantes (S) e pobre em ondas de compressão (P) já que as ondas S são mais

difíceis de serem identificadas. A velocidade da onda é calculada através do tempo de percurso da onda e a distância entre os furos.

Vale ressaltar que em um ensaio *crosshole* o amostrador SPT pode ser usado como fonte da onda sísmica, o que possibilita a verificação do material extraído da sondagem.

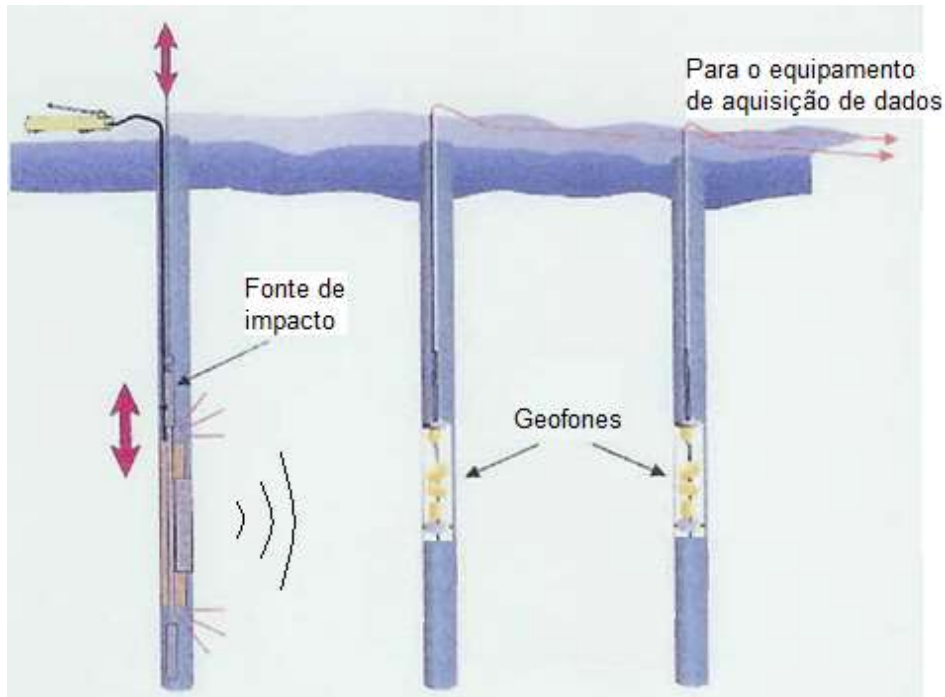


Figura 32 – Configuração de campo para o ensaio *crosshole*, (adaptado de <http://www.conetec.com/Content/images/XHsetup.jpg>).

Atualmente, vem tendo grande aceitação a medição da velocidade de propagação de ondas através do ensaio CPTu dinâmico, onde sensores na ponteira do equipamento permitem medir o tempo de propagação desde o impacto, à superfície, até o sensor.

5.2. Massa específica do solo (ρ)

A massa específica adotada é a massa específica natural do solo, pois é a que estará de fato submetida às vibrações.

Na presente dissertação, por falta de ensaios, adotou-se correlações com o N_{SPT} para a obtenção do peso específico do solo γ (kN/m^3), onde a massa específica é dada por $\rho = \gamma/g$, sendo $g = 9,8\text{m/s}^2$.

5.3. Coeficiente de Poisson do solo (ν)

A partir do ensaio sísmico *crosshole*, pode-se obter o valor do coeficiente de Poisson através da equação (58) (FANG, 1990):

$$\nu = \frac{1}{2} \frac{(V_P^2 - 2V_S^2)}{(V_P^2 - V_S^2)} \quad (58)$$

onde,

V_P – velocidade das ondas de compressão (P)

V_S – velocidade das ondas de cisalhamento (S)

Reescrevendo as equações (55) e (56) em termos da massa específica do solo, tem-se:

$$\rho = \frac{E}{V_P^2} \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (59)$$

$$\rho = \frac{E}{2V_S^2(1 + \nu)} \quad (60)$$

Ao igualar as equações e colocando o coeficiente de Poisson em evidência, chega-se a equação (58).

Na falta desses ensaios, adotam-se valores tabelados, que correlacionam os valores deste parâmetro com o tipo de solo.

Tabela 2 – Coeficiente de Poisson (PETROBRAS N-1848/08)

Tipo de Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Argila saturada	0,45 – 0,50
Argila parcialmente saturada	0,35 – 0,45
Areia densa ou pedregulho	0,40 – 0,50
Areia medianamente densa ou pedregulho	0,30 – 0,40
Silte	0,30 – 0,40

5.4. Módulo de deformabilidade do solo (E)

Em uma curva tensão-deformação típica de um solo carregado sob compressão axial, observa-se que não há geralmente proporcionalidade entre tensão e deformação (σ e ε), e que, portanto, aos solos não se aplica a elasticidade linear. Consequentemente, quando as solicitações no solo são removidas, as deformações geralmente não são reversíveis, não apresentando um comportamento típico de material elástico.

A não linearidade da relação tensão-deformação nos solos deve ser objeto de consideração na maioria das análises, entretanto, como exposto no início do presente capítulo, certas solicitações dinâmicas geram deformações tão pequenas, e estão tão distantes de causar ruptura na massa de solo, que o comportamento tensão-deformação pode ser tratado como linear elástico.

Para fins práticos, o solo geralmente é adotado como um material isotrópico, onde o módulo de cisalhamento (G), o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de *Poisson* (ν) relacionam-se pela expressão:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (61)$$

Caso haja resultados do ensaio *crosshole*, da teoria de propagação tridimensional de ondas:

$$G = \rho V_S^2 \quad (62)$$

substituindo (62) em (61) têm-se:

$$E = 2\rho V_S^2(1 + \nu) \quad (63)$$

5.5. Fator de correção

Como os equipamentos utilizados e a metodologia de execução de um ensaio SPT ao redor do mundo são diferentes, a energia desprendida para o ensaio também acaba sendo diferente. Consequentemente, a resistência dinâmica de um mesmo solo será distinta em cada sondagem realizada. Por isso se torna essencial a padronização no número de golpes N_{SPT} , viabilizando a comparação das correlações de diferentes países.

Vários autores têm estudado a questão da energia nos sistemas SPT (e.g., DE MELLO, 1971, KOVACS ET AL., 1977 e BELINCANTA, 1985).

Segundo VELLOSO e LOPES (2002), no Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação da queda do martelo, enquanto nos EUA e Europa o sistema costuma ser mecanizado.

De acordo com a literatura, a energia aplicada no ensaio realizado no Brasil é em torno de 72% da energia teórica, 478 J (massa do martelo 65 kg caindo de uma altura de queda de 750mm). Já nos sistemas americanos e europeus, os quais comumente utilizam equipamentos mecanizados de queda do martelo, confere-se ao conjunto uma energia de cravação de 60% da energia teórica.

Segundo ODEBRECHT (2003), os estudos de determinação da transferência de energia para os equipamentos nos EUA, apontam como energia média transferida à haste o valor de 55% em comparação com energia nominal J (massa do martelo 63,5 kg caindo de uma altura de queda de 762mm). Para SEED et al. (1985), o valor de 60% é mais adequado visto que a maioria dos martelos em utilização nos Estados Unidos é o *Safety Hammer*, que transfere uma energia média em relação a nominal de 60%. Além disso, a energia média transferida à haste com martelos utilizados em outras regiões do mundo é também de 60% na energia teórica. Com base nessa observação, sugere-se a correção do valor medido de N_{SPT} em um valor de referência N_{60} . Essa recomendação é adotada e apresentada no clássico trabalho de SKEMPTON (1986), a partir do qual a correção de N para N_{60} passa a ser recomendada à prática da engenharia geotécnica mundial. E em 1989, a ISSMFE (*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*) estabeleceu 60% da energia potencial teórica como a referência internacional. Ou seja, uma vez realizado o ensaio SPT, o valor de N deve ser convertido para N_{60} , através da expressão

$$N_{60} = N \frac{E}{E_{60}} \quad (64)$$

onde E é a energia real aplicada ao amostrador, correspondente a N , e E_{60} corresponde a 60% da energia potencial teórica.

Portanto, a padronização do número de golpes N_{SPT} é essencial para viabilizar a comparação das correlações de diferentes países. Assim sendo, é determinado o valor de N_{60} a partir dos fatores de correção ($C_{adotado}$) obtidos a partir da média dos valores sugeridos por Decourt et al. (1989). Para os países que não

constam do trabalho de DECOURT et al. (1989), adotou-se o fator de correção igual a 1 (Tabela 3).

Na Tabela 3 é possível observar que DECOURT et al. (1989), propôs um fator de correção ($C = \frac{E}{E_{60}}$) no valor de 1,20, baseado nos 72% de eficiência do sistema brasileiro. Porém alguns autores chegaram a um valor médio desse fator, baseado em medidas de energia realizadas em equipamentos utilizados rotineiramente no Brasil, de $C=1,37$, chegando a expressão (CAVALCANTE, 2002):

$$N_{60} = 1,37N_{SPT} \quad (65)$$

Tabela 3 – Fatores de correção $C_{adotado}$ – (adaptado de DECOURT et al, 1989)

	Tipo de martelo	Mecanismo	Eficiência (%)	C_i	$C_{adotado}$
Argentina	Donut	Rope-cathead	45	0,75	0,75
Brasil	Pinweight	Manual	72	1,20	1,20
China	Donut	Free-fall	60	1,00	1,00
Colômbia	Donut	Rope-cathead	50	0,83	0,83
Japão	Donut	Free-fall	85	1,40	1,265 \cong 1,27
	Donut	Rope-cathead	68	1,13	
Paraguai	Pinweight	Manual	72	1,20	1,20
Reino Unido	Donut	Free-fall	60	1,00	0,915 \cong 0,92
	Donut	Rope-cathead	50	0,83	
U.S.A.	Donut	Rope-cathead	45	0,75	1,05 \cong 1,00
	Safety	Rope-cathead	60	1,00	
	Safety	Free-fall	85	1,40	
Venezuela	Donut	Rope-cathead	43	0,72	0,72

6. ESTUDO DE CASO

O caso analisado na presente dissertação consta de um edifício em concreto armado, do Condomínio La Villete, situado na rua Professor Alfredo Gomes, 15 – Botafogo/ Rio de Janeiro, onde os moradores reclamavam de desconforto causado por vibrações propagadas na estrutura. A Figura 33 indica a localização do do Condomínio La Villete próximo à vias conhecidas no bairro de Botafogo.

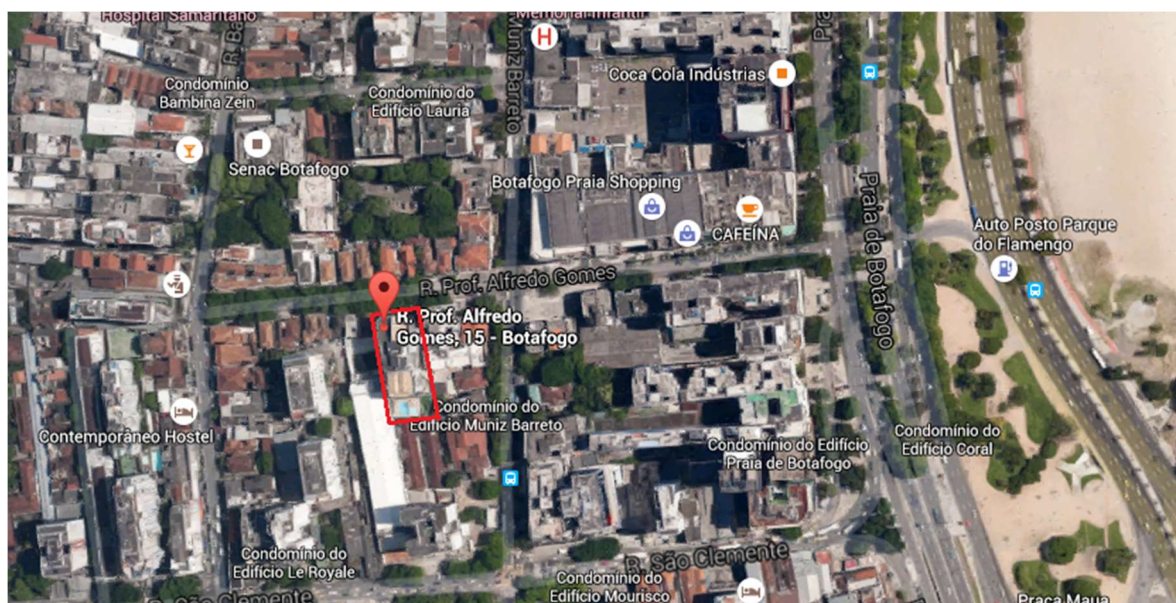


Figura 33 – Imagem aérea da localização do edifício analisado, (Google Maps).

6.1. Descrição sumária da estrutura do edifício e fundações

O Edifício foi construído todo em concreto armado, apresentando a partir do nível dos blocos de fundações, um nível de subsolo, o pavimento térreo e nove pavimentos, sendo o primeiro pavimento de uso comum (PUC), e ficando no teto do último pavimento a casa de máquinas e reservatórios d'água (vide Figura 34).

As dimensões externas do edifício são 16m x 44m, isto é, a área projetada em planta do edifício. O teto do PUC (1º pavimento) tem dimensões e componentes similares aos do teto tipo, com maiores seções transversais das vigas. O teto do 9º pavimento é semelhante aos outros tetos tipo, destacando-se a adição de vigas para apoio das caixas d'água. Em todos os tetos a espessura das lajes é de 12cm.

As fundações são constituídas de blocos de concreto armado sobre estacas metálicas: perfis de aço para trilhos ferroviários com várias seções transversais (TR57, TR50, TR45 e TR37).

No contorno, entre o nível dos blocos de fundação e o teto do subsolo, há um muro de concreto armado com 2m de altura, para contenção de terreno.

Observou-se que não há laje estrutural no piso do subsolo ou cintamento (vigas de C.A.) para travejamento horizontal dos blocos de fundações, apenas poucas cintas ligando os pilares mais centrais. Observou-se ainda a não existência de pórticos contínuos para travejamento dos pilares nas direções longitudinal e transversal, conferindo à estrutura do edifício uma flexibilidade indesejável nas duas direções ortogonais, e baixas frequências naturais de vibração.

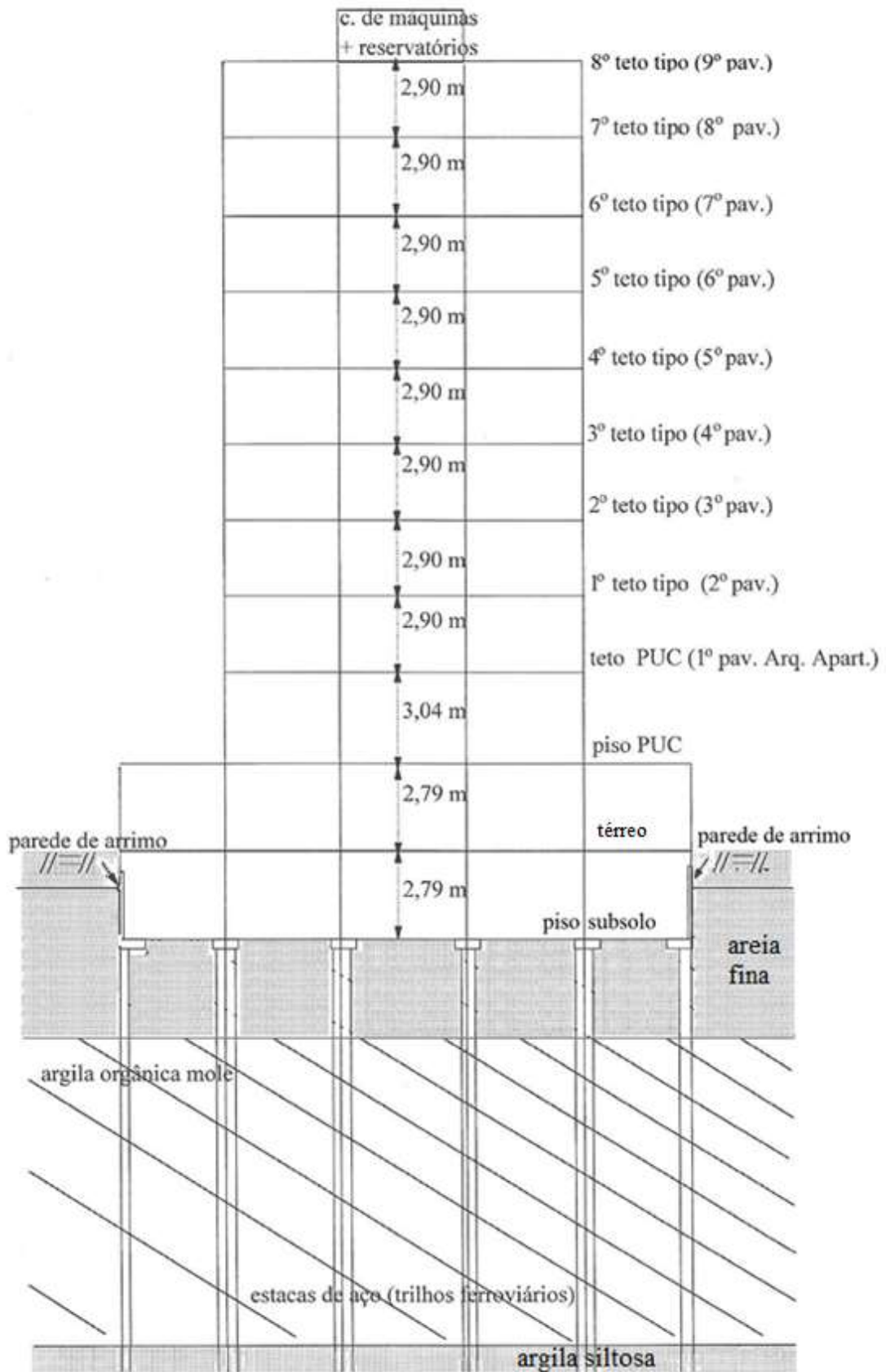


Figura 34 – Esquema estrutural/ perfil geotécnico, (BATTISTA et al, 1999/2000).

6.2. Plano de instrumentação da estrutura

A fim de determinar as características dinâmicas reais da estrutura do edifício, campanhas de medições experimentais foram realizadas pela Fundação COPPETEC (BATTISTA et al, 1999/2000), em diversos pontos da estrutura, de acelerações causadas pela propagação de ondas em solo argiloso produzidas pela ação de veículos trafegando em pavimento asfáltico irregular nas ruas adjacentes ao edifício (Muniz Barreto e São Clemente).

Foram instalados dois micro-acelerômetros junto aos pilares no piso do subsolo e quatro na cobertura, nas posições e direções indicadas nas Figuras 35 e 36.

Segundo consta nos Relatórios Técnicos da Fundação COPPETEC (BATTISTA et al, 1999/2000), as medições foram realizadas para a estrutura sob excitação do tráfego de veículos nas ruas adjacentes, nas seguintes datas e horários, em um período de quatro dias:

- Dia 13/03/2000 – Calibração dos sinais e equipamentos, por volta das 19h até 20:30h.
Primeira campanha de medição – 20:30h as 21:30h;
- Dia 13 e 14/03 – Segunda campanha de medição – Registro automático dos sinais digitalizados dos acelerômetros.
De 23h do dia 13/03 as 8h do dia 14/03;
- Dia 14/03/2000 – Terceira campanha de medições – Registro observado dos sinais e espectros de frequências.
De 21h as 0h;
- Dia 15/03/2000 – Quarta campanha de medições – Registro automático intermitente a cada 3 minutos.
De 0:30h as 8h;
- Dia 16/03/2000 – Quinta campanha de medições – Registro contínuo de todos os sinais de aceleração, por 30 minutos durante hora de intenso tráfego – por volta das 19h.

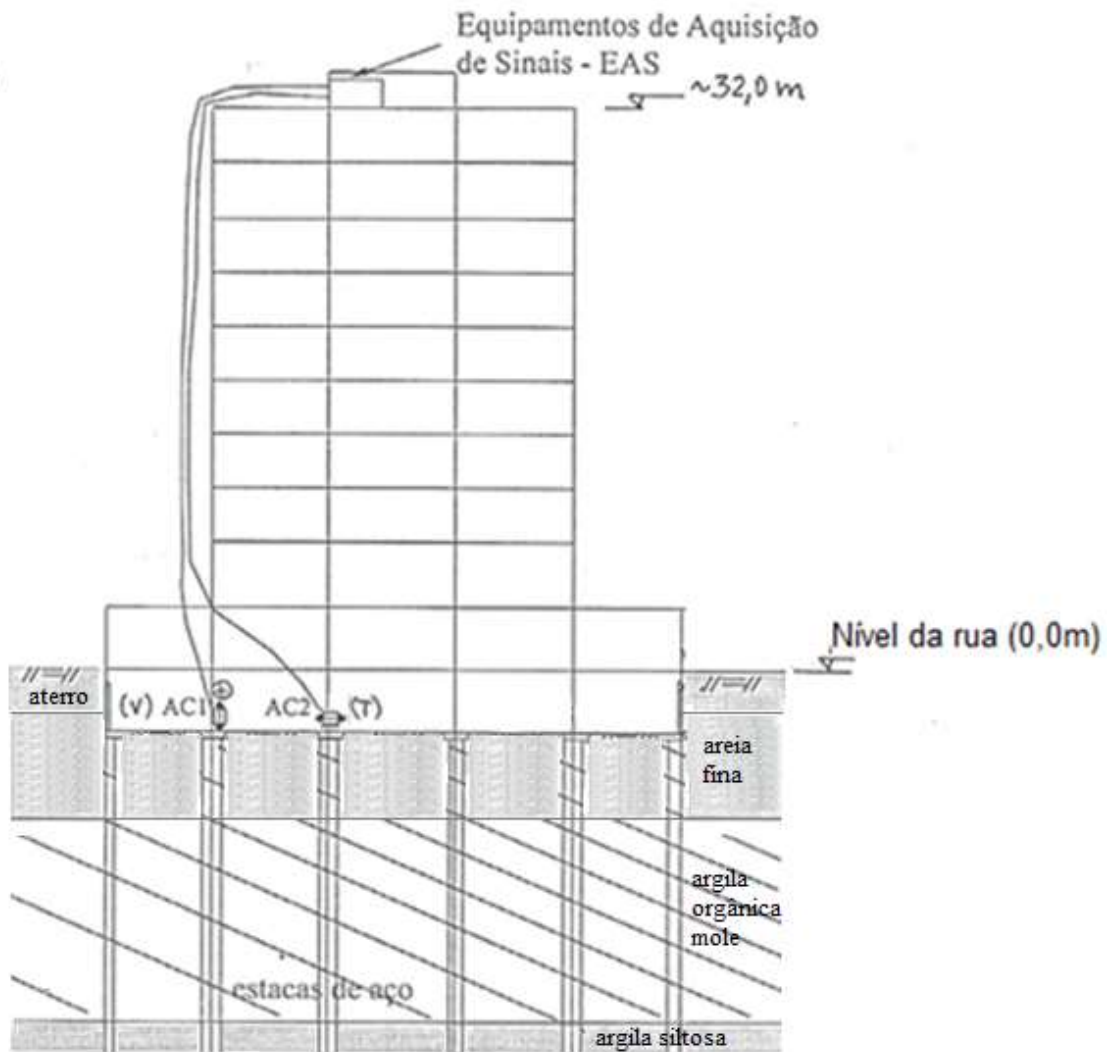


Figura 35 – Plano de instrumentação – corte transversal do edifício. Localização e direção dos acelerômetros AC1 e AC2, (BATTISTA et al, 1999/2000).

