



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

Guilherme Alan Souza Costa

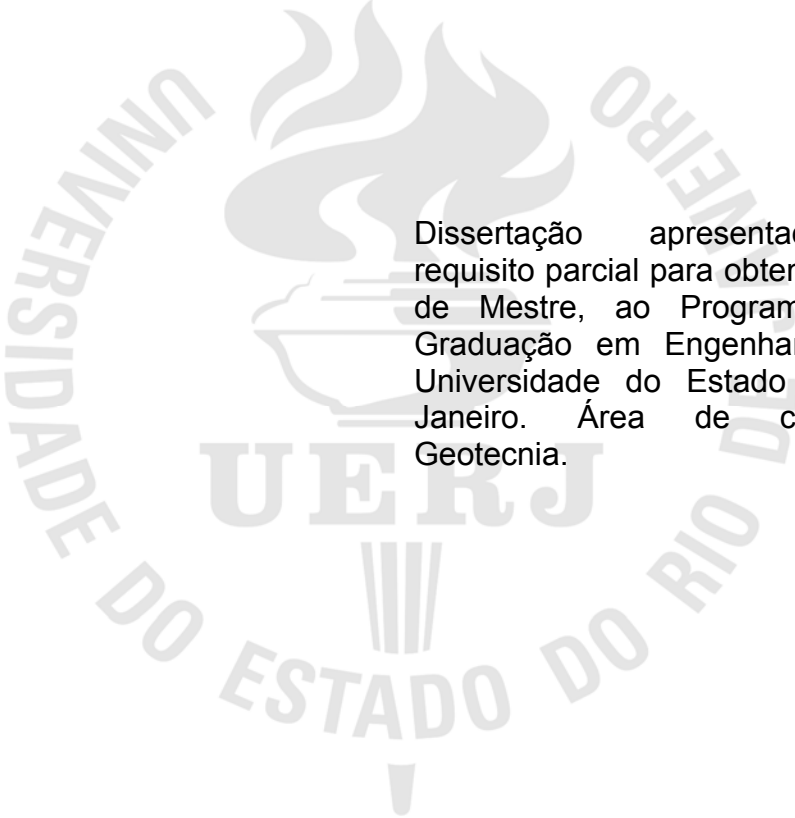
Análise vibratória de fundações de máquinas sobre estacas

Rio de Janeiro

2013

Guilherme Alan Souza Costa

Análise vibratória de fundações de máquinas sobre estacas



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.

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

Rio de Janeiro

2013

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

C838 Costa, Guilherme Alan Souza.
Análise vibratória de fundações de máquinas sobre estacas /
Guilherme Alan Souza Costa. – 2013.
144f.

Orientador: Marcus Peigas Pacheco.
Coorientadora: Bernadete Ragoni Danziger.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Método dos elementos finitos -
Dissertações. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Universidade do
Estado do Rio. III. Título.

CDU 624:519.62

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

Assinatura

Data

Guilherme Alan Souza Costa

Análise vibratória de fundações de máquinas sobre estacas

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: 27 de setembro de 2013.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof.^a Dr.^a Bernadete Ragoni Danziger (Coorientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Escola Politécnica – UFRJ

Rio de Janeiro

2013

DEDICATÓRIA

À minha família, pelo incentivo e apoio em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Marcus Peigas Pacheco e Prof.^a Bernadete Ragoni Danziger, por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento desta dissertação e pela amizade demonstrada nesse período.

Às professoras Ana Cristina Sieira e Denise Gerscovich, pelos ensinamentos, desde a graduação até aqui.

Aos Professores Sérgio Hampshire e Silvio Souza Lima por disponibilizar a utilização do BlockSolver, integrante do sistema DinaSis do Grupo de Análise Dinâmica e Engenharia Sísmica da Escola Politécnica da UFRJ.

Ao Prof. Sérgio Hampshire por abrir as portas da POLI/UFRJ e estar sempre disposto a responder minhas dúvidas.

Ao engenheiro civil e amigo Pablo Furtado pela paciência, incentivo e apoio aos meus estudos.

À UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado esta conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução desta dissertação.

À FAPERJ pelo apoio financeiro.

The universe is wider than our views of it.