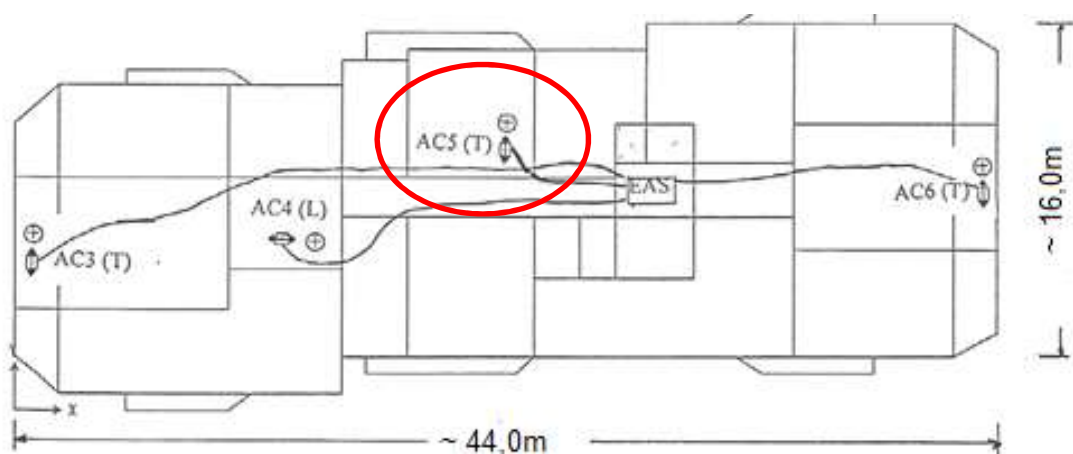


Figura 36 - Plano de instrumentação – vista em planta/ topo. Localização e direção dos acelerômetros AC3 ao AC6, (BATTISTA et al, 1999/2000).

Na Figura 36, destaca-se, em vermelho, o acelerômetro (AC5) utilizado para comparação da resposta de aceleração no topo da estrutura com a modelagem numérica.

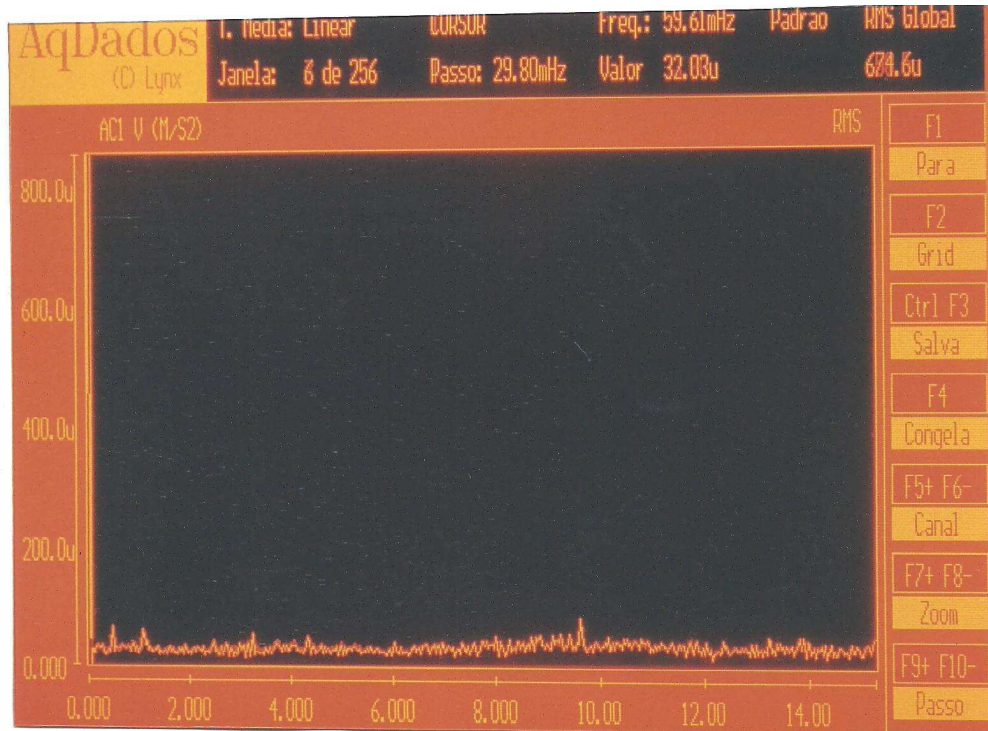
A Tabela 4 resume os valores das primeiras quatro frequências obtidas experimentalmente através do processamento dos sinais dinâmicos registrados nas várias campanhas de medições de vibração da estrutura sob excitação do tráfego de veículos nas ruas próximas ao edifício.

Esses valores de frequência de vibração foram obtidos através da aplicação da Transformada Rápida de Fourier – FFT aos sinais temporais das acelerações. O resultado da aplicação da FFT para cada sinal dos acelerômetros é o espectro de frequência, como mostram as fotos das Figuras 37 (a-b), 38 (a-b) e 39 (a-b). Essas fotos foram tiradas da tela do monitor do microcomputador utilizado para digitalização e processamento automático e simultâneo dos sinais de aceleração de todos os sensores AC1 a AC6, utilizados para monitoração dinâmica da estrutura do edifício (BATTISTA et al, 1999/2000).

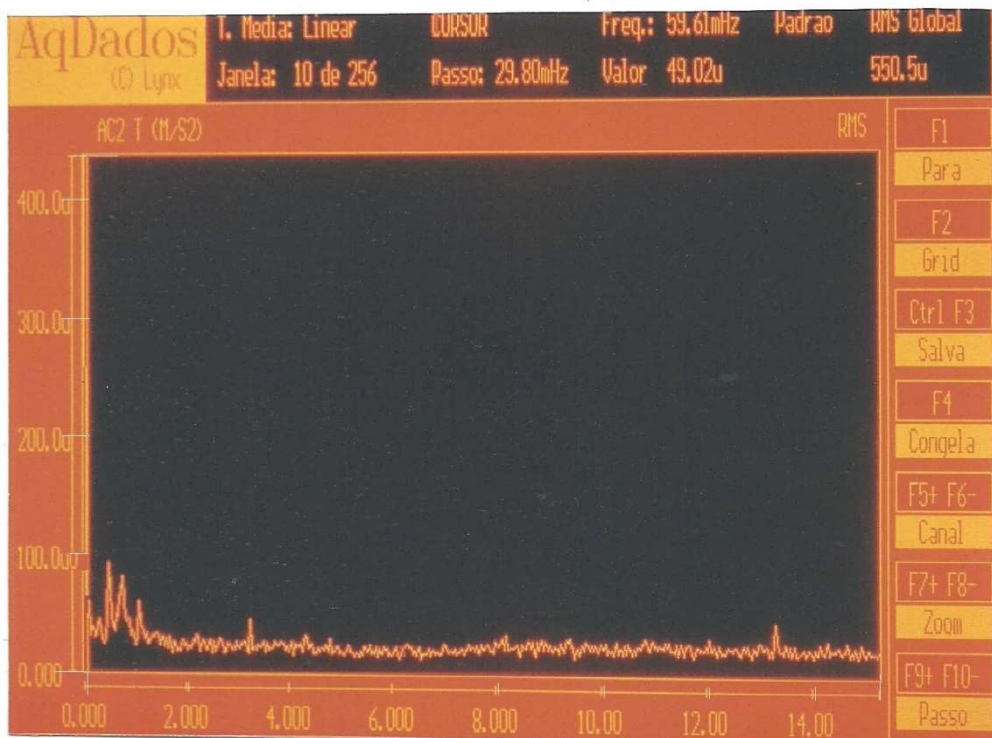
Por se tratar de uma campanha de medições antiga, realizada em março de 2000, os registros dos sinais temporais das acelerações e seus respectivos espectros de frequência (gravados em mídia digital da época: disquetes) se perderam, restando apenas fotos, que tiveram que ser tratadas pela autora por meio de técnicas de digitalização de imagens, para que pudessem ser utilizadas na comparação com os resultados numéricos obtidos no presente trabalho de pesquisa. Esses dados serão apresentados na seção 7.4.

Tabela 4 – Frequências associadas aos picos dos espectros de frequência para as acelerações medidas.

Acelerômetros		AC3	AC4	AC5	AC6
Freq. (Hz ± 0,40 Hz)	1ª (f1)	-	-	0,63	0,50
	2ª (f2)	1,07	1,07	1,00	1,04
	3ª (f3)	1,60	1,91	1,60	1,58
	4ª (f4)	1,90	2,41	2,10	1,91

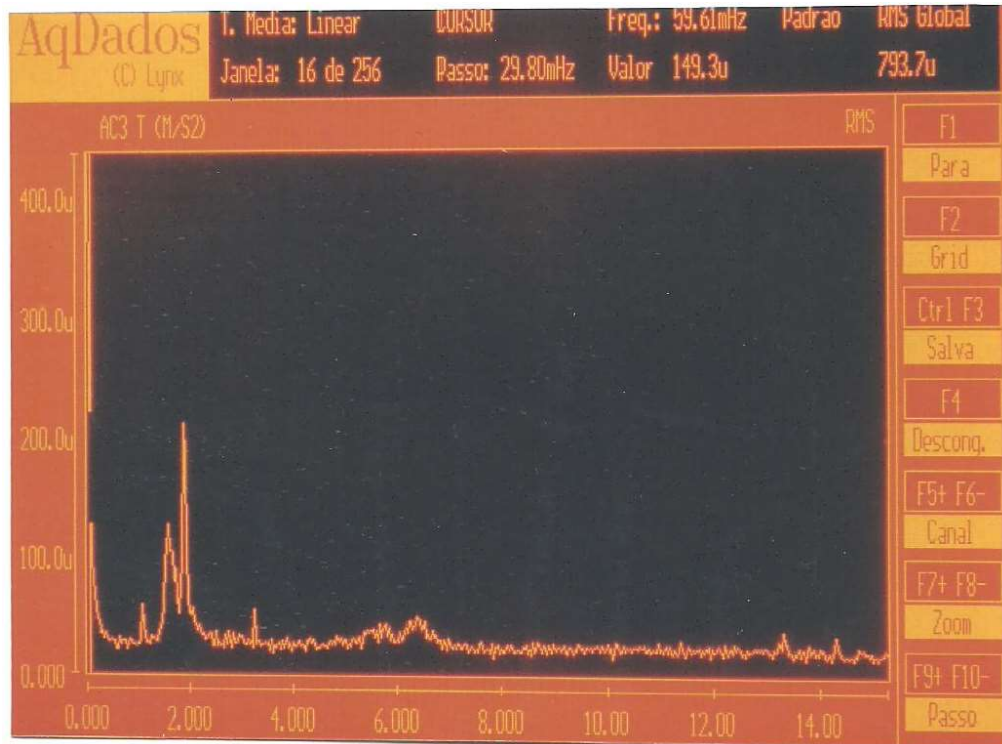


(a)

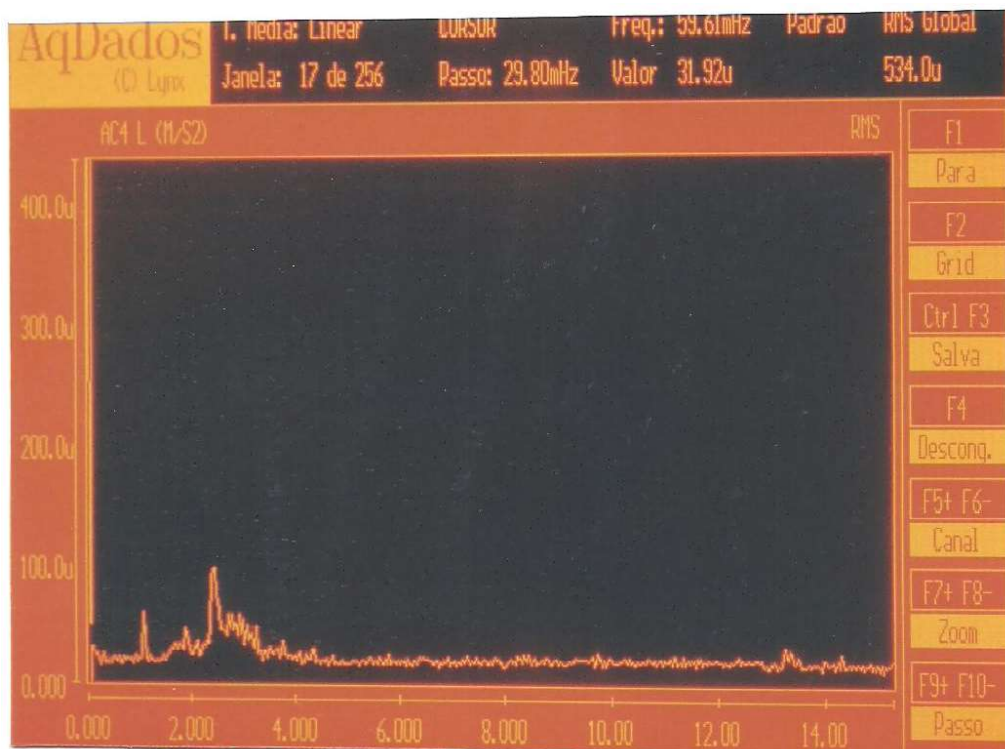


(b)

Figura 37 – Espectros de aceleração dos sinais AC1 e AC2. Valores de amplitude da aceleração multiplicados por 10^{-6} (μ), (BATTISTA et al, 1999/2000).



(a)

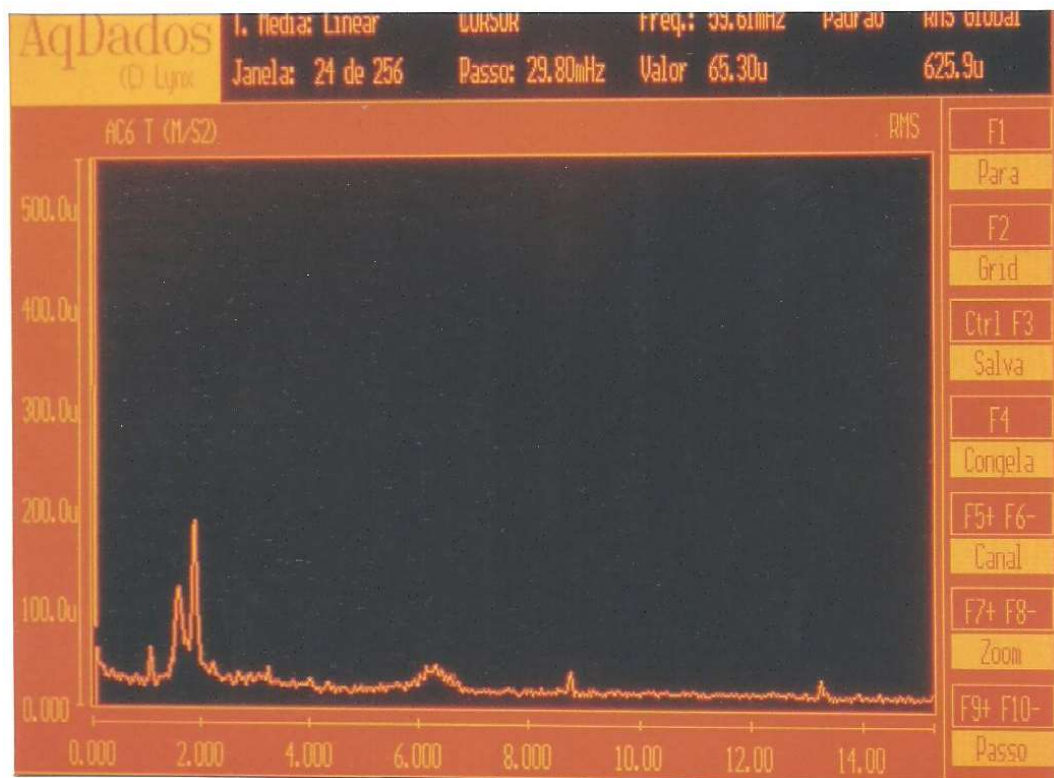


(b)

Figura 38 – Espectros de aceleração dos sinais AC3 e AC4. Valores de amplitude da aceleração multiplicados por 10^{-6} (μ), (BATTISTA et al, 1999/2000).



(a)



(b)

Figura 39 – Espectros de aceleração dos sinais AC5 e AC6. Valores de amplitude da aceleração multiplicados por 10^{-6} (μ), (BATTISTA et al, 1999/2000).

6.3. Descrição do perfil geotécnico

A partir dos boletins de onze furos de sondagem (SPT), realizados em 1990 para o projeto e construção do edifício, foi identificada uma espessa camada de argila orgânica mole a muito mole, assente sobre argila siltosa. Acima do solo compressível, observou-se uma camada de solo arenoso, e uma camada de aterro composta em grande parte por silte arenoso. A Figura 40 indica a localização dos furos de sondagem e dois cortes, onde a partir desses foram traçados dois perfis geotécnicos, conforme Figuras 41 e 42.

Os perfis geotécnicos indicam que as estacas metálicas foram cravadas, para alcançar as negas adequadas, até profundidades em torno de 30 a 35 metros, onde se encontra a camada de solo resistente.

Vale ressaltar que, em solos coesivos de baixa consistência, como é o caso da espessa camada de argila orgânica mole existente no local, as vibrações induzidas por propagação de ondas no solo por fontes de excitação impulsivas, tais como tráfego de veículos pesados, se propagam com intensidade significativa até distâncias de cerca de 100 metros, tal como observado no Relatório COPPETEC (BATTISTA et al, 1999/2000).

Ao analisar os perfis geotécnicos gerados pelas sondagens, constatou-se uma homogeneidade das camadas do solo local, com pequenas variações de espessura. Portanto, adotar-se-á para efeito de interpretação do solo um perfil padrão, que represente da melhor maneira possível o solo estudado. O perfil dito padrão pode ser descrito a seguir:

- De 0 a 2 metros – aterro, composto em sua maioria por solo siltoso arenoso;
- De 2 a 8 metros – areia fina;
- De 8 a 21 metros – argila orgânica mole a muito mole;
- De 21 a 31 metros – argila siltosa;
- De 31 metros até limite da sondagem – silte arenoso.

O nível d'água do lençol freático variou em torno dos dois metros de profundidade a partir da cota de boca de furo das sondagens, sendo considerado, então, para fins de análise numérica a 2m de profundidade. A variação das cotas de boca de furo das sondagens foi pequena e pôde ser desprezada.

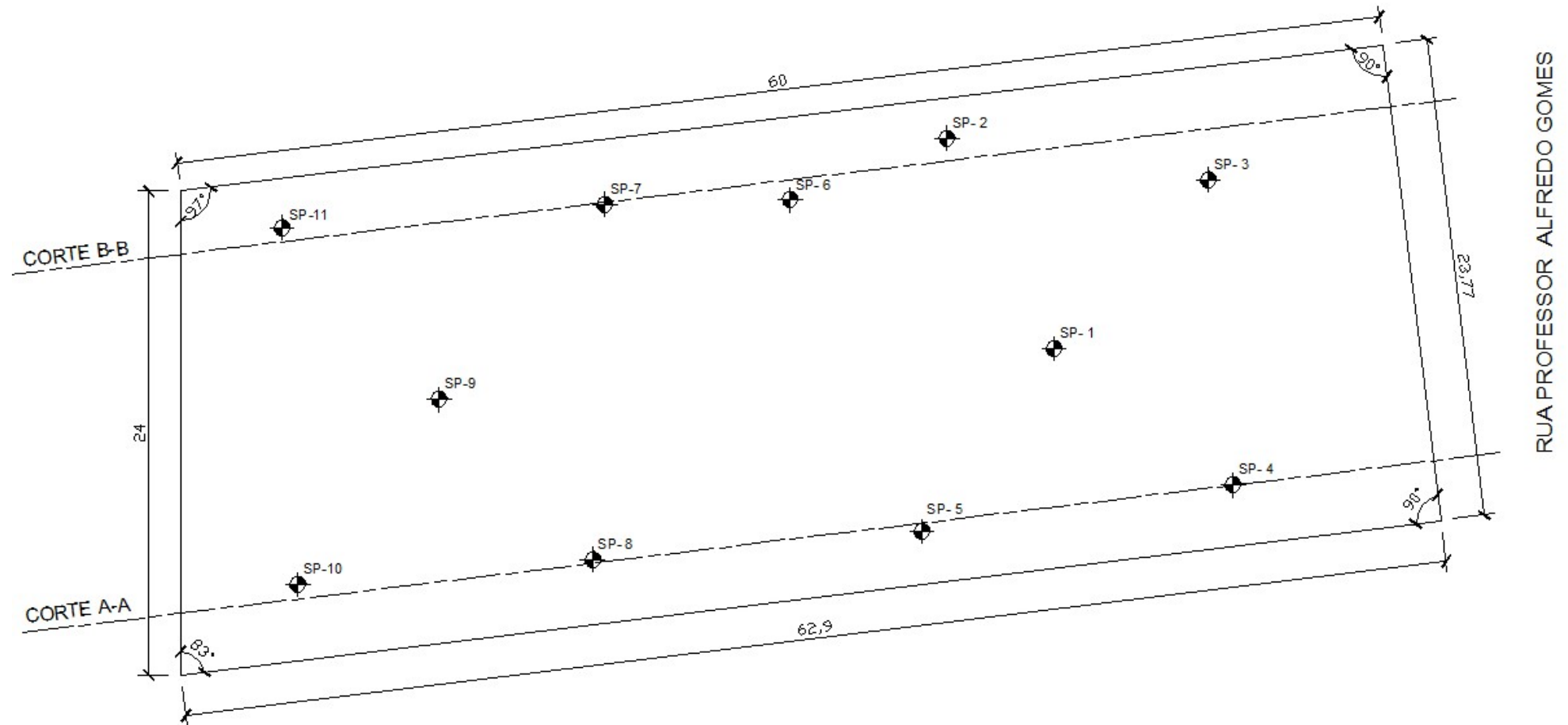


Figura 40 – Planta de localização dos furos de sondagens, com delimitação do terreno, e indicação dos cortes A-A e B-B para traço dos perfis geotécnicos. (TECNOBRÁS Engenharia LTDA)

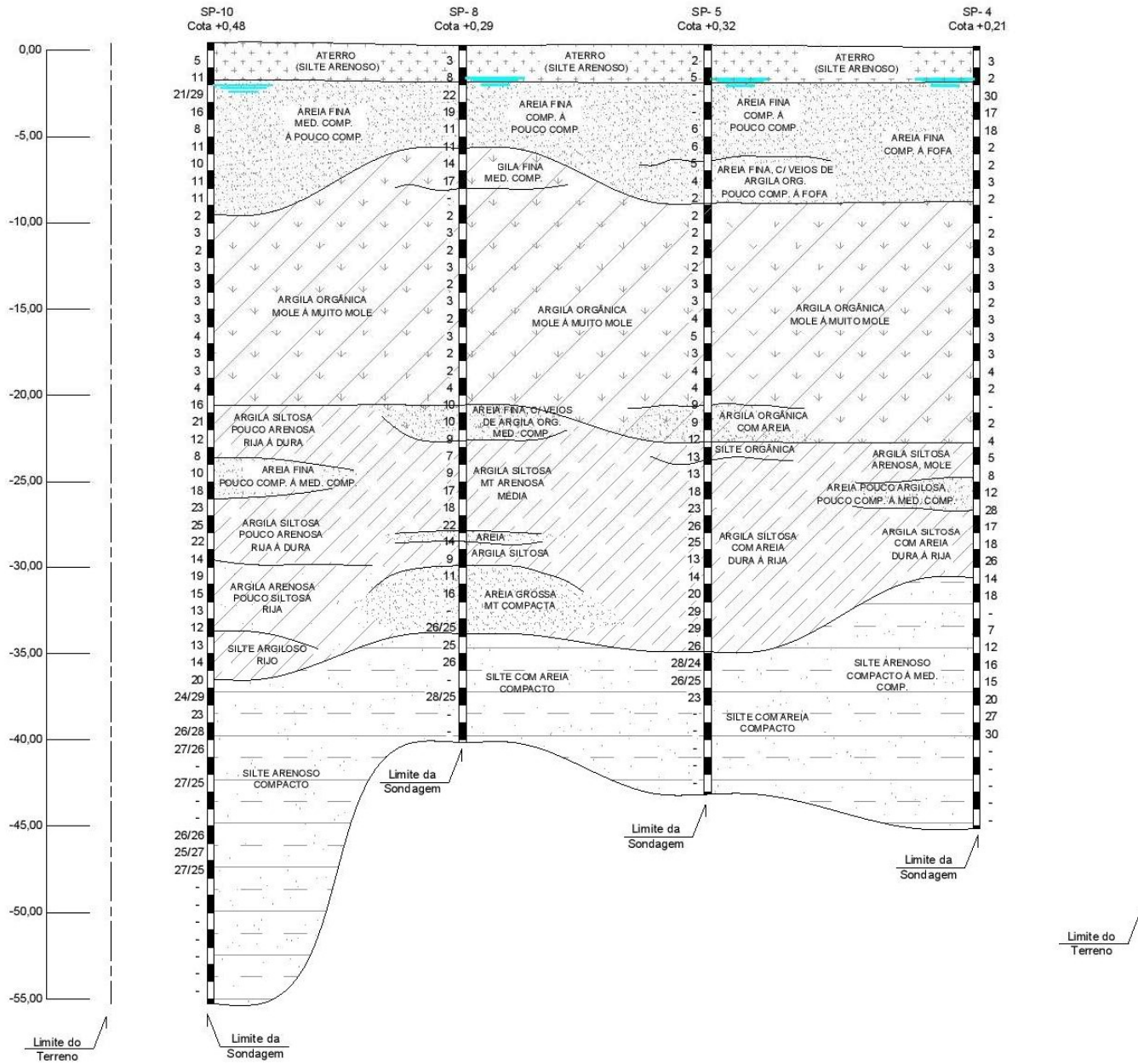


Figura 41 – Perfil geotécnico para o corte A-A.

A partir da planta de locação dos furos de sondagem (Figura 40), vale comentar que foram executadas sondagens em número suficiente para caracterizar o subsolo local, com aproximadamente 704 m² (16m x 44m). Quantidade acima do mínimo recomendado pela norma brasileira NBR 8036/83, que é de uma sondagem para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área.

Gráficos com os valores de N_{SPT} por metro de profundidade, referente aos perfis geotécnicos dos cortes A-A e B-B, e uma média de seus valores corrigidos (N_{60}) podem ser vistos nas Figuras 41 e 43, respectivamente.

O módulo de cisalhamento dinâmico do solo (G_{din}) foi obtido através de correlações com o N_{60} , equação (54), e pode ser visto nas Figuras 44 e 46, para cada furo de sondagem e posteriormente seus valores médios por profundidade, referente aos cortes A-A e B-B, respectivamente.

O coeficiente de Poisson adotado foi de 0,4 para todas as camadas, como é comum em análises dinâmicas.

Como a entrada de dados no PLAXIS se deu com o módulo de cisalhamento dinâmico do solo (G_{din}), calculado a partir de correlações com N_{60} , com o coeficiente de Poisson (ν) e o peso específico (γ), o módulo de deformabilidade do solo (E) foi calculado automaticamente pelo programa PLAXIS, a partir da equação (61).

Posteriormente, para concluir a interpretação da obtenção indireta de G_{din} , foram apresentados dois gráficos (cortes A-A e B-B) que mostram o valor médio de G_{din} por camada de solo (Figura 47), considerando as camadas do perfil padrão estipulado anteriormente. Nota-se que a camada de argila orgânica apresenta valores de G_{din} muito menores que os das outras camadas. Isto ocorre porque a equação (54), utilizada para obtenção indireta de G_{din} é aplicada para $N > 4$. Para $2 \leq N \leq 4$, adotou-se $G_{din} = 5G$, conforme BUZDUGAN (1972), sendo G estimado a partir da equação (61), isolando o parâmetro do módulo de cisalhamento.

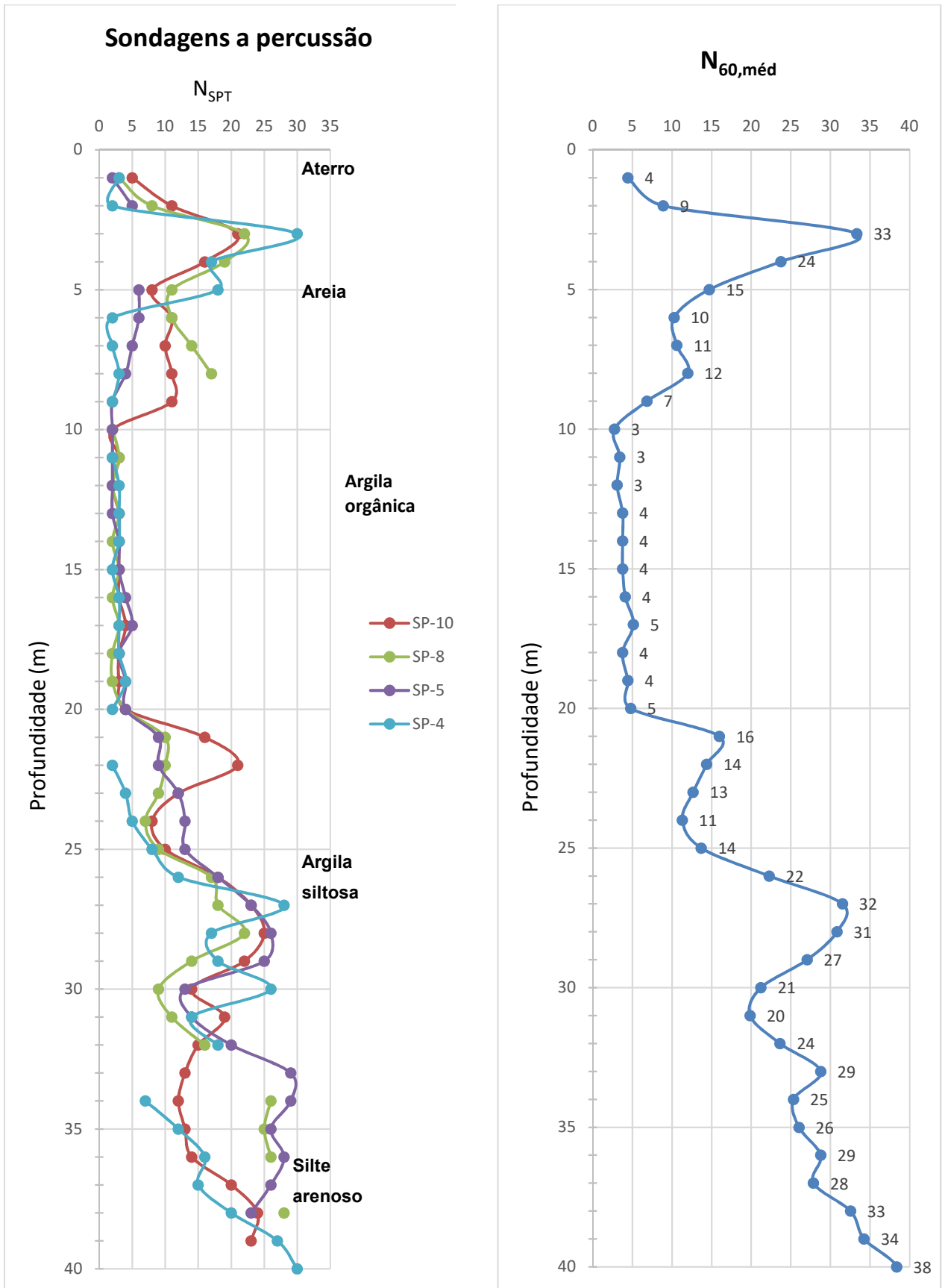


Figura 43 – Gráficos N x Profundidade (corte A-A).

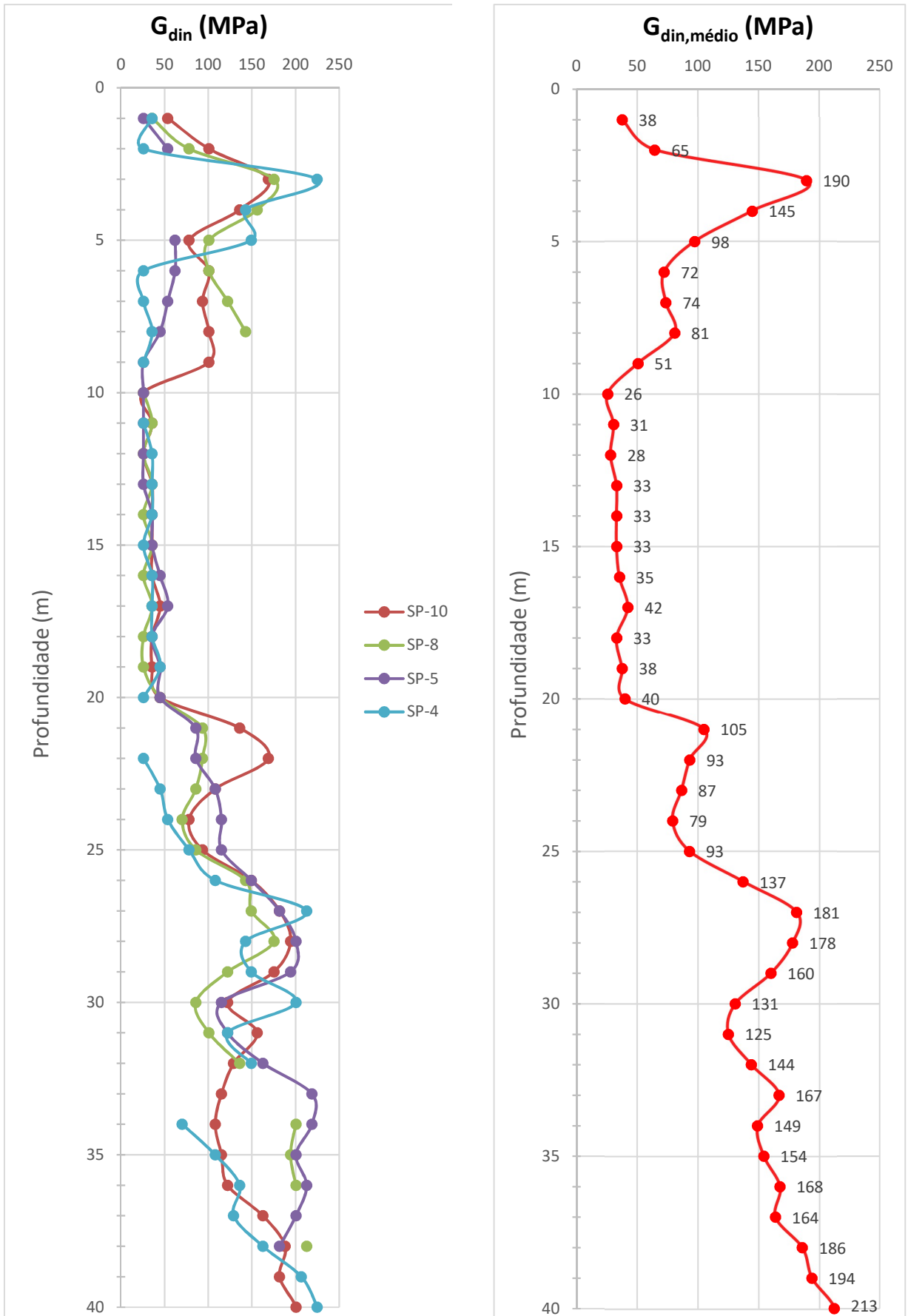


Figura 44 – Gráficos G x Profundidade (corte A-A).

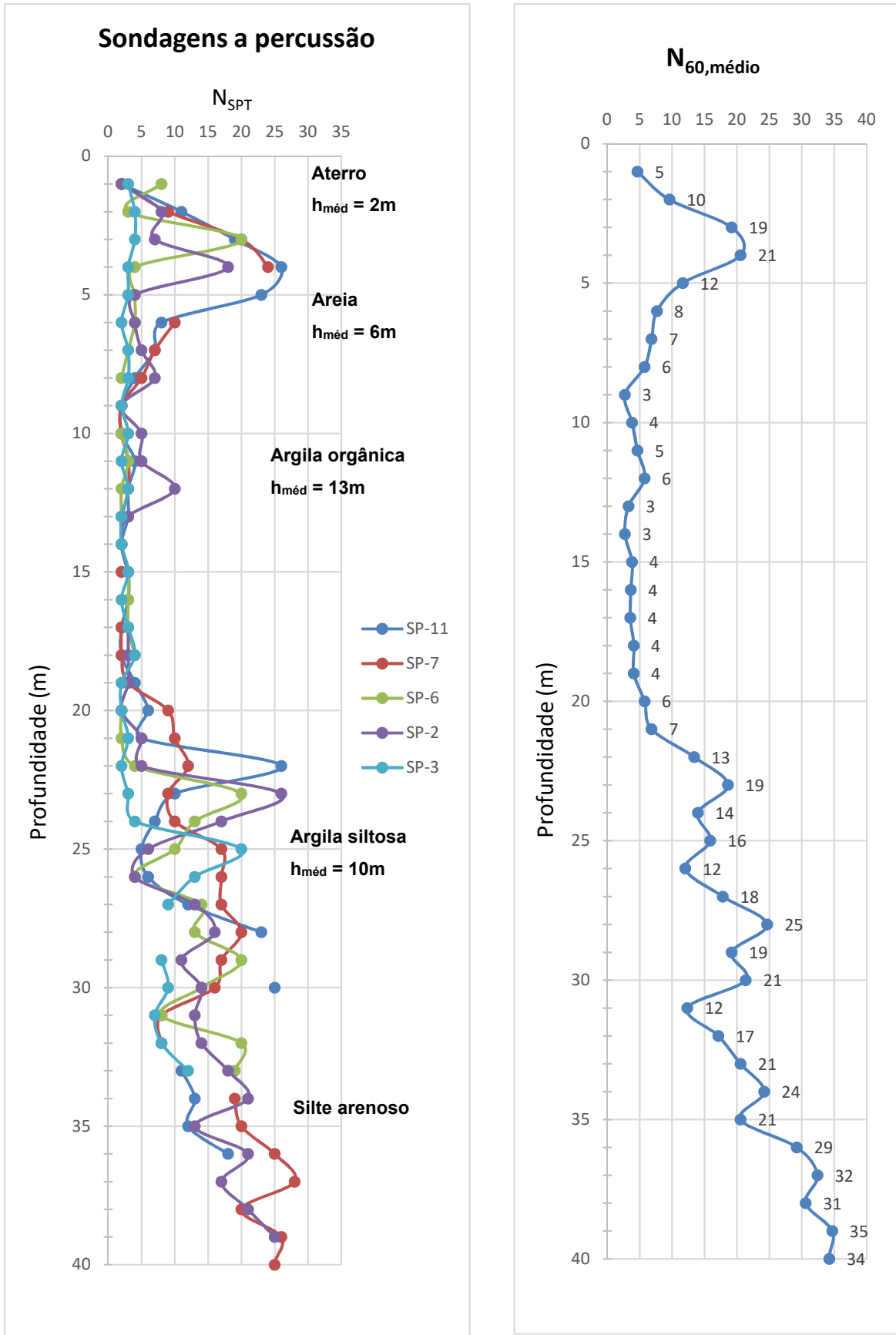


Figura 45 – Gráficos N x Profundidade (corte B-B).

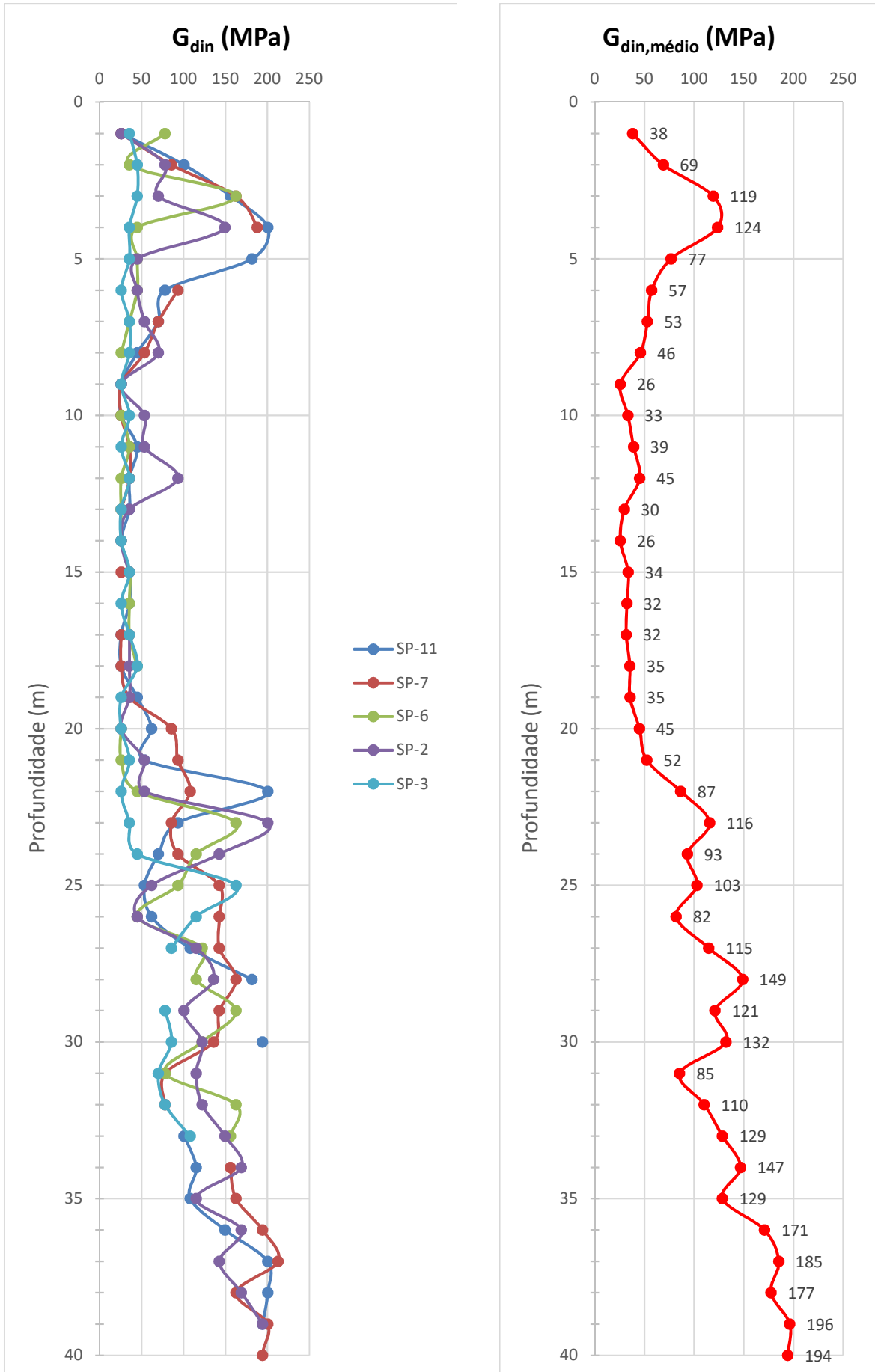


Figura 46 – Gráficos G x Profundidade (corte B-B).

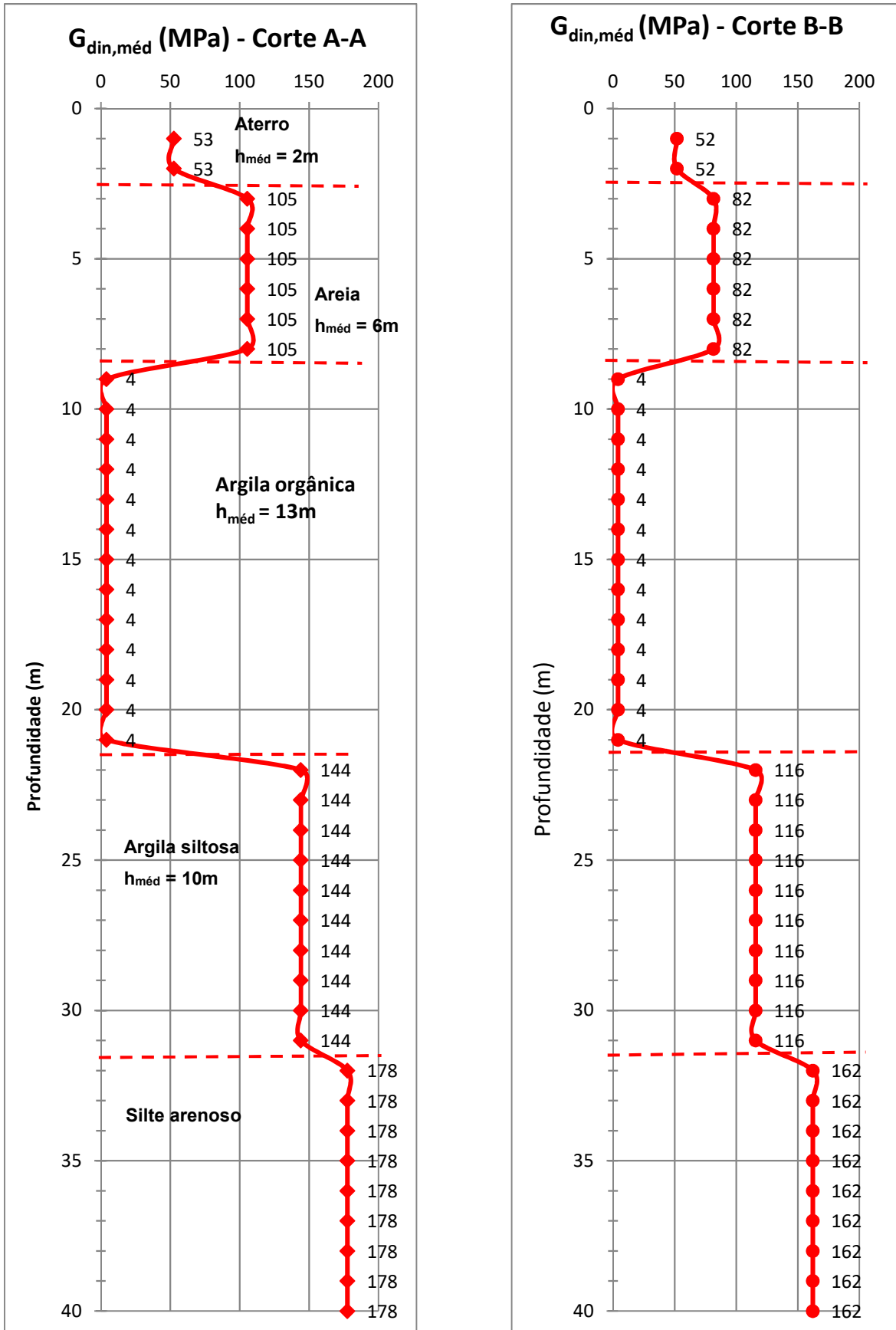


Figura 47 – Gráficos G_{din,méd} por camada de solo.