Henry David Thoreau

RESUMO

Costa, Guilherme Alan Souza. *Análise vibratória de fundações de máquinas sobre estacas*. 2013. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

A análise de fundações sob solicitações dinâmicas é algo sempre presente em projetos na área industrial. É um campo pouco explorado na área de engenharia geotécnica, onde existem relativamente poucas informações no Brasil, de maneira geral. O método mais comum de realizar essas análises é a simplificação de modelos estruturais a partir do uso de molas. Sabe-se que esses coeficientes de reação têm uma variação relativamente grande e que esse enfoque de projeto pode, em alguns casos, mostrar-se contra a segurança ou levar a superdimensionamentos desnecessários. Verifica-se, então, a necessidade de uma avaliação mais criteriosa, utilizando a interação solo x estrutura, onde as molas comumente utilizadas nas análises vibratórias convencionais são substituídas pela rigidez real do solo quando concebido como um meio contínuo, através de sua discretização pelo método dos elementos finitos. A presente dissertação analisa o problema através do módulo de dinâmica do programa Plaxis 2D. Neste tipo de análise, além da modelagem do solo como um meio contínuo, torna-se possível introduzir condições de contorno específicas ao problema em estudo, múltiplas camadas de solo, sejam horizontais ou inclinadas, além da introdução de amortecedores capazes de evitar a reflexão espúria das ondas incidentes nos limites da malha de elementos finitos e assim modelar mais adequadamente a perda de energia por radiação. A presente dissertação compara medições experimentais e soluções eficientes de métodos vibratórios clássicos com a resposta obtida pelo MEF, mostrando resultados bastante satisfatórios tanto pelos métodos clássicos quanto pelo MEF.

Palavras-chave: Fundação de Máquinas. Análise Vibratória. Amortecimento por Radiação. Elementos Finitos.

ABSTRACT

Costa, Guilherme Alan Souza. *Vibration Analysis of machine foundation on piles*. 2013. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

The foundation analysis by dynamic solicitations is always present in industrial projects. It is an area which is poorly explored in geotechnical engineering and there are few information about this subject in Brazil, in general. The most common method to realize this analysis consists in simplifies structural models by using springs. It is known that these reaction coefficients have a large range of variation and this project's focus can, in some cases, be against the safety side or lead to unnecessary over designs. This proves the necessity to do a more criterious evaluation by using the interaction soil x structure where the springs usually used in common vibration analysis are replaced by the real stiffness of soil when designed as a continuous medium through its discretization by finite element method. This present dissertation analyzes the problem through the dynamic modulus of the software PLAXIS 2D. In this sort of analysis, besides the modeling of soil as a continuous medium, it becomes possible to introduce specific boundary conditions associated to the studied problem, multiple soil layer, that can be horizontals or inclined, in addition to the introduction of dampers able to avoid the spurious reflection of incident waves on the boundary of finite element mesh and then to model more efficiently the energy loss by radiation. This present dissertation compares experimental measurements and efficient solutions of classical vibration methods with the response obtained by FEM, showing results quite satisfactory both by classical methods and by FEM.

Keywords: Machine Foundation. Vibration Analysis. Radiation Damping. Finite Element.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema de um grau de liberdade, Clough e Penzien (1975)	29
Figura 2 – Movimento Harmônico Simples, Clough e Penzien (1975)	32
Figura 3 – Diagrama Vetorial, Clough e Penzien (1975)	32
Figura 4 – Movimento subamortecido, Clough e Penzien (1975).....	35
Figura 5 – Fator de Amplificação Dinâmica para alguns valores de ξ , Lima e Santos (2008)	40
Figura 6 – Variação do ângulo de fase com a razão de frequência para alguns valores de ξ , Lima e Santos (2008)	41
Figura 7 – Variação da transmissibilidade com β , Lima e Santos (2008).....	42
Figura 8 – Resposta na ressonância ($\beta=1$), Clough e Penzien (1975).....	45
Figura 9 – Prisma sujeito apenas a tensão uniaxial, Azevedo (1996).....	57
Figura 10 – Fundação Estaqueada	60
Figura 11 – Limite gerais de amplitude de deslocamento para diversas frequências, Richart <i>et al</i> (1970).....	63
Figura 12 – Critério de vibração em máquinas rotativas Blake <i>apud</i> Richart <i>et al</i> (1970).....	65
Figura 13 – Esquema do ensaio Crosshole, Fang (1990)	69
Figura 14 – Estrutura do programa	73
Figura 15 – Ilustração de problemas no Estado Plano e Axissimétrico, Brinkgreve (2002)	74
Figura 16 – Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos, Brinkgreve (2002)	76
Figura 17 - Comportamento linear elástico	79
Figura 18 – Qualidade da malha de elementos finitos	84
Figura 19 – sistema de coordenadas tridimensional genérico e convenção de sinais para tensões, Brinkgreve (2002)	86
Figura 20 – Estado plano de deformações – Azevedo (1996)	88
Figura 21 – estado axissimétrico – Azevedo (2003).....	89
Figura 22 – componentes são nulos em problemas axissimétricos – Azevedo (2003)	90
Figura 23 – Análises realizadas por MACHADO (2010).....	91