Por apresentar os menores valores para a estimativa de G_{din} , o perfil geotécnico referente ao corte B-B foi adotado para a obtenção dos parâmetros do solo utilizados nas análises numéricas, como pode ser visto na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros do solo adotados para perfil geotécnico referente ao corte B-B.

Camada	Tipo de Solo	$N_{60,médio}$	γ_{unsat} (kPa)	γ_{sat} (kPa)	ν	G_{din} (kPa)	E (kPa) *
1	Aterro	7	16	18	0,4	51888	145300
2	Areia	12	17	19	0,4	81588	228400
3	Argila Orgânica	4	14	16	0,4	4000	11200
4	Argila Siltosa	18	15	17	0,4	115715	324000
5	Silte Arenoso	27	16	18	0,4	162221	454200

(*) Calculado pelo programa PLAXIS

6.4. Modelagem numérica

6.4.1. Modelo unifilar simplificado

Inicialmente, o estudo de caso seria realizado com o auxílio do programa computacional PLAXIS 3D, onde as propriedades do edifício seriam modeladas de acordo com as propriedades reais da estrutura. Face a alguns imprevistos encontrados pela autora da presente dissertação, a análise teve que ser realizada em duas dimensões, com o auxílio do programa PLAXIS 2D.

Em virtude do uso desse programa (PLAXIS 2D), a modelagem da estrutura, que antes seria feita em três dimensões, teve que ser adaptada para um modelo unifilar representativo das propriedades geométricas e físicas do edifício.

O modelo simplificado unifilar foi modelado e validado a partir de um modelo 3D da estrutura aporticada que inclui a influência das paredes de alvenaria e fundações (BATTISTA et al, 1999/2000) e (MOREIRA, 2002).

O modelo 3D foi elaborado afim de se obter as características dinâmicas da estrutura, para posterior estudo de vibrações. O programa utilizado para a modelagem foi o SAP 2000 (Figura 48), que também utiliza o método dos elementos finitos em suas análises, e é muito usual em análises estruturais.

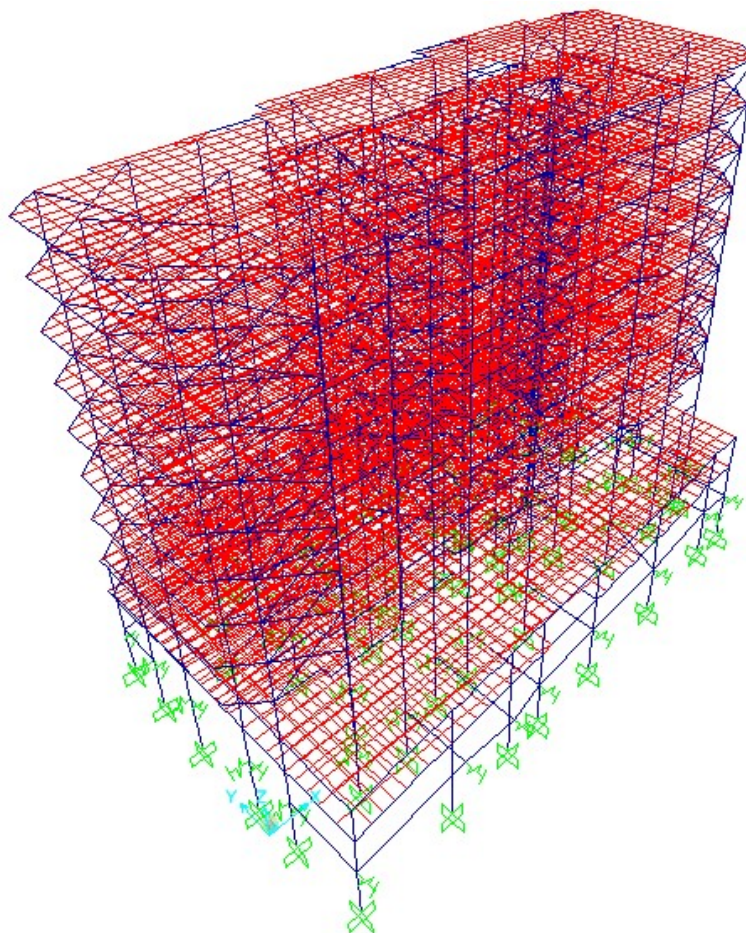


Figura 48 – Modelo 3D, em elementos finitos, programa SAP 2000, (BATTISTA et al, 1999/2000).

A preocupação maior com a representação das propriedades do edifício no modelo unifilar se deu no sentido transversal da estrutura (de menor dimensão), já que esta foi a seção de análise no programa PLAXIS 2D.

A estrutura tridimensional foi reduzida a um modelo unifilar representativo de sua massa, rigidez lateral e frequência natural de vibração transversal.

A rigidez a flexão (EI) e axial (EA) do edifício, para serem representadas no modelo unifilar, foram estimadas da seguinte forma:

- 1) A partir do modelo 3D, com sua base engastada (piso do subsolo), aplicou-se uma carga de 10^4 kN no topo do edifício, na direção transversal, e verificou-se o deslocamento que esse carregamento gerou ($\delta_h = 0,368$ m). Com esses dados foi possível estimar a rigidez da estrutura ($k = 27174$ kN/m);
- 2) Utilizando a expressão para cálculo de rigidez de uma barra engastada na base e livre no topo ($k=3EI/L^3$), estimou-se um momento de inércia equivalente para toda a estrutura ($I_{eq} = 9,92$ m⁴);
- 3) Os pavimentos do edifício, inclusive PUC e subsolos, foram modelados com elementos de barra, com áreas e massas específicas distintas. A área de cada elemento foi considerada como o somatório das áreas do pilares do respectivo pavimento ($A_i = \Sigma A_{pilares}$), e sua massa específica (ρ_i) foi estimada de modo a representar as vigas, lajes e paredes presentes em cada pavimento (Figura 49).

Tabela 6 – Estimativa de propriedades de área e massa específica para os elementos em barra, representativos do edifício.

	A_i (m²)	ρ_i (kN/m²)
SS	7,95	27,49
Térreo	7,91	26,95
PUC	6,17	25,66
1ºPav	4,66	34,22
2ºPav	4,41	39,95
3ºPav	5,14	39,95
4ºPav	5,50	32,05
5ºPav	5,50	32,06
6ºPav	5,52	31,98
7ºPav	5,52	31,52
8ºPav	5,38	41,90

Para a modelagem das fundações do edifício (trilhos ferroviários) foram somadas as áreas e momentos de menor inércia (I_y) das 176 estacas, para a representação da rigidez axial e a flexão do conjunto. A esse conjunto deu-se o nome de “estação”, que foi dividido em dois elementos de barra, conforme Figura 49, com 30m de comprimento cada.

Elementos de mola k (kN/m) foram atribuídos aos elementos representativos da fundação para indicar a reação lateral do terreno. Esses elementos representam a rigidez do solo e varia de acordo com o tipo de solo que a estaca atravessa.

De modo a representar o travejamento estrutural do edifício entre os níveis do PUC e do subsolo, uma treliça, extremamente rígida, sem massa, foi modelada conectando os elementos do edifício com os elementos da fundação.

O modelo unifilar foi calibrado a partir do modelo 3D, que já havia sido calibrado a partir de resultados experimentais, expostos no item 7.2 do presente capítulo.

Carregamentos foram aplicados no topo e na base do edifício, nos dois modelos, e seus respectivos deslocamentos foram comparados. O modelo 3D foi avaliado tendo o comprimento das estacas equivalente aos 30m de fuste de projeto (ao que tudo indica). Esse artifício é muito utilizado em análises tridimensionais, quando o comprimento do fuste de uma estaca é extenso e procura-se deixar o modelo “mais leve” (Figura 48). O modelo unifilar ajustado é o apresentado na Figura 49, tendo o comprimento dos elementos representativos da fundação de 30m.

Para o ajuste do modelo unifilar do edifício em termos de deslocamentos e frequências naturais de vibração, o momento de inércia equivalente (I_{eq}) dos elementos do edifício, foi acrescido cerca de 7% do calculado no item dois, chegando a um valor final de $I_{eq} = 10,614 \text{ m}^4$.

A massa do último pavimento foi acrescida cerca de 100% da estimada, ou seja, teve seu valor quase dobrado. Esse ajuste foi necessário para se chegar a valores de frequências naturais de vibração próximos do modelo 3D, e se justifica em parte pela não consideração inicial da casa de máquinas, caixa d’água e escadas na estimativa da massa.

A tabela 7 indica os valores finais da calibração do modelo unifilar a partir do modelo 3D.

Tabela 7 – Valores finais para calibração do modelo unifilar

Modelo 3D Estacas L_{eq}			Modelo Unifilar Após ajuste		
	Topo	Base		Topo	Base
Fh (kN)	10000	3444	Fh (kN)	10000	3444
δ (m)	0,423	0,024	δ (m)	0,451	0,038
f_1 (Hz) transv	0,599		f_1 (Hz) transv	0,549	

Apesar do valor de deslocamento na base do modelo unifilar ser maior que 50% que o modelo 3D, após tentativas de ajustes, optou-se por utilizar essa calibração do modelo por apresentar deslocamentos próximos no topo do edifício, onde os resultados de aceleração serão comparados com dados experimentais.

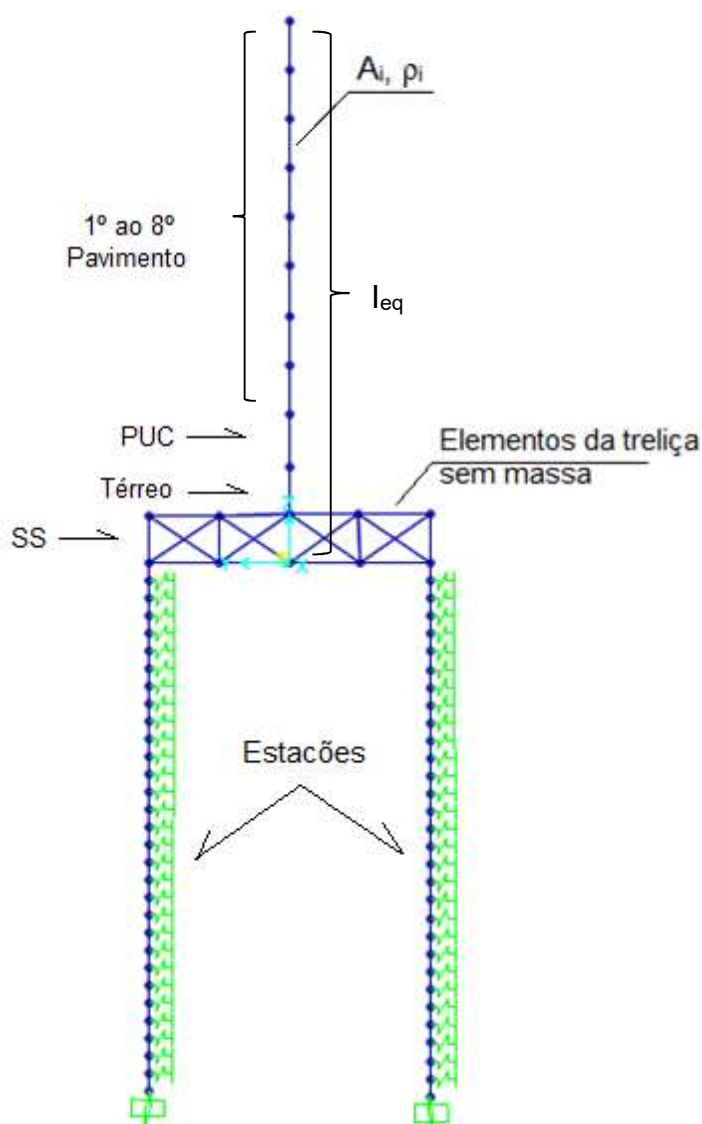


Figura 49 – Modelo unifilar simplificado, SAP 2000.

6.4.2. Modelo Plaxis 2D

O modelo numérico teve as seguintes características:

- Análise no estado plano de deformações e elementos de malha com quinze nós;

- Quatro camadas de solo com 5m, 13m, 10m e 7m de areia fina, argila orgânica, argila siltosa e silte arenoso, respectivamente (de acordo com o descrito na seção 7.3);
- A geometria estrutural do edifício e fundações com as mesmas características do modelo unifilar simplificado, disposto na seção 7.4.1, com as estacas assentes em solo resistente;
- Bordos laterais suficientemente distantes para evitar o efeito de reflexão das ondas, já apontado em 5.2.1, aproximadamente 25m de distância do limite do terreno em um extremo e do carregamento dinâmico em outro, para que não ocorresse reflexão das vibrações. A distância utilizada foi adotada com base nos exemplos de modelagem dinâmica apresentados por BRINKGREVE (2002).

A fim de avaliar o efeito da distância desses bordos laterais (absorventes) nos resultados, um modelo com bordos mais afastados foi criado, e será comentado no item 7.5.

No que diz respeito às condições de contorno, foram adotadas as restrições padrões do PLAXIS 2D (*standard fixities*) além da opção recomendada para casos dinâmicos, fronteiras absorventes (*standard absorbent boundaries*), evitando assim qualquer possível amplificação de deslocamentos.

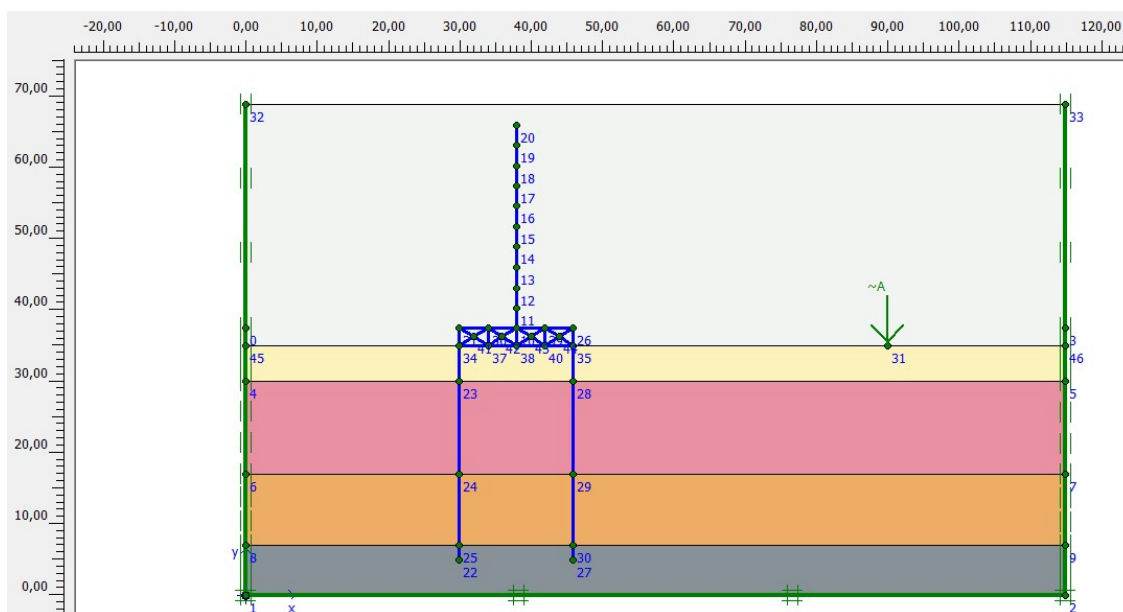


Figura 50 – Geometria do modelo. ~A representa a fonte de excitação, situada a aproximadamente 50m do eixo do edifício.

Tabela 8 – Parâmetros atribuídos ao solo no PLAXIS.

Camada	Tipo de Solo	Modelo Constitutivo	γ_{unsat} (kPa)	γ_{sat} (kPa)	ν	G_{din} (kPa)	E (kPa) *
1	Areia	Linear Elástico	17	19	0,4	81588	228400
2	Argila Orgânica	Linear Elástico	14	16	0,4	4000	11200
3	Argila Siltosa	Linear Elástico	15	17	0,4	115715	324000
4	Silte Arenoso	Linear Elástico	16	18	0,4	162221	454200

(*) calculado pelo programa PLAXIS

A discretização do modelo é feita automaticamente quando solicitado que a malha seja gerada. No modelo de análise foi escolhida uma malha de refinamento *fine* (Figura 51).

Por se tratar de um software destinado à análises geotécnicas, o programa PLAXIS 2D não gera resultados se houver qualquer modelagem acima do “nível do terreno”, logo, considerou-se para efeito de geração da malha de elementos finitos, uma “camada de solo” acima do nível do terreno, para que os elementos estruturais que representam o edifício pudessem ser discretizados. Essa “camada de solo” foi considerada com peso específico igual a zero, e foi “desabilitada” na fase de cálculo.

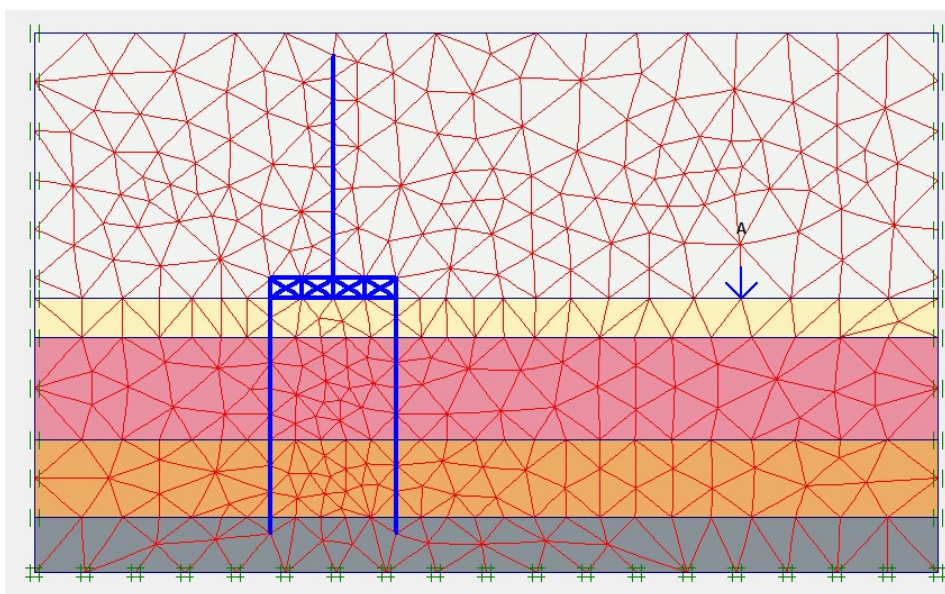


Figura 51 – Malha do modelo em elementos finitos.

O nível d'água foi considerado na superfície da camada de areia fina, ou seja, a 2m de profundidade do nível do terreno, como indicado na seção 7.3. Nas análises dinâmicas, a posição do nível d'água é necessária apenas para caracterizar os pesos específicos acima e abaixo do NA. Portanto, alguns aspectos importantes como as reflexões das ondas incidentes na superfície da água são ignoradas.

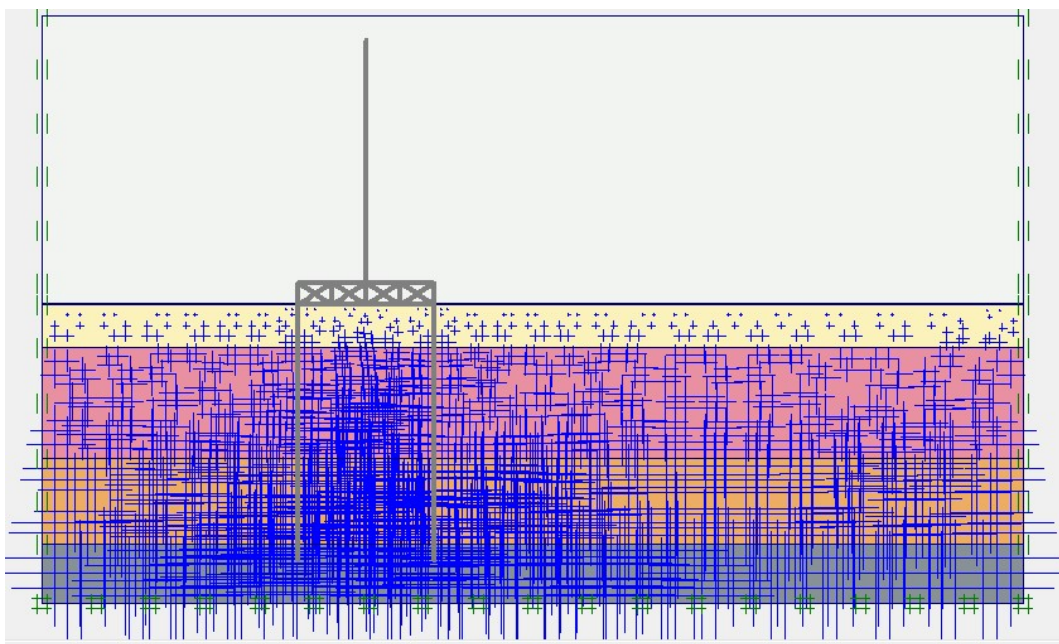


Figura 52 – Geração de poropressão inicial no modelo.

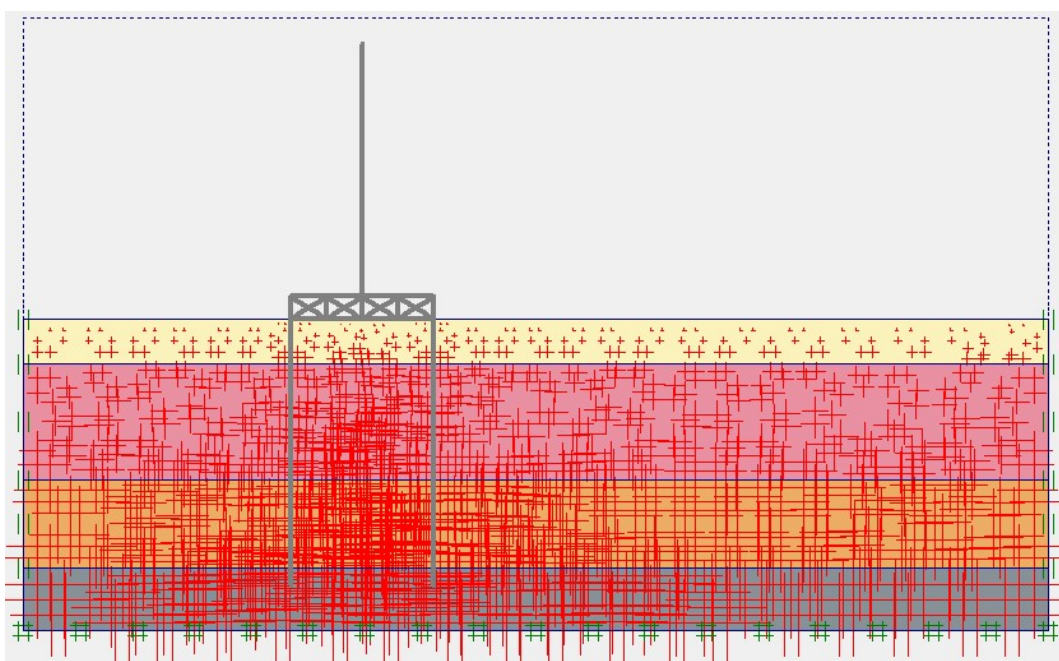


Figura 53 – Geração das tensões efetivas iniciais.

Antes de se realizar a análise dinâmica no PLAXIS, o modelo (Figura 50) foi verificado em termos de deslocamentos para carregamentos estáticos aplicados no topo e na base da estrutura, para que pudesse ser ajustado, caso necessário. Esses deslocamentos foram comparados com os dos modelos 3D e unifilar (comentado no Item 6.4.1), modelados no programa SAP 2000, para os mesmos carregamentos, indicados na tabela 9.

Diferentemente das análises modais feitas com o programa SAP 2000, o PLAXIS não disponibiliza os modos de vibração e suas respectivas frequências naturais, e por esse motivo o ajuste dinâmico do elemento estrutural não pôde ser feito. Em ambos os programas, a integração da equação diferencial do movimento é feita passo a passo, no domínio do tempo.

A tabela 9 indica a comparação entre os modelos, onde pode ser verificado que o modelo no PLAXIS apresenta valores compatíveis de deslocamentos estáticos, e portanto, não precisou ser ajustado.

Tabela 9 – Calibração do modelo no PLAXIS – Análise Estática.

Modelo 3D (Figura 48)			Modelo Unifilar (Figura 49)			Modelo PLAXIS (Figura 50)		
	Topo	Base		Topo	Base		Topo	Base
F_h (kN)	10000	3444	F_h (kN)	10000	3444	F_h (kN)	10000	3444
δ (m)	0,423	0,024	δ (m)	0,451	0,038	δ (m)	0,489	0,035
f₁ (Hz)	0,599		f₁ (Hz)	0,549				

Face à verificação dos modelos, as propriedades dos elementos estruturais utilizadas na análise pode ser verificada na tabela 10. O módulo de elasticidade atribuído ao elemento representativo de toda a fundação, nomeado “estação”, foi do aço ($E = 210$ GPa), uma vez que as fundações são trilhos metálicos. E o módulo de elasticidade atribuído aos elementos representativos do edifício, e do elemento de travejamento, foi do concreto ($E = 28$ GPa), uma vez que a estrutura do edifício é em concreto armado.

Para os elementos do edifício (3º ao 13º elemento) foi admitida uma razão de amortecimento de 7%, proporcional à massa. Esse valor é atribuído principalmente à influência que as paredes de alvenaria exercem no amortecimento estrutural (BATTISTA et al, 1999/2000).

Tabela 10 – Propriedades dos elementos estruturais na Modelagem PLAXIS 2D.

Nº	Identificação	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]
1	ESTACÕES	1,09E8	76200,00	40,80	0,30
2	TRAVEJAMENTO	2,91E7	2,97E8	0,00	0,20
3	SS	2,23E8	2,97E8	2143,30	0,20
4	TÉRREO	2,21E8	2,97E8	2090,60	0,20
5	PUC	1,73E8	2,97E8	1552,40	0,20
6	1ºPAV	1,3E8	2,97E8	1563,90	0,20
7	2ºPAV	1,23E8	2,97E8	1727,80	0,20
8	3ºPAV	1,44E8	2,97E8	2013,90	0,20
9	4ºPAV	1,54E8	2,97E8	1728,70	0,20
10	5ºPAV	1,54E8	2,97E8	1729,20	0,20
11	6ºPAV	1,55E8	2,97E8	1731,10	0,20
12	7ºPAV	1,55E8	2,97E8	1706,20	0,20
13	8ºPAV	2,86E8	2,97E8	4199,00	0,20

Os valores de EA e w (w=peso do elemento estrutural por metro linear) do oitavo pavimento apresentam valores muito superiores aos demais pavimentos pelo ajuste feito, e já comentado no presente item, quanto à frequência natural de vibração da estrutura. Eles tiveram seus valores acrescidos para que a frequência natural do modelo unifilar se comparasse satisfatoriamente à frequência natural do modelo 3D.

Na análise no PLAXIS foi aplicado um carregamento dinâmico a aproximadamente 50m de distância do eixo do edifício, representando a passagem de um veículo de 250kN (caminhão carregado), a 60km/h, trafegando em pavimento irregular. O perfil de rugosidade do pavimento foi gerado pelo programa IVPE-v4, o mesmo utilizado para geração do carregamento (tráfego de veículo), exposto no capítulo 4, seção 4.1.2, da presente dissertação (ver Figura 54).

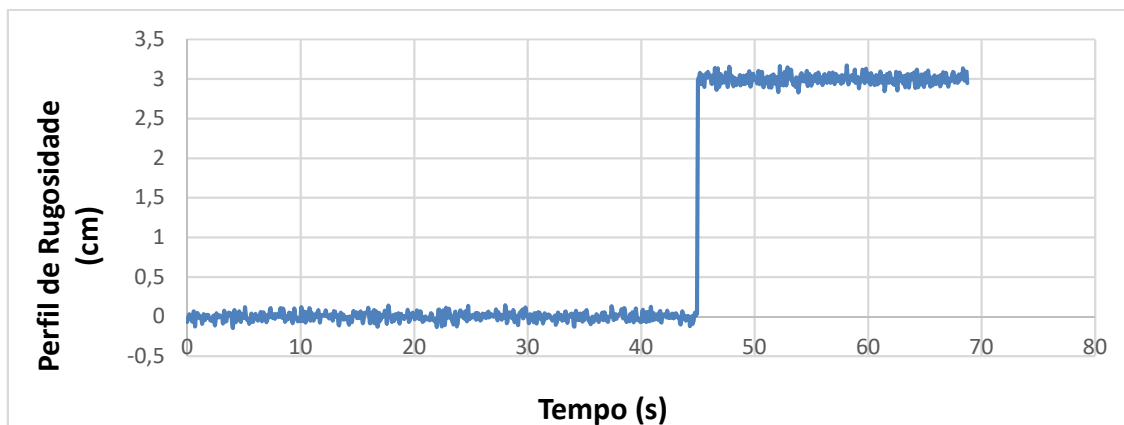


Figura 54 – Perfil de rugosidade do pavimento, com ressalto de 3cm.

Esse ressalto é representativo de qualquer possível defeito que o pavimento possa apresentar, e que é muito comum nas ruas de grandes centros urbanos brasileiros, como a cidade do Rio de Janeiro. A NORMA DNIT 005/2003 – TER, apresenta as terminologias para esses defeitos, que podem ser fendas; um afundamento (deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento); remendos realizados no pavimento e até mesmo buracos, dentre outras.

A partir da geração do perfil de rugosidade do pavimento, onde os deslocamentos u_r são expostos, foi possível gerar o carregamento utilizado na análise (Figura 55).

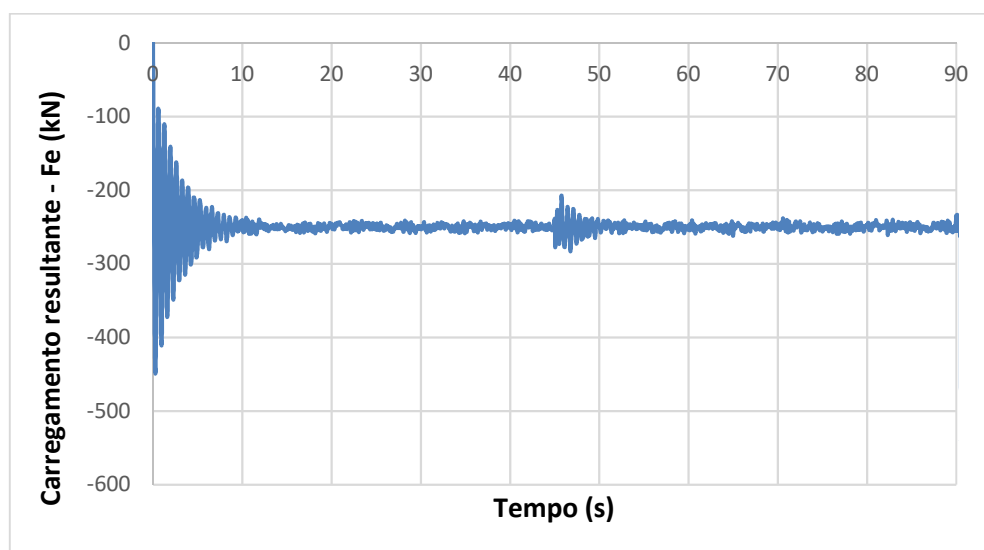


Figura 55 – Carregamento gerado pelo programa descrito na seção 4.1.2 (tráfego de veículo).

A parte inicial do carregamento foi desprezada para entrada de dados no programa PLAXIS 2D, por se tratar de um transiente amortecido, e ser uma característica de geração do carregamento, quando o veículo sai da inércia (Figura 56).

Nota-se na Figura 55 que há um aumento na amplitude do carregamento, entre os tempos de 40s e 50s, justamente quando o veículo passa pela depressão imposta no perfil de rugosidade do pavimento.

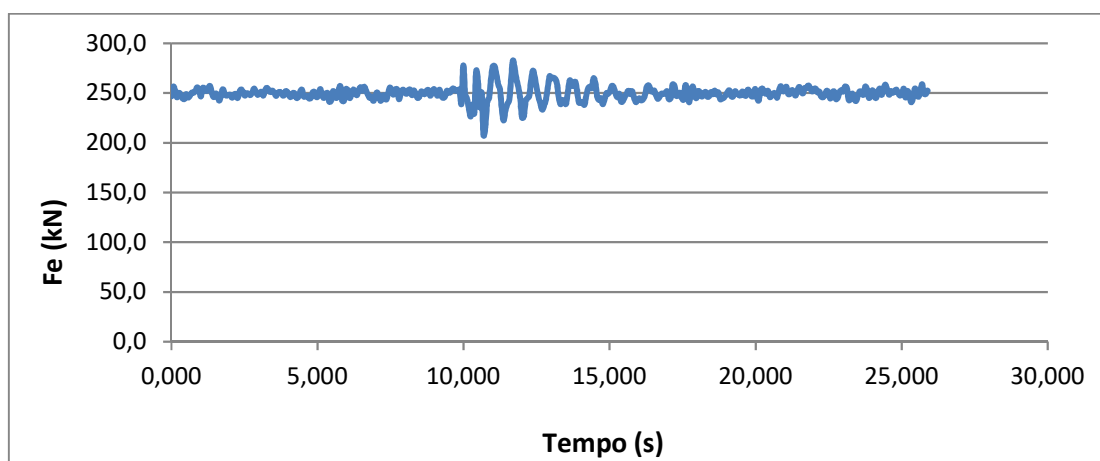


Figura 56 – Parte do carregamento da Figura 55, compreendido entre os 35s e 65s, utilizado como entrada de dados no programa PLAXIS 2D, (carregamento dinâmico A)

6.5. Análises Paramétricas

Os resultados em termos de aceleração e velocidade nas camadas de solo do modelo do caso real, são apresentados no Modelo 1.

Os modelos que seguem são oriundos de análises paramétricas, que foram realizadas para diferentes valores no módulo de cisalhamento dinâmico, para que o comportamento do solo quanto à propagação de ondas elásticas, devido ao carregamento dinâmico A, fosse avaliado.

Modelo 1

Este é o modelo representativo do caso real, com os valores de G_{din} estimados para cada camada de solo presentes na Tabela 8. A resposta em termos de aceleração, devido ao carregamento dinâmico A, será verificada no topo do

edifício (ver Figura 57), para que posteriormente possa ser confrontada com os resultados experimentais. Essa comparação será apontada na seção 7.6.

O comportamento da propagação de ondas, em termos de velocidade da partícula e aceleração, no solo, para o carregamento dinâmico A, podem ser avaliados nas figuras que se seguem.

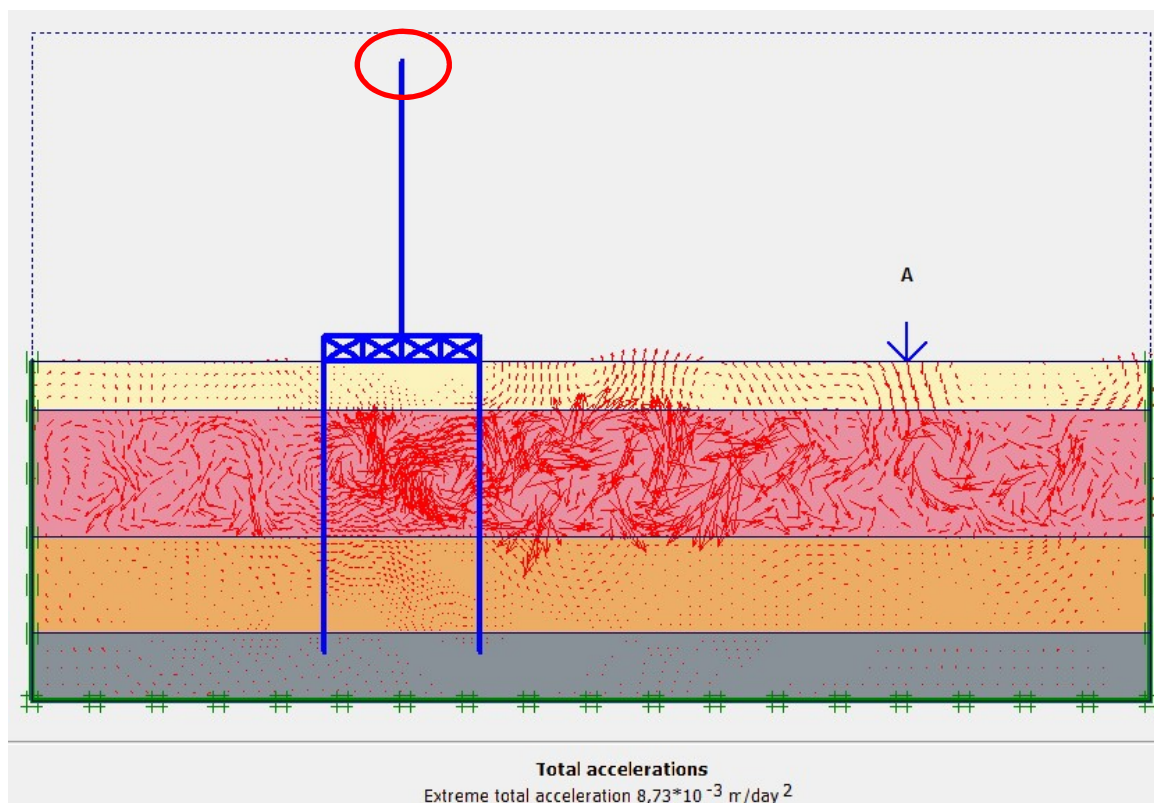


Figura 57 – Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $1,169 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$.

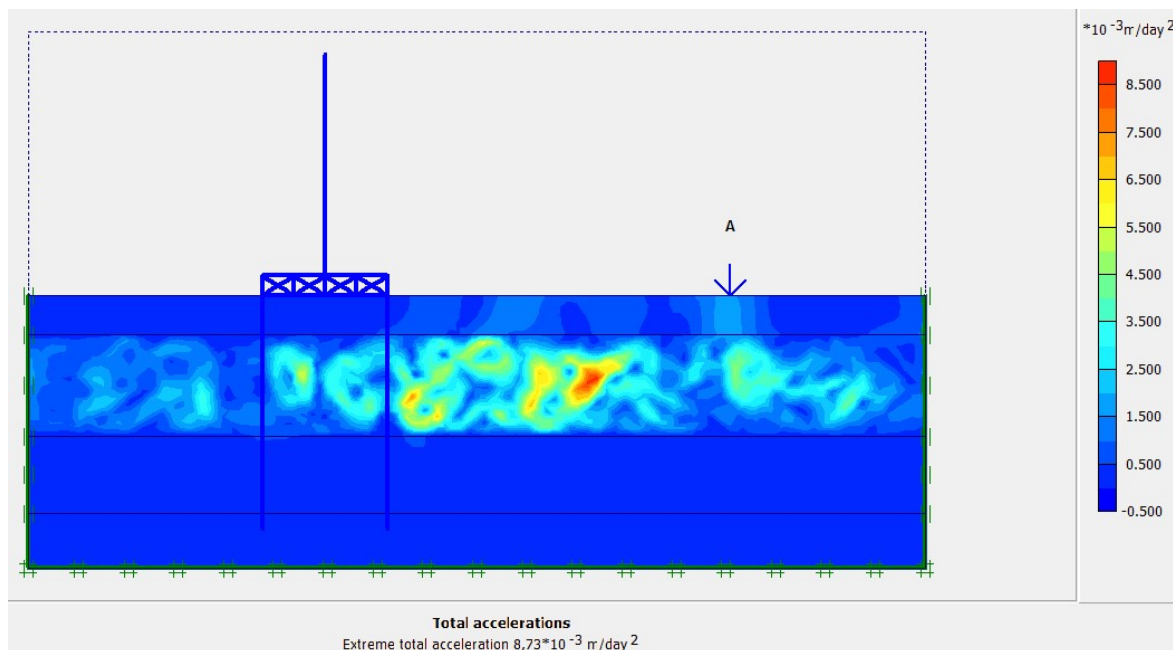


Figura 58 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.

Na Figura 58 fica ainda mais nítido que a propagação de ondas se dá com maiores acelerações na camada de argila orgânica mole.

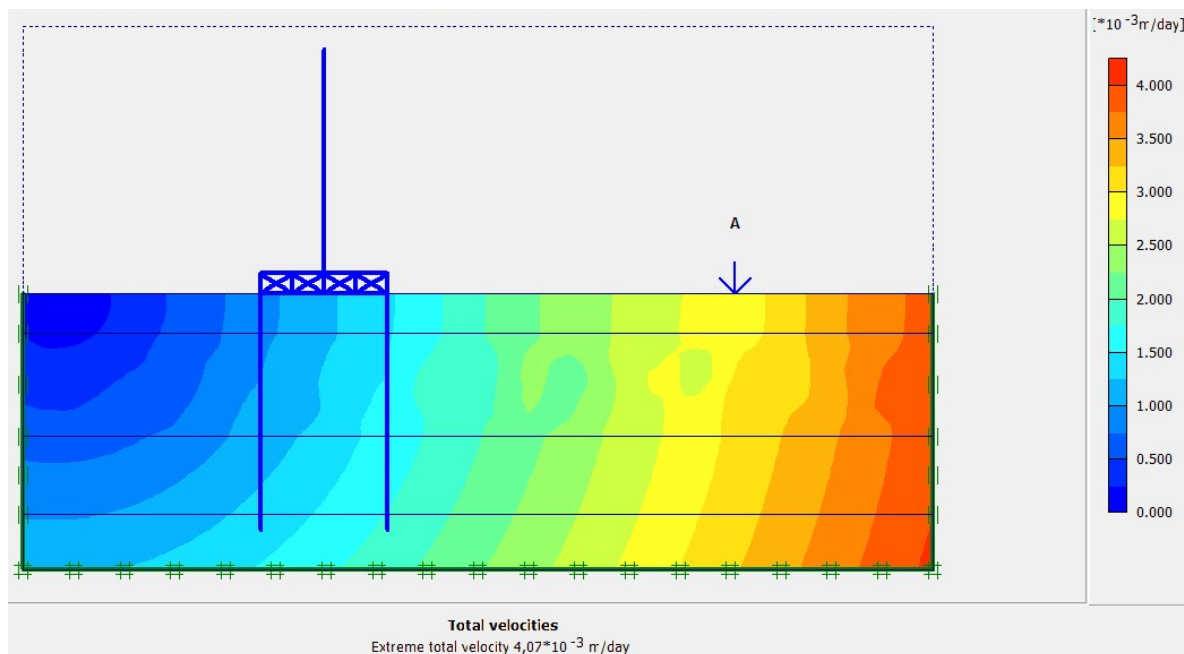


Figura 59 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades de partículas, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $4,711 \times 10^{-8}$ m/s.

Modelo 2

Nesse modelo os valores de G_{din} estimados para cada camada de solo, presentes na Tabela 8, foram dobrados, e conseqüentemente os valores de E também dobraram. A rigidez de todas as camadas aumentou.

Tabela 11 – Valores de G_{din} adotados como o dobro daqueles estimados.

Camada	Tipo de Solo	Modelo Constitutivo	γ_{unsat} (kPa)	γ_{sat} (kPa)	ν	G_{din} (kPa)	E (kPa) *
1	Areia	Linear Elástico	17	19	0,4	163176	456800
2	Argila Orgânica	Linear Elástico	14	16	0,4	8000	22400
3	Argila Siltosa	Linear Elástico	15	17	0,4	231430	648000
4	Silte Arenoso	Linear Elástico	16	18	0,4	324442	908400

(*) calculado pelo programa PLAXIS

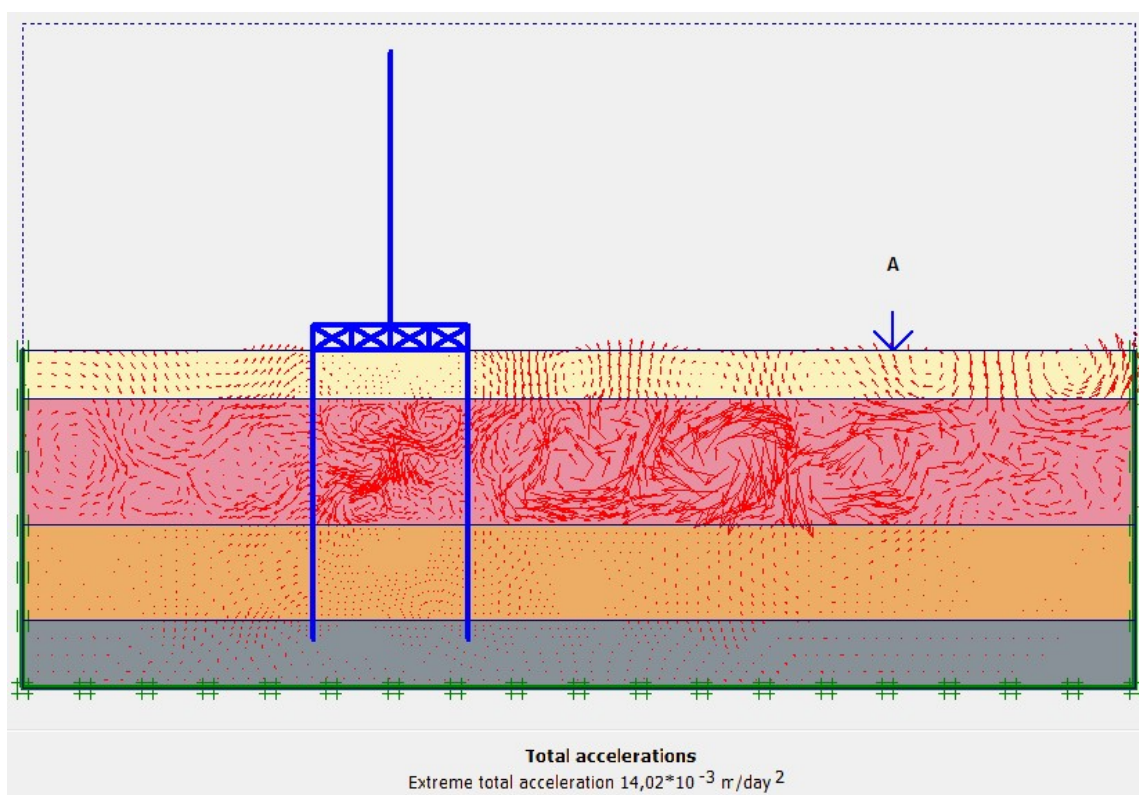


Figura 60 – Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $1,878 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$.

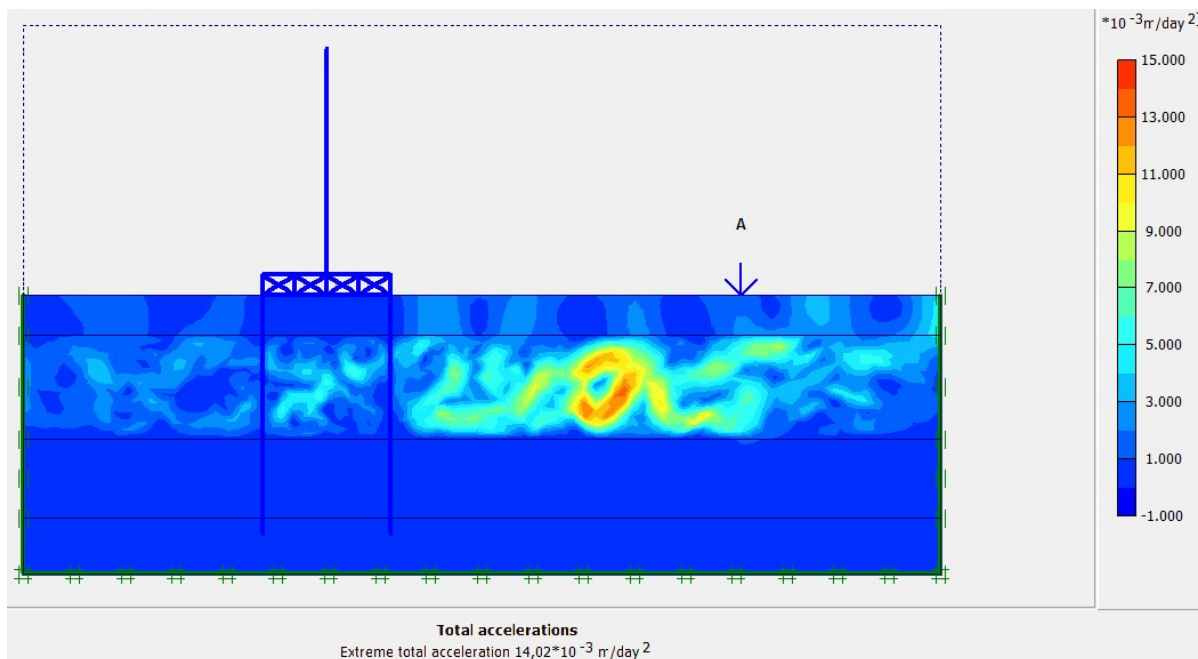


Figura 61 – Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.

Nota-se que o valor máximo de aceleração é em média 60% maior que o apresentado no Modelo 1.

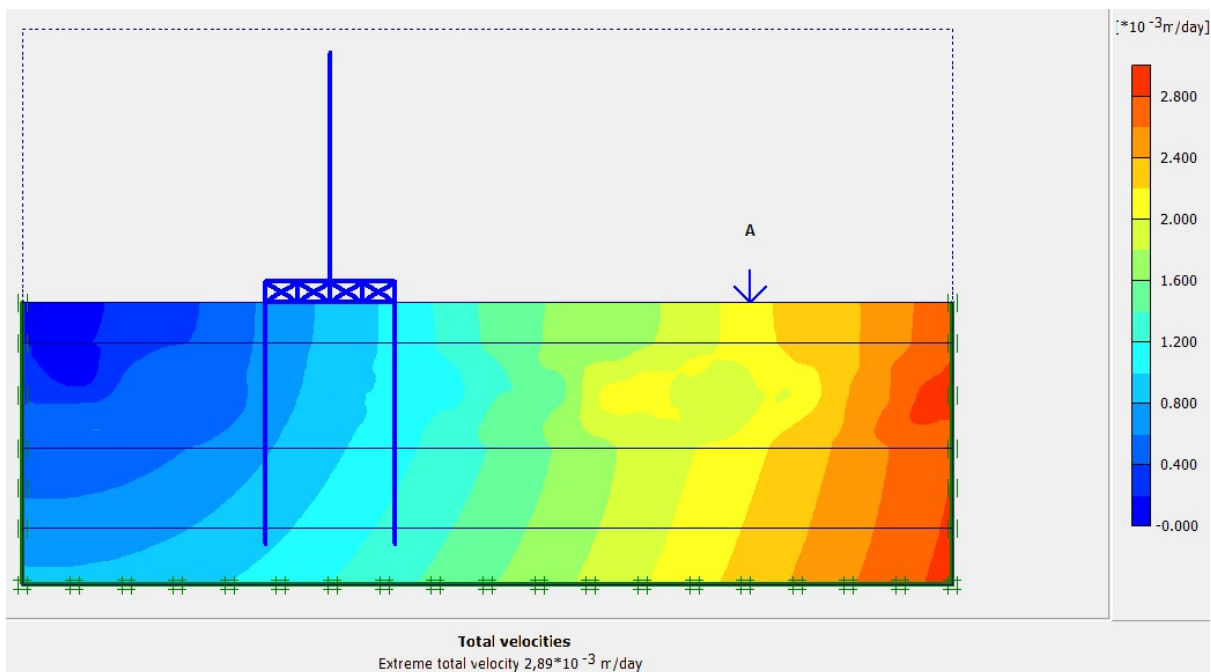


Figura 62 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $3,345 \times 10^{-8}$ m/s.

Modelo 3

Nesse modelo os valores de G_{din} foram adotados como metade daqueles estimados por correlações com o N_{SPT} , presentes na Tabela 8, e conseqüentemente os valores de E também ficaram pela metade. A rigidez de todas as camadas diminuiu.

Tabela 12 – Valores de G_{din} pela metade daqueles estimados.

Camada	Tipo de Solo	Modelo Constitutivo	γ_{unsat} (kPa)	γ_{sat} (kPa)	ν	G_{din} (kPa)	E (kPa) *
1	Areia	Linear Elástico	17	19	0,4	40794	114200
2	Argila Orgânica	Linear Elástico	14	16	0,4	2000	5600
3	Argila Siltosa	Linear Elástico	15	17	0,4	57857	162000
4	Silte Arenoso	Linear Elástico	16	18	0,4	81110	227100

(*) calculado pelo programa PLAXIS

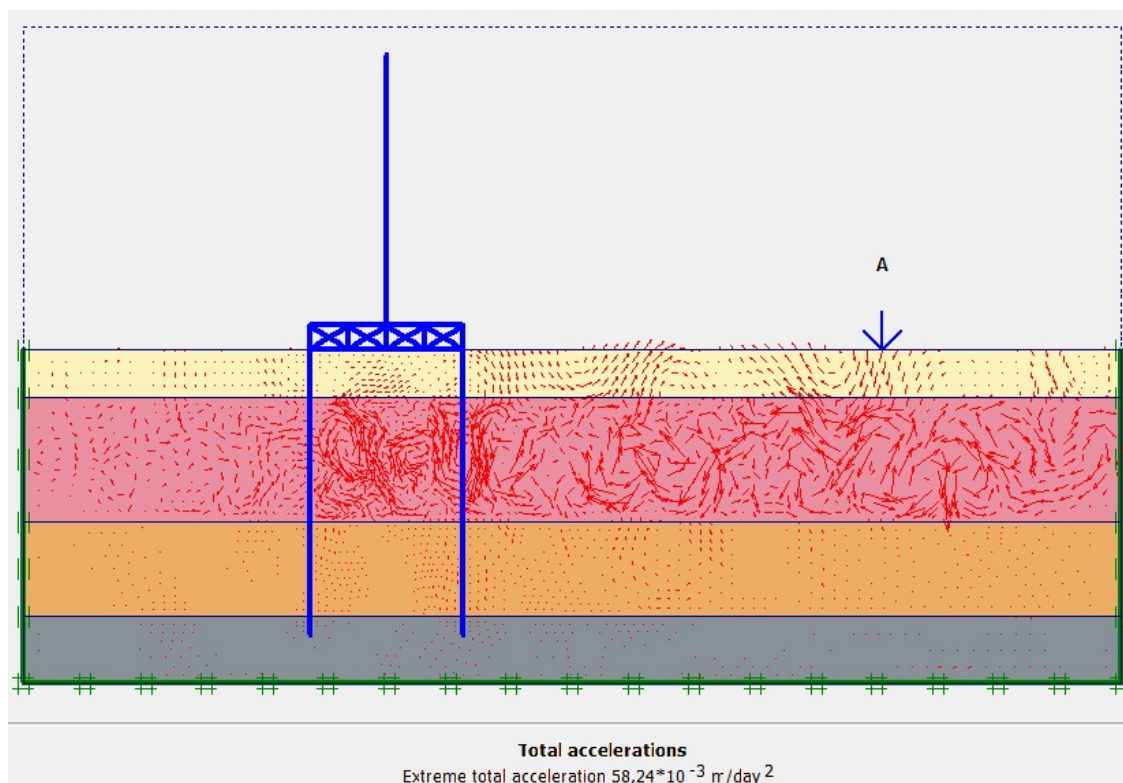


Figura 63 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $7,802 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$.

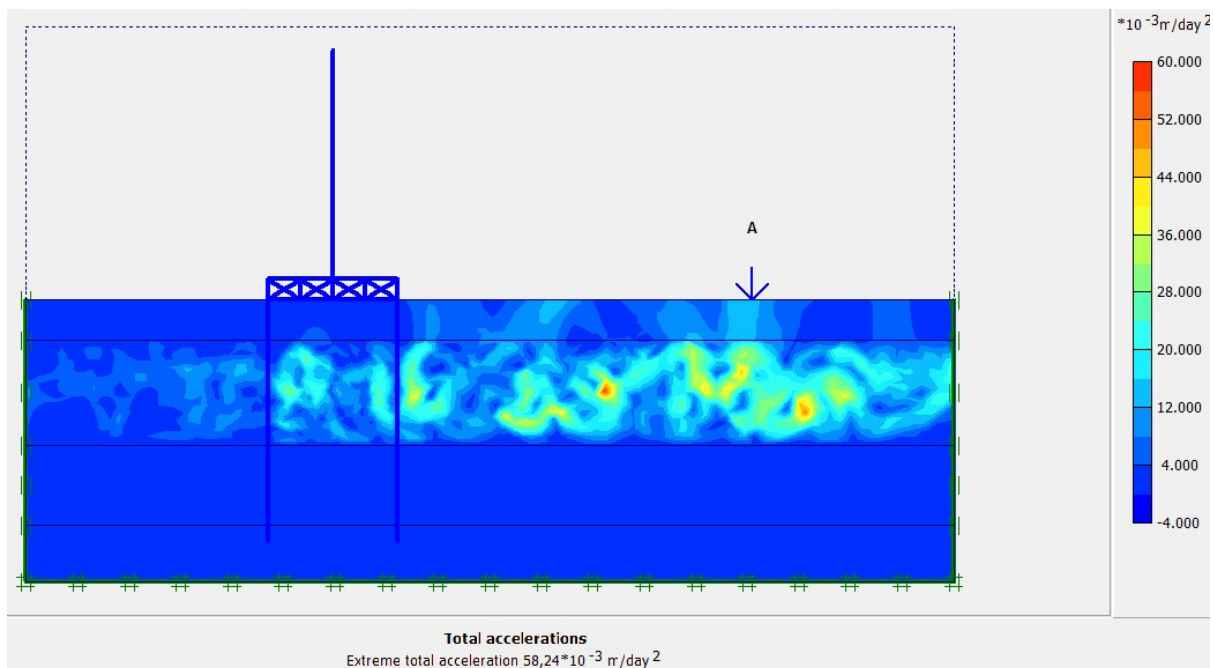


Figura 64 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombas”.

Nota-se que o valor máximo de aceleração é quase sete vezes maior que o apresentado no Modelo 1.

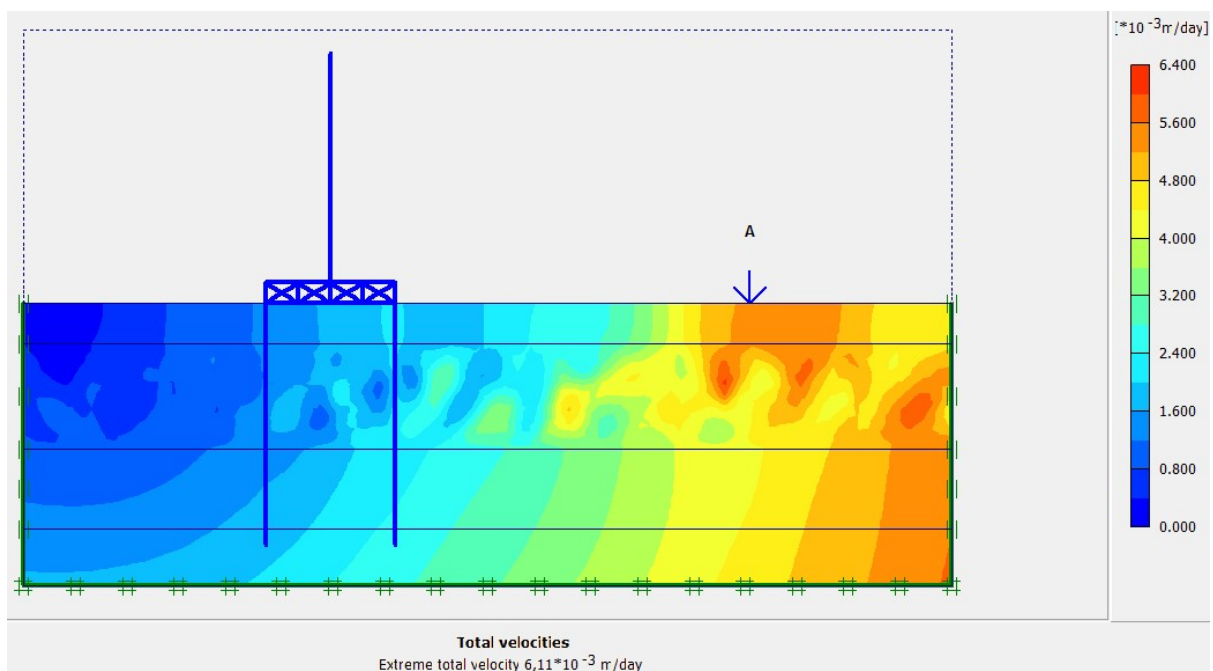


Figura 65 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombas”. Valor máximo de $7,702 \times 10^{-8}$ m/s.

Modelo 4

Nesse modelo o valor de G_{din} , presente na Tabela 8, apenas da camada superficial de areia, foi tomado como o dobro do valor estimado.

Tabela 13 – Valor de G_{din} para camada de areia adotado como o dobro do estimado.

Camada	Tipo de Solo	Modelo Constitutivo	γ_{unsat} (kPa)	γ_{sat} (kPa)	ν	G_{din} (kPa)	E (kPa) *
1	Areia	Linear Elástico	17	19	0,4	163176	456800
2	Argila Orgânica	Linear Elástico	14	16	0,4	4000	11200
3	Argila Siltosa	Linear Elástico	15	17	0,4	115715	324000
4	Silte Arenoso	Linear Elástico	16	18	0,4	162221	454200

(*) calculado pelo programa PLAXIS

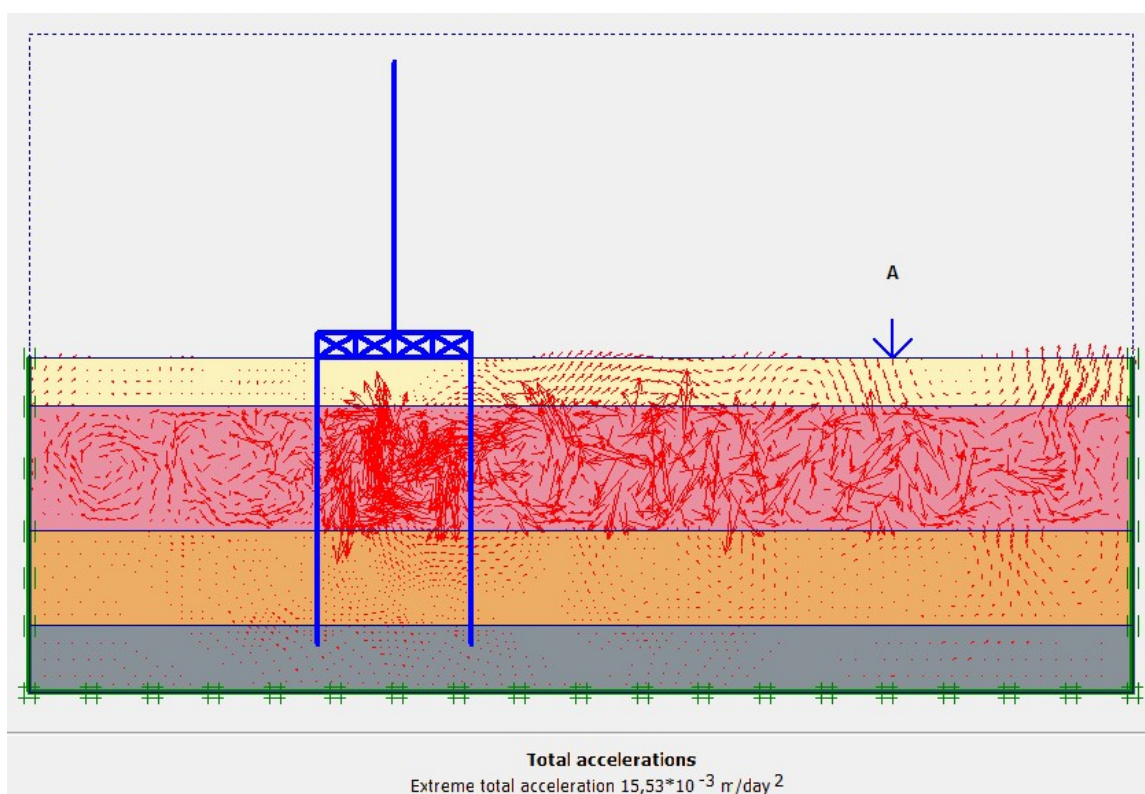


Figura 66 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $2,080 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$.

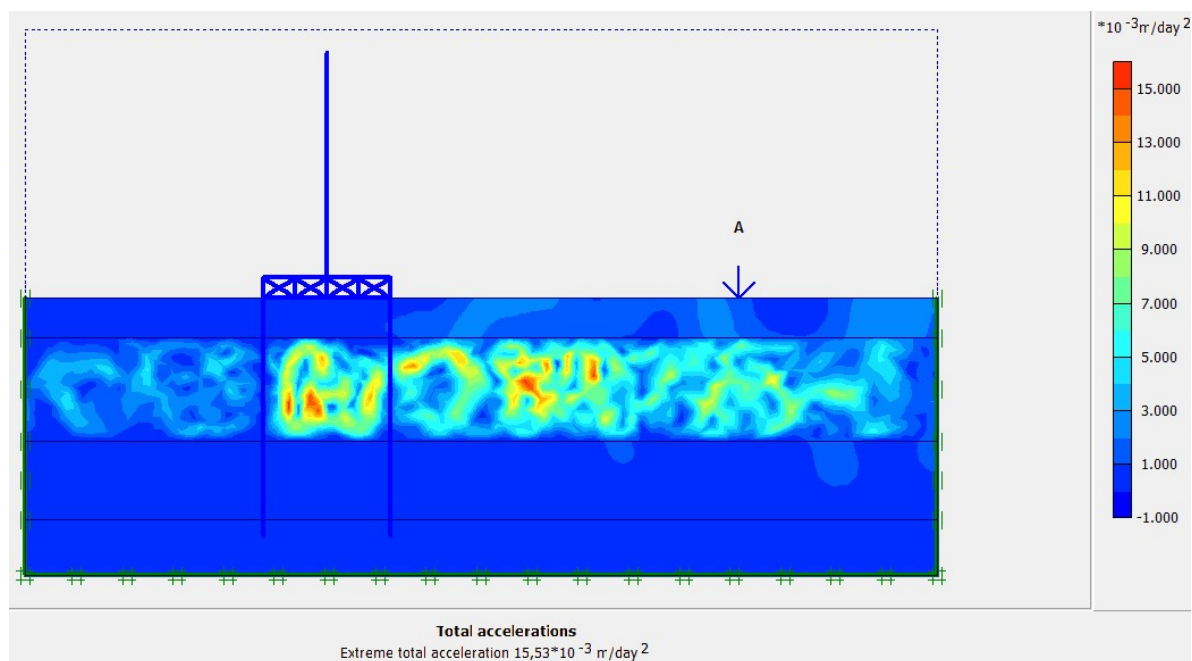


Figura 67 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.

Nota-se que o valor máximo de aceleração é quase o dobro que o apresentado no Modelo 1.

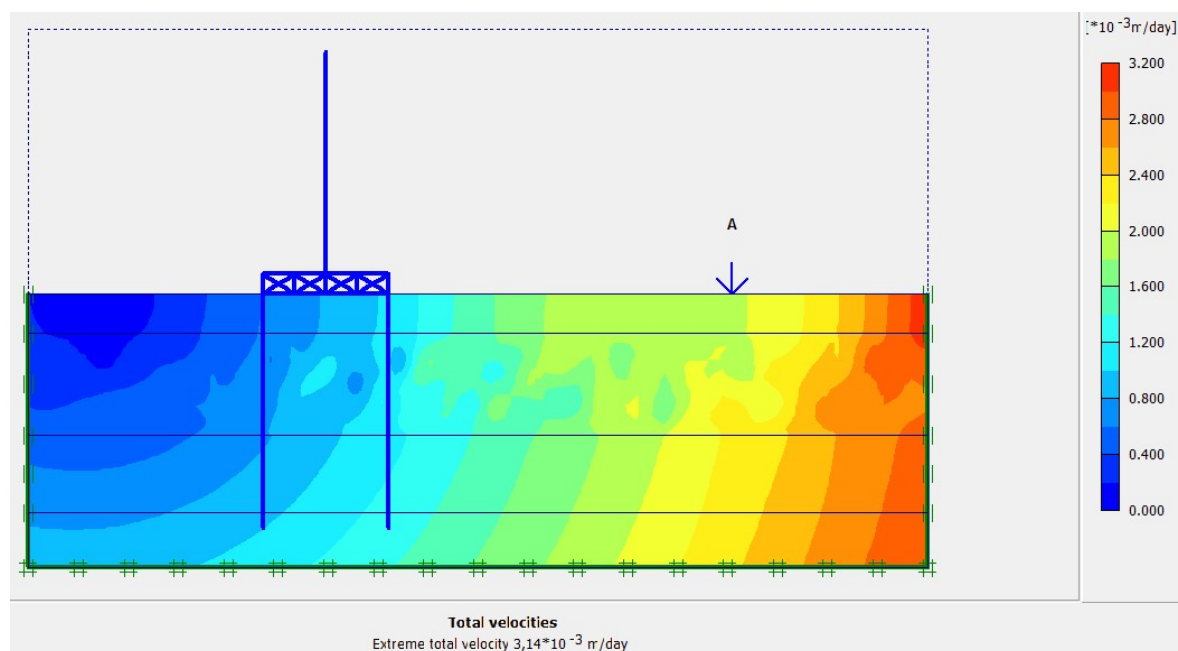


Figura 68 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $3,634 \times 10^{-8}$ m/s.

Modelo 5

Nesse modelo o valor de G_{din} , presente na Tabela 8, apenas na camada de argila orgânica (segunda camada) foi tomado dez vezes maior que a estimada.

Tabela 14 – Valor de G_{din} para camada de argila orgânica dez vezes maior que o estimado.

Camada	Tipo de Solo	Modelo Constitutivo	γ_{unsat} (kPa)	γ_{sat} (kPa)	ν	G_{din} (kPa)	E (kPa) *
1	Areia	Linear Elástico	17	19	0,4	81588	228400
2	Argila Orgânica	Linear Elástico	14	16	0,4	40000	112000
3	Argila Siltosa	Linear Elástico	15	17	0,4	115715	324000
4	Silte Arenoso	Linear Elástico	16	18	0,4	162221	454200

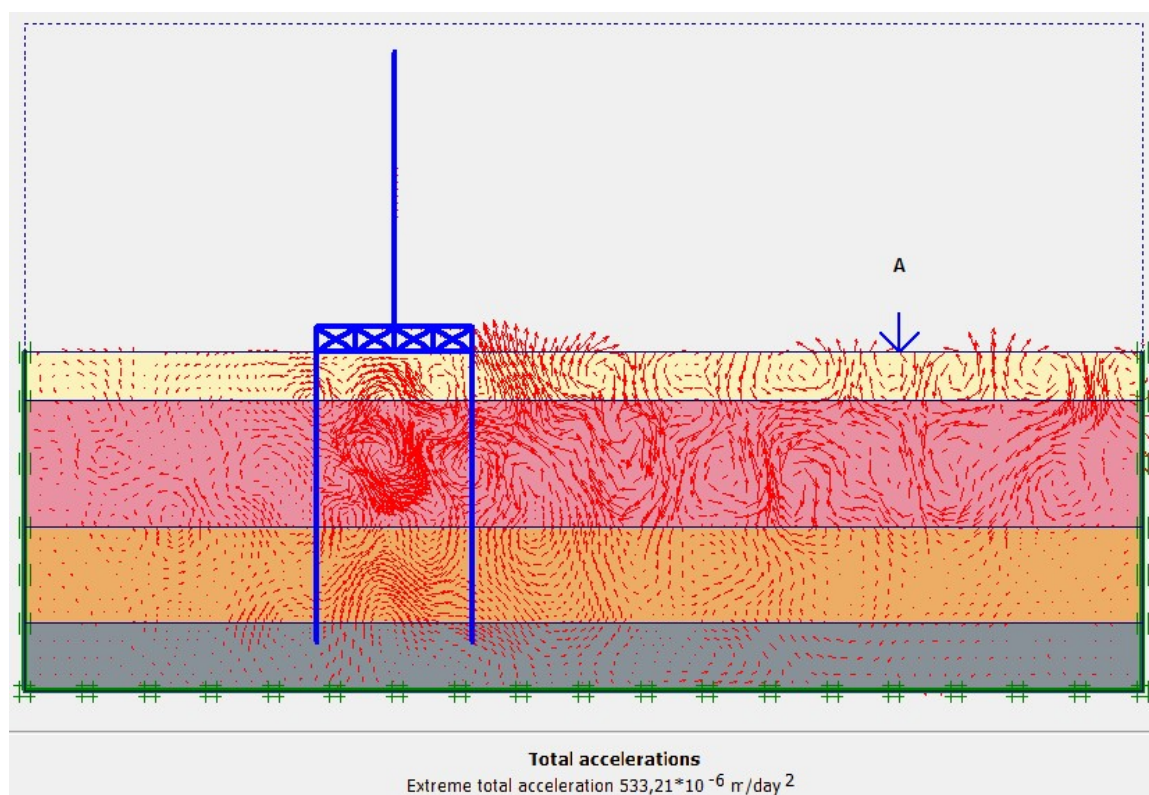


Figura 69 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $7,143 \times 10^{-14} \text{ m/s}^2$.

Para esse modelo não foi possível a representação em “sombras” da aceleração nas camadas de solo por apresentarem valores muito pequenos. O programa PLAXIS 2D não gerou essa saída de resultados.

Mas nota-se que, diferente dos outros modelos, onde a camada de argila orgânica mole apresentava um módulo de cisalhamento muito menor que as outras camadas, ou seja, menos resistente que as demais, quando aproxima-se a rigidez dessa camada com a camada superior de areia, a transferência de energia ocorre nas duas camadas superiores e não só na camada de argila orgânica e a aceleração máxima diminui consideravelmente (duas ordens de grandeza).

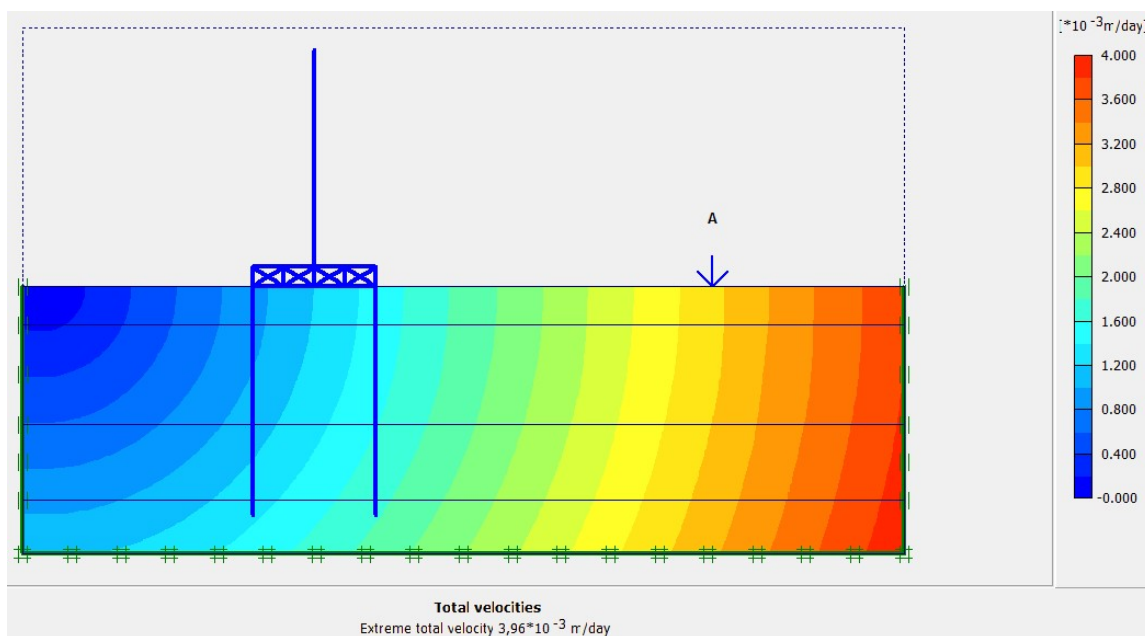


Figura 70 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $4,583 \times 10^{-8}$ m/s.

Os valores máximos de velocidade de partícula, nos cinco modelos, não variam muito entre si, e apresentam comportamento semelhantes. Quanto mais próximo da fonte de carga dinâmica, maiores são as velocidades, que vão se dissipando conforme se afastam dela.

Quanto aos valores máximos de aceleração, nota-se que, quanto menos resistente é a camada de solo, maiores são os valores e é pela camada menos resistente que a onda tende a se propagar com maior intensidade.

Modelo 6

Nesse modelo os valores de G_{din} , presentes na Tabela 8, não foram alterados. Apenas a região de contorno no modelo foi alterada, afastadas 25m da posição original, a fim de avaliar a influência das fronteiras absorventes estarem mais afastadas do carregamento dinâmico A, e o que implica na resposta no topo do edifício.

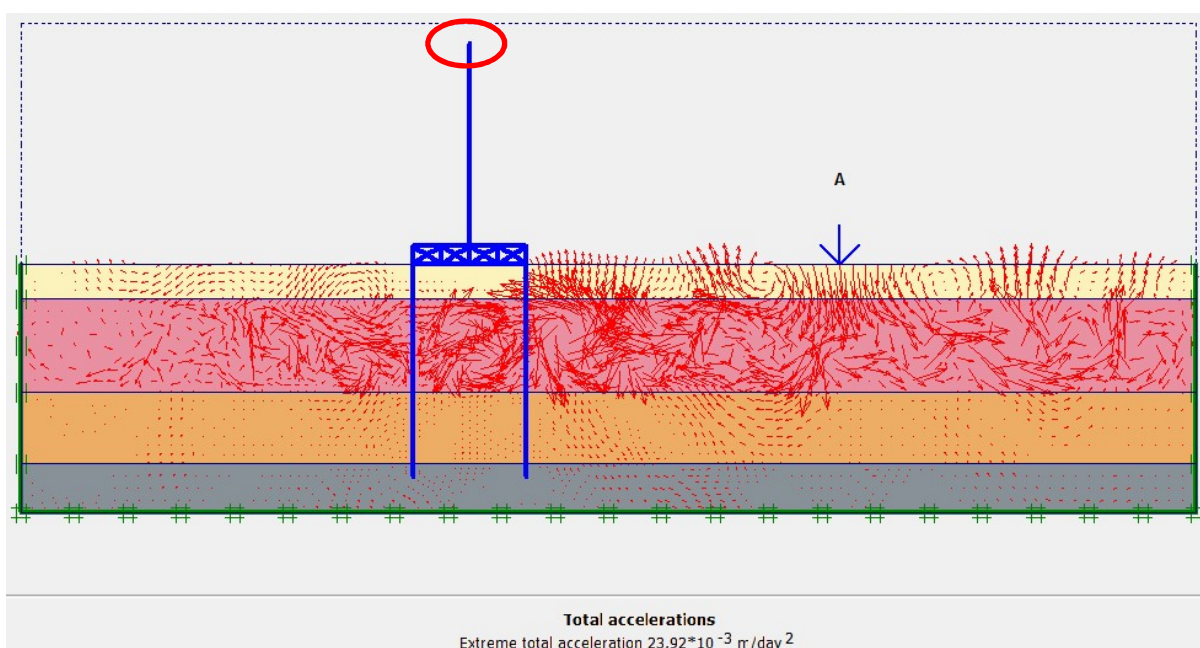


Figura 71 - Saída de resultados no PLAXIS 2D, trajetória das acelerações. Valor máximo de $3,204 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$.

A aceleração máxima encontrada de $3,204 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$ nesse modelo é quase três vezes maior que a apresentada no Modelo 1 ($1,169 \times 10^{-12} \text{ m/s}^2$), quando a única diferença entre os modelos é o afastamento dos bordos absorventes tanto do carregamento dinâmico quanto da estrutura do edifício. Quanto mais esses bordos estiverem afastados, melhor será a simulação do efeito de um espaço semi-infinito.

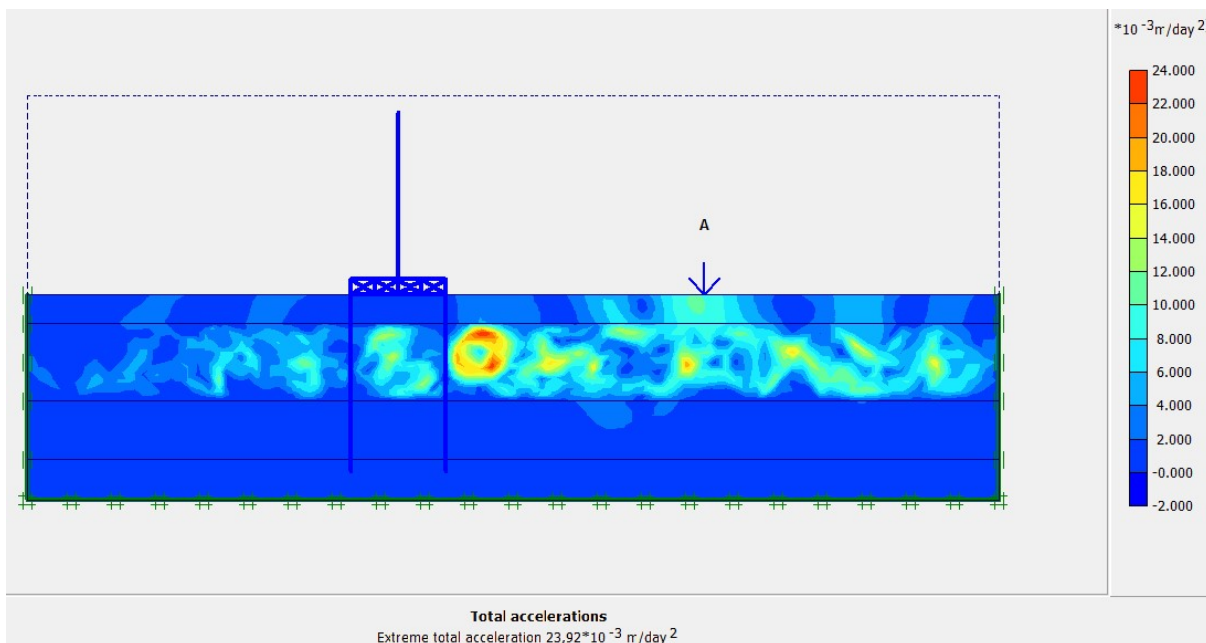


Figura 72 - Mesma saída de resultados da figura anterior, com a aceleração apresentada em “sombras”.

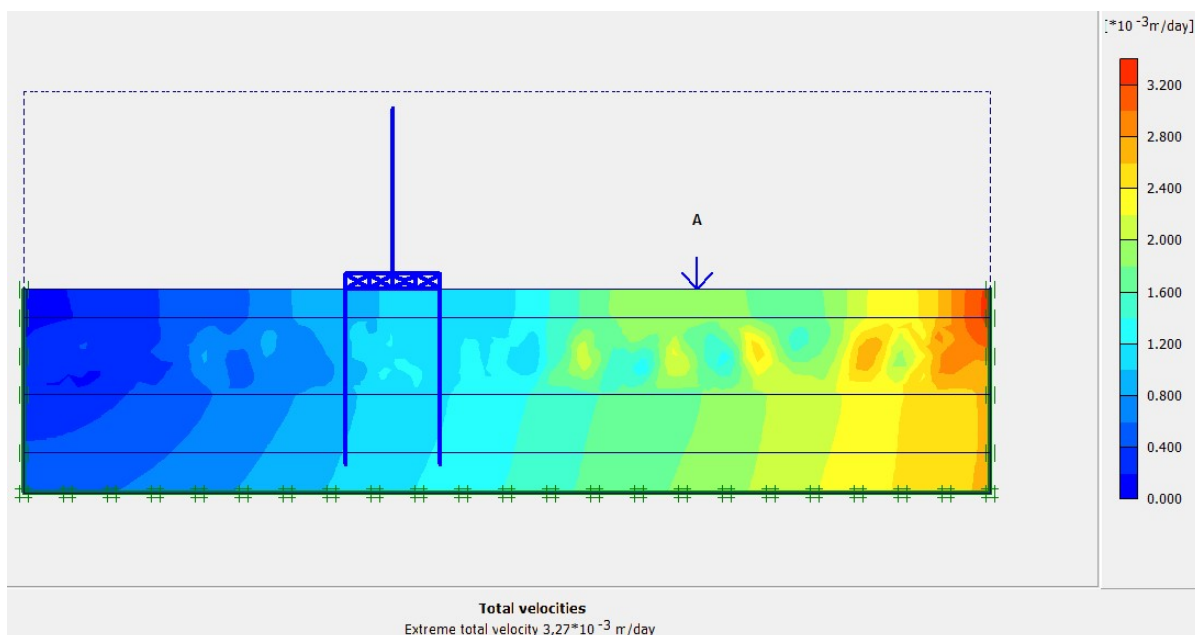


Figura 73 - Saída de resultados no PLAXIS 2D das velocidades, apresentadas em “sombras”. Valor máximo de $3,785 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

O gráfico da Figura 74 apresenta uma comparação entre as acelerações no topo do edifício entre os modelos 1 e 6. As respostas se mostraram semelhantes, com valores próximos de picos de aceleração, portanto, mesmo que a aceleração

máxima no substrato tenha apresentado valores distintos, quando avaliado o topo da estrutura do edifício, o afastamento dos bordos absorventes não gerou grande influência.

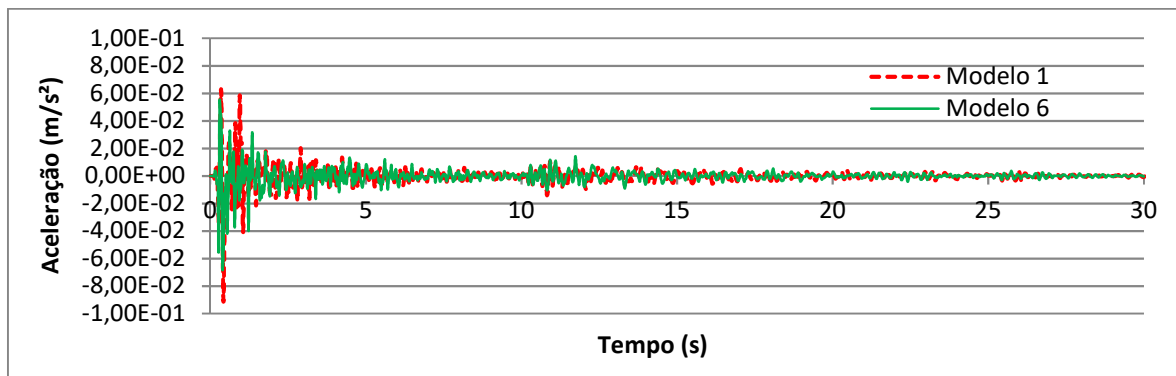


Figura 74 - Resposta da aceleração no tempo no topo do edifício, para os Modelos 1 e 6.

6.6. Resultados do Modelo 1

O resultado obtido em termos de aceleração no tempo, através da análise dinâmica no programa PLAXIS 2D, para uma modelagem no estado plano de deformações, é apresentado na Figura 75, para excitação estrutural devido ao tráfego de veículos.

Podem ser observadas características de um estado transiente no início da resposta (primeiros 6 segundos), indicando o momento em que o carregamento dinâmico é iniciado.

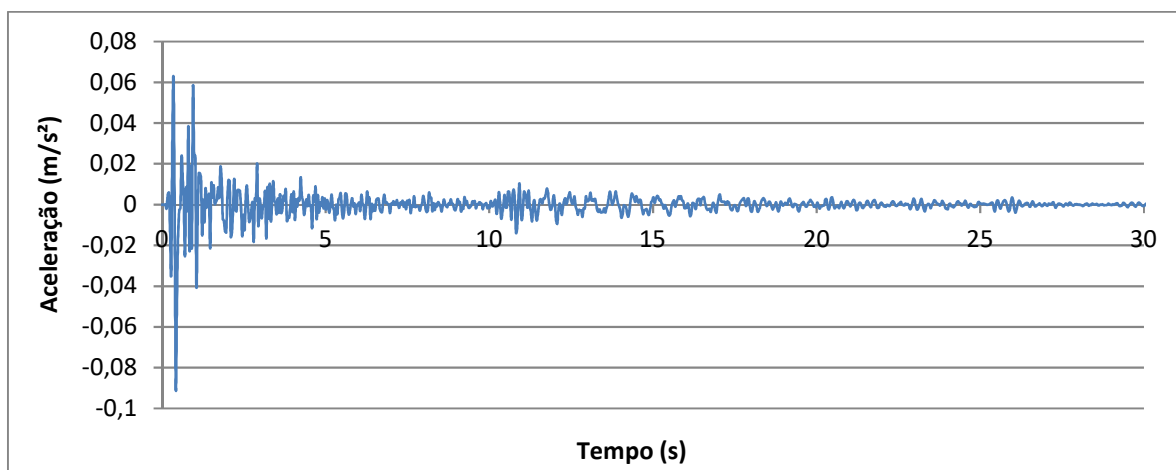


Figura 75 – Resposta da aceleração no topo do edifício.

Na resposta da aceleração da Figura 75, um filtro passa baixa foi aplicado na intenção de eliminar frequências acima de 3Hz. A nova resposta então da aceleração no tempo no topo do edifício pode ser vista na Figura 76.

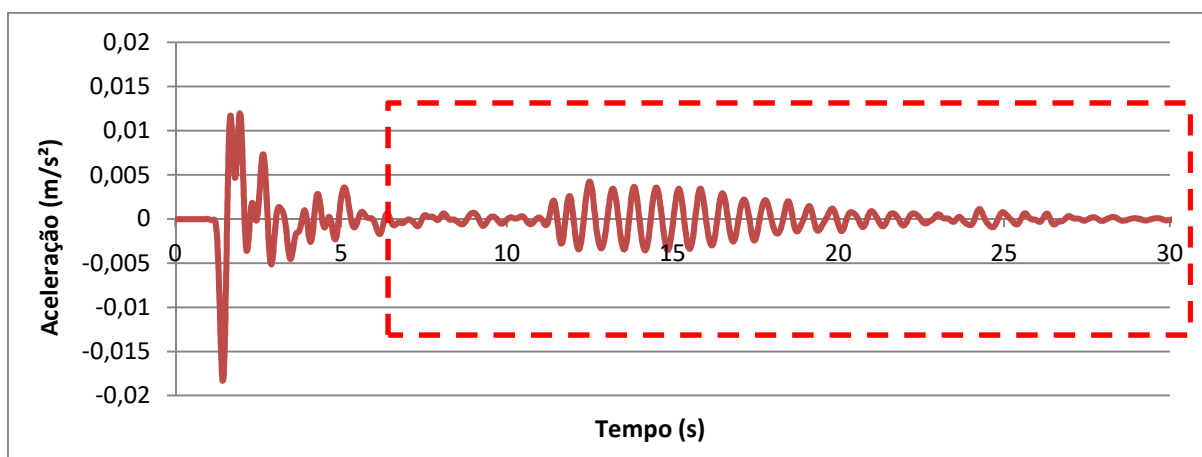


Figura 76 - Resposta da aceleração no topo do edifício após filtro passa baixa (0-3Hz).

A essa resposta (Figura 76), o transiente (0-6s, que indica o momento em que o carregamento dinâmico é iniciado) não foi observado nos dados experimentais e foi retirado. Portanto, o restante do sinal foi replicado (área pontilhada na Figura 76), simulando assim um fluxo contínuo de veículos pesados na via. A Figura 77 apresenta o sinal replicado onze vezes.

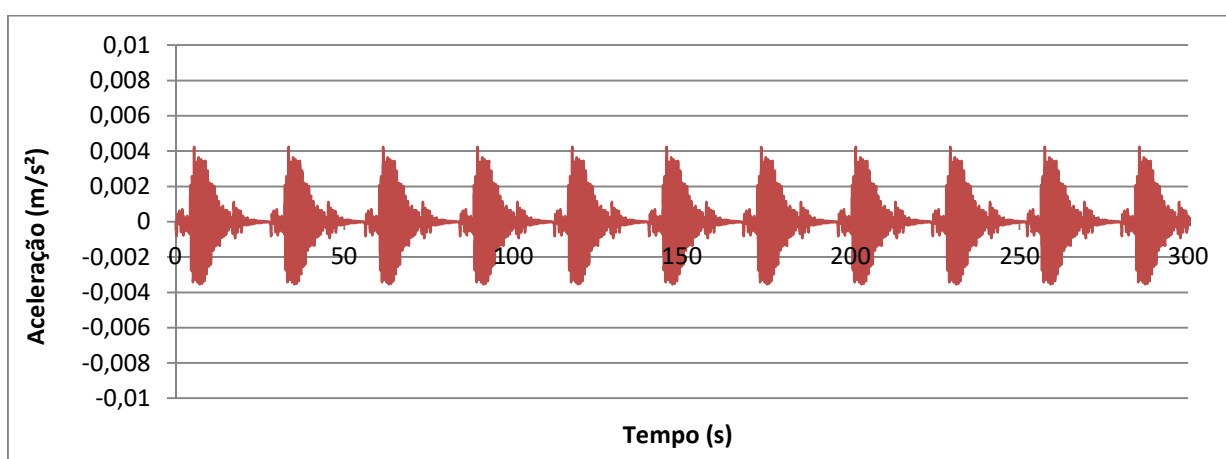


Figura 77 – Parte da resposta da aceleração no topo do edifício replicada onze vezes, referente a Figura 76 (6s-30s).

Ao sinal replicado de parte da resposta da aceleração no topo do edifício (Figura 77) aplicou-se a FFT, que gerou o espectro da aceleração observado na Figura 78. Esse espectro indica uma frequência dominante de 1,53 Hz, que corresponde à frequência de passagem do veículo.

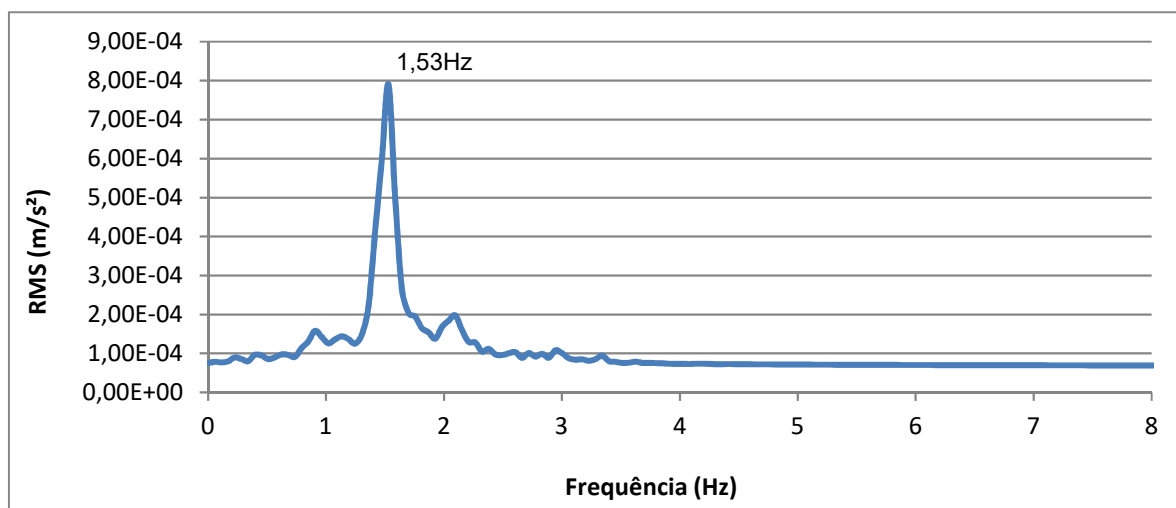


Figura 78 – Espectro da aceleração para o sinal replicado da Figura 77 (aplicação da FFT).

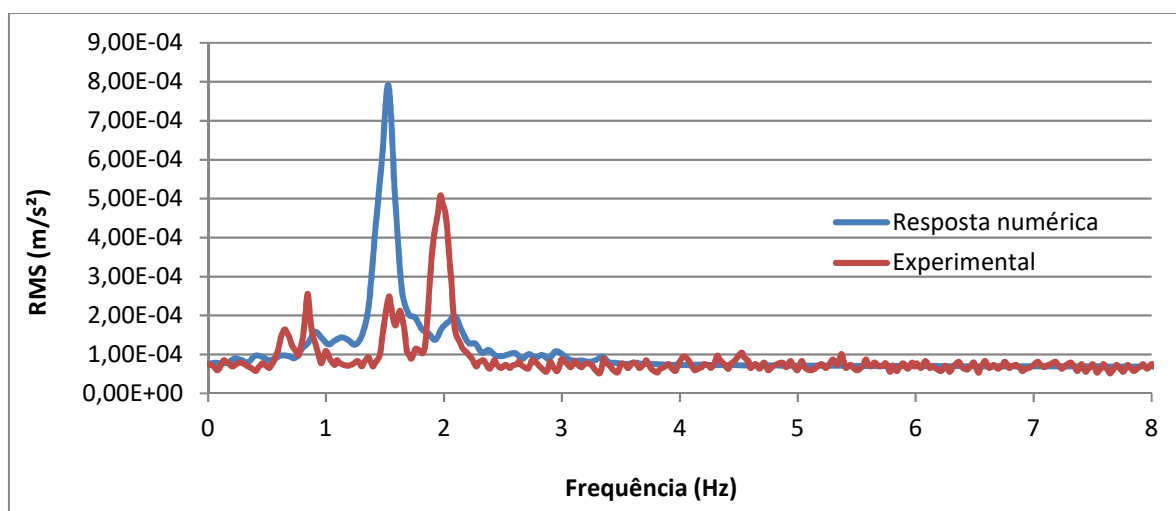


Figura 79 – Comparação do espectro de aceleração para a resposta experimental, referente ao acelerômetro AC5 (Figuras 36 e 39a), e o espectro da resposta numérica (Figura 78).

A comparação das respostas foi realizada em termos de frequência por não se ter, como já comentado, as respostas no tempo das campanhas de medições realizadas para o tráfego de veículos (ver Figura 79).

A resposta numérica (Figuras 78 e 79) mostra que a modelagem numérica não é capaz de excitar as frequências fundamentais correspondentes ao modelo unifilar da Figura 49. Isso indica que não há amplificação dos deslocamentos para essas frequências fundamentais e a estrutura oscila aproximadamente com a frequência do tráfego. As demais frequências observadas experimentalmente e não captadas pela modelagem numérica correspondem a outros modos de vibração não contemplados no modelo unifilar simplificado, tais como os modos de torção da estrutura.

Os resultados teóricos obtidos, pela Fundação COPPETEC, com os modelos computacionais para acelerações máximas no topo do edifício, na direção transversal, foram da ordem de 10^{-5} a 10^{-3} m/s², e os resultados experimentais obtidos foram da ordem de 10^{-4} m/s².

A resposta numérica com a ferramenta PLAXIS também ficou na ordem de 10^{-4} m/s², de acordo, portanto, com os resultados experimentais.

O relatório técnico da COPPETEC (BATTISTA et al, 2000), apresenta as seguintes conclusões sobre a avaliação das vibrações induzidas por tráfego de veículos na estrutura do edifício:

- Que a estrutura do edifício é realmente susceptível a vibrações induzidas por fontes externas de vibração, devido a falta de travejamento lateral adequado nos sentidos longitudinal e transversal do edifício. Essa característica se dá pela ausência de um sistema de pórticos ortogonais, pela reduzida rigidez à flexão das vigas e pilares (bastante esbeltos ao longo da altura do edifício), e ainda pela deslocabilidade transversal e longitudinal das fundações em blocos não inter-travados sobre estacas atravessando espessa camada de argila mole;
- Os valores medidos das acelerações se encontram numa faixa pouco abaixo do limiar da percepção humana. Entretanto, eventuais passagens de veículos mais pesados e outras possíveis fontes de vibração, que parecem constituir eventos raros, induziriam níveis de vibrações perceptíveis;
- Enrijecimento de painéis verticais e horizontais nos pavimentos das garagens e do PUC, assim como o impedimento dos modos fundamentais de vibração dos blocos das fundações sobre estacas, com cravação de inúmeras estacas

inclinadas, foram apontados como medidas corretivas eficientes. Ou ainda, como alternativa, foi sugerida a instalação de sistemas passivos de absorção de energia de vibração, no topo do edifício. A instalação desses absorsores – dois com cerca de 15t massa cada um – exigiriam, entretanto, pequenos reforços de vários componentes estruturais, como de alguns pilares ao longo de toda sua altura até as fundações, implicando em ônus e transtornos para os condôminos;

- Concluiu-se então que, devido às deficiências de concepção original da estrutura, não haveria medida corretiva, com viabilidade prática e econômica, que pudesse ser aplicada com sucesso para reduzir a sensibilidade da estrutura a vibrações induzidas por fontes externas de excitação;
- A segurança global da estrutura em concreto armado não ficou, entretanto, comprometida para os níveis de vibração induzidas, e nenhuma medida corretiva de fato foi tomada, tendo os condôminos que conviver com tal desconforto de ocorrência não frequente.

7. CONCLUSÕES

Na análise paramétrica, onde o módulo dinâmico G_{din} do solo foi variado algumas vezes, observou-se que quanto menos resistente o estrato de solo, mais intensa será a propagação de ondas naquele meio. Estes resultados são conhecidos na Teoria Dinâmica de corpos elásticos ou na Dinâmica de Estruturas.

Apesar de estratos mais resistentes (rígidos) apresentarem velocidades de ondas mais elevadas, a propagação de ondas tende a apresentar maiores acelerações em estratos menos resistentes (pouco rígidos), como é o caso da argila orgânica mole.

Quando a camada de argila mole teve sua rigidez aumentada em dez vezes daquela estimada, Modelo 5, chegando a mesma ordem de grandeza da camada superior de areia fina, a aceleração máxima reduziu consideravelmente, e a propagação de ondas se deu nas duas camadas superiores, corroborando o que foi dito acima.

O amortecimento do solo no PLAXIS, para as análises aqui apresentadas, se deu por radiação, onde amortecedores posicionados nas fronteiras da malha de elementos finitos simulam a perda de energia e evitam que as ondas sejam refletidas. Com um modelo com fronteiras mais afastadas tanto do edifício quanto da fonte de vibração (Modelo 6) pôde-se avaliar a resposta em termos de aceleração no topo do edifício, e quando comparado com a resposta do modelo do estudo de caso (Modelo 1), observou-se que ambas ficaram bastante parecidas, comprovando então a “absorção” das ondas pelas fronteiras, não deixando que elas sejam refletidas.

Como comentado na seção 6.6, a resposta numérica no topo do edifício, em termos de frequência, apresenta seu maior pico em aproximadamente 1,5Hz, o que indica que a análise numérica não excita as frequências naturais do modelo unificar simplificado considerado no cálculo.

Os resultados teóricos obtidos, pela COPPETEC, com os modelos computacionais para acelerações máximas no topo do edifício, na direção transversal, foram da ordem de 10^{-5} a 10^{-3} m/s², e os resultados experimentais obtidos foram da ordem de 10^{-4} m/s².

A resposta numérica obtida com a ferramenta PLAXIS também resultou na ordem de 10^{-4} m/s², de acordo, portanto, com os resultados experimentais. Os

resultados obtidos no PLAXIS 2D, em termos de amplitude de aceleração foram, portanto, satisfatórios se comparados aos resultados experimentais.

Para uma análise mais realista do comportamento não só do solo mas como da estrutura do edifício, a utilização de um programa em três dimensões seria mais adequado, uma vez que se teve que alterar e adequar as propriedades geométricas e físicas da estrutura do edifício e fundações para uma análise 2D.

Ainda assim, o programa PLAXIS 2D mostra-se como uma eficiente ferramenta computacional, concebido exclusivamente para problemas geotécnicos, permitindo o seu uso com grande vantagem em relação às modelagens dinâmicas clássicas onde o comportamento do solo é substituído por molas elásticas de rigidez presumivelmente equivalente.

Como sugestão para um trabalho futuro recomenda-se elaborar um modelo matemático para o problema de interação veículo-pavimento-solo, em pavimento rígida e flexível.

Ainda no sentido de se obter resultados que expressem da melhor forma possível o que ocorre no campo, e como sugestão para um futuro trabalho de pesquisa, uma análise dinâmica utilizando o programa PLAXIS 3D daria uma melhor percepção das limitações decorrentes da hipótese de deformação plana. Recomenda-se comparar as análises aqui apresentadas com resultados obtidos através de aplicação do programa PLAXIS 3D, comparando-se os resultados com as aproximações por deformação plana.

REFERÊNCIAS

ARAUJO, A. O.; *Modelos Analítico-Numéricos para Interação Dinâmica Veículo-Pavimento-Estrutura de Ponte Rodoviária*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

AZEVEDO, A. F. M.; *Mecânica dos Sólidos*, 1ª edição, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1996.

AZEVEDO, A. F. M.; *Método dos Elementos Finitos*, 1ª edição, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2003.

BARBOSA, P. H. M.; *Influência do solo sob bloco de coroamento na resposta dinâmica em um pórtico de concreto armado*. Dissertação de M.Sc., CEFET-MG, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

BARROS, J.M.C.; *Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais*. 1997. 637f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BATTISTA, R. C.; CARVALHO, E. M. L.; MOREIRA, T. V.; SARQUIS, F. M., et al.; *“Avaliação das Vibrações induzidas por Várias Fontes de Excitação na Estrutura do Edifício La Villete – Relatório Técnico I”*. Fundação COPPETEC, Rio de Janeiro, RJ, 1999.

BATTISTA, R. C.; CARVALHO, E. M. L.; MOREIRA, T. V.; SARQUIS, F. M., et al.; *“Avaliação das Vibrações induzidas por Várias Fontes de Excitação na Estrutura do Edifício La Villete – Relatório Técnico II”*. Fundação COPPETEC, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

BELINCANTA, A.; *Energia Mecânica no SPT: resultados de uma investigação teórico-experimental*. 1985. Tese (Dissertação) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

BOWLES, J. E.; *Foundation Analysis and Design*, 4th Edition, McGraw-Hill, 1988.

BRANDÃO, M. P.; *Fundamentos da Dinâmica de Estruturas*, São José dos Campos, 1996.

BRINKGREVE, R.B.J., *Finite Element code for Soil and Rock Analysis - PLAXIS 2D user's manual*. Rotterdam, 2002.

BUZDUGAN, G.; *Dynamique des fondations de machines*. Paris: Éditions Eyrolles, 1972.

CAUGHEY, T. K.. and O'KELLY M. E. J.; *Effect of damping on the natural frequencies of linear dynamic systems* – Journal of the Acoustical society of America, v. 33, 1961, p. 1458-1461.

CAVALCANTE, E. H.; *Investigação teórico-experimental do SPT*. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CHIOSTRINI,S., LANCIERI, F., MARRADI, A., et al; *Numerical Evaluation and Experimental Measurements of Traffic-Induced Vibrations, Proceedings of the Seventh CMEM Computational Methods and Experimental Measurements*, Comp. Mec. Publ, Capri, Italy, may 1995.

CLOUGH, R. W. and PENZIEN, J.; *Dynamics of Structures*, New York, McGraw-Hill, 1975.

COSTA, G. A. S.; *Análise Vibratória de Fundações de Máquinas sobre Estacas*. Dissertação de M.Sc., UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

D4428M – Standard Test Method for Crosshole seismic Testing, ASTM, 2007.

DE MELO, V. F. B.; *The standard penetration test. In: Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4., 1971. San Juan, Puerto Rico.

DECOURT, L.; *The standard penetration test: State-of-the-art report. General Report presented in Session 2. In: International Conference In Soil Mechanics And Foundation Engineering*, 12., Rio de Janeiro, 1989. v. 4.

FANG, H. Y.; *Foundation Engineering Handbook*, 2d edition, New York, Capman & Hall, 1990.

FREITAS, A. C.; *Contribuição ao Estudo do Efeito Tridimensional de Instalação e de Grupo em Estacas Cravadas em Areias*. Dissertação de M.Sc., UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

HACHICH, W., e BARROS, J.M. de C., *Fundações Sujeitas a Esforços Dinâmicos*. Livro Fundações: Teoria e Prática, Capítulo 10, São Paulo, Brasil, PINI, 1996.

HANUMANTHARAO, C.; RAMANA, G.V.; *Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, Índia*. Journal of. Earth Syst. Sci., Índia, v. 117, n.2, p. 719-730, november, 2008.

INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING; *International reference test procedure for the standard penetration test (SPT): report of the ISSMFE – TC 16 – Technical committee on penetration testing of soils, with reference test procedures - CPT- SPT - DP - WST*. [S.l : s.n.], 1989. p. 17-19.

KOVACS, W.D.; EVANS, J.C.; GRIFFITH, A.H.; *Towards a More Standardized SPT*. In: *International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering*, 11, 1977, Tokyo, 1977. v. 2. p. 269-276.

LIMA JUNIOR, S.B.; *Emprego das ondas Rayleigh visando à caracterização geotécnica de solos superficiais de encosta numa área teste em Ubatuba/SP*. Dissertação de M.Sc., Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

LIMA, S. de S. e SANTOS, S.H. de C.; *Análise Dinâmica das Estruturas*, Rio de Janeiro, Editora Ciência Moderna Ltda., 2008.

LYSMER, J. e KUHLMEYER, R. L., *Finite Dynamic Model for Infinite Media*. ASCE J. of the ENg. Mech. Div., 1969.

MACHADO, F. G.; *Estudo do Comportamento de Fundações Submetidas a Vibrações de Máquinas*. Dissertação de M.Sc., COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

MELO, E. S.; *Interação Dinâmica Veículo-Estrutura em Pequenas Pontes Rodoviárias*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

MENDONÇA, R. F.; *Geração de Dados para Modelo Dinâmico de Cargas Móveis em Pontes*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

MENESES, P.J.B. de S.; *Grupos de Estacas sob Acções Horizontais: Análise com Recurso a Multiplicadores – p. 2007*. Dissertação M.Sc., Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2007.

MOREIRA, T. do V.; *Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas*. Tese de D.Sc., COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

N 1848 – *Projeto de Fundações de Máquinas*, PETROBRAS, 2008.

NBR 7250/1982 – *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos*.

NBR 8036/1983 - *Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios*.

NORMA DNIT 005/2003 – TER; *Defeito nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia*.

ODEBRECHT, E.; *Medidas de Energia no Ensaio SPT*. Tese de D.Sc., UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

OHSAKI, Y., and IWASAKI, R., *On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits*, Soil and Foundations, JSSMFE, v.14, nº4, p. 59-73, Dec., 1973.

PACHECO, M. P.; *Curso Método dos Elementos Finitos*, UERJ, Rio de Janeiro, 2011.

PFEIL, M. S., MENDONÇA, R. F., ROSSIGALI, C. E., BATTISTA, R. C.; *Estudos Probabilísticos para Novo Modelos de Cargas Móveis para Pontes no Brasil*. III Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Abril, 2010.

POTTS, D. M., e ZDRAVKOVIC, L.; *Finite element analysis in geotechnical engineering - Theory*, London: Thomas Telford, 1999.

RAO, S. S.; *Vibrações Mecânicas*, 4ª edição; revisor técnico Junior, J. J. de L.; tradução Simille, A., São Paulo, 2014.

RICHART, F. E. Jr.; HALL, J. R. Jr.; WOODS, R. D.; *Vibrations of soils and foundations*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentic-Hall Inc., 1970. 414 p.

ROSSIGALI, C. E.; *Atualização do Modelos de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

SANTOS, E.F.; PFEIL, M.S.; BATTISTA, R.C.; *Modelagem Tridimensional da interação veículo-pavimento-estrutura de Pontes*. XXX CILAMCE – Iberian-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Rio de Janeiro, 2009.

SEED, R.B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L.F.; CHUNG, R.M.; *Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*, Journal of Geotechnical Engineering, 1985, Vol. 111, No. 12, pag 1425, 1445.

SKEMPTON, A.W.; *Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation*, 1986, Géotechnique, v.36, n.3, p.425-447.

VELLOSO, D. A., SANTA MARIA, P. E. L., e LOPES F. R.; *Princípios e Modelos Básicos de Análise*. Livro Fundações: Teoria e Prática, Capítulo 4, São Paulo, Brasil, PINI, 1996.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.; *Fundações*. Rio de Janeiro: Editora COPPE/ UFRJ, 2002. v. 2.

VENÂNCIO FILHO, F.; *Notas de Aula do Curso Dinâmica Estrutural – UFRJ*, 1987.

ANEXO A – SONDAGENS À PERCUSSÃO

NOTAS:

1. Cópias dos documentos elaborados em 1990 pela empresa TECNOBRÁS Engenharia LTDA e extraídas do Relatório Técnico I elaborado pela Fundação COPPETEC (BATTISTA et al, 1999);
2. Reprodução autorizada pelo Prof. Dr. Ronaldo Carvalho Battista, responsável técnico pelo serviço de consultoria prestado pela Fundação COPPETEC.