Figura 24 – Tela inicial do programa BLOCKSOLVER	93
Figura 25 – Locação dos ensaios e da base analisada, Machado (2010).....	95
Figura 26 – Perfil geotécnico do subsolo, Machado (2010)	97
Figura 27 – Módulo de Cisalhamento Dinâmico determinados por correlação e diretamente por ensaio.....	103
Figura 28 – Geometria do modelo.....	105
Figura 29 – Detalhe da geometria do bloco de coroamento.....	105
Figura 30 – Malha do modelo em elementos finitos	106
Figura 31 – Esquema de aplicação de cargas.	107
Figura 32 – Deslocamentos verticais em função do tempo.....	113
Figura 33 – Deslocamentos horizontais em função do tempo.....	113
Figura 34 – Velocidades horizontais em função do tempo.....	114
Figura 35 – Velocidades verticais em função do tempo	114
Figura 36 – Esquema de carregamento para excentricidade de 50cm	116
Figura 37 – Esquema de carregamento para excentricidade de 100cm	117
Figura 38 – Deslocamentos horizontais em função do tempo (e = 50cm).....	118
Figura 39 – Deslocamentos verticais em função do tempo (e = 50cm).....	118
Figura 40 – Deslocamentos horizontais em função do tempo (e = 100cm).....	119
Figura 41 – Deslocamentos verticais em função do tempo (e = 100cm).....	119
Figura 42 – Tela de configurações gerais do PLAXIS 2D	121
Figura 43 – Geometria do modelo axissimétrico	122
Figura 44 – Tela do programa BLOCKSOLVER	123
Figura 45 – Deslocamento vertical em função do tempo – PLAXIS 2D	124
Figura 46 – Velocidade vertical em função do tempo – PLAXIS 2D.....	124
Figura 47 – Deslocamentos em função da frequência de excitação - Blocksolver..	125
Figura 48 – Orientação dos eixos no programa BLOCKSOLVER.....	128
Figura 49 – Orientação dos eixos no programa PLAXIS 2D	128
Figura 50 – Comparação – velocidades máximas horizontais	131
Figura 51 – Estudo de caso: comparação das velocidades máximas verticais.....	132
Figura 51 – Máquina em planta, MACHADO (2010)	136
Figura 52 – Corte longitudinal da máquina, MACHADO (2010).....	137
Figura 53 – Corte transversal da máquina, MACHADO (2010).....	138
Figura 54 – Relação de componentes, MACHADO (2010).....	139
Figura 55 – Tabela de pesos, MACHADO (2010)	139

Figura 56 – Esforços máximos admissíveis nos bocais, MACHADO (2010).....	140
Figura 57 – Cargas nas fundações, MACHADO (2010).....	140
Figura 58 – Resultados da instrumentação da bomba B-9015131001A, Machado (2010).....	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Movimento forçado – sistemas 1 GL	43
Tabela 2 – Relação entre as massas do bloco e da máquina	54
Tabela 3 – Coeficientes de <i>Poisson</i> sugeridos para cada tipo de solo, Petrobras N-1848 (2010)	58
Tabela 4 – Faixas de severidade – NBR-10082	62
Tabela 5 – Avaliação do desempenho através das faixas de severidade	62
Tabela 6 – Fatores de Serviço, Blake <i>apud</i> Richart <i>et al</i> (1970)	64
Tabela 7 – Ensaio mais utilizados para determinação de G, Hachich e Barros (1996)	67
Tabela 8 – Fatores de correção C_i , Freitas (2009)	71
Tabela 9 – Características da fundação analisada	94
Tabela 10 – Ensaio disponíveis	95
Tabela 11 – Ensaio <i>Crosshole</i> CH03	98
Tabela 12 – Valores de G a partir de correlação	99
Tabela 13 – Resumo comparativo dos resultados, Machado (2010)	100
Tabela 14 – Valor da força aplicada por unidade de metro	107
Tabela 15 – Valor do momento aplicado por unidade de metro	107
Tabela 16 – <i>Input</i> – forças A_x e A_y	108
Tabela 17 – <i>Input</i> – forças M_1 e M_2	108
Tabela 18 – Ensaio <i>Crosshole</i> CH3	109
Tabela 19 – Parâmetros elásticos discretizados por metro	110
Tabela 20 – Parâmetros atribuídos ao solo no MEF	111
Tabela 21 – Parâmetros atribuídos ao material do bloco no MEF	112
Tabela 22 – Resultados obtidos do PLAXIS 2D	115
Tabela 23 – Deslocamentos e velocidades para os modelos excêntricos e instrumentação	120
Tabela 24 – Resumo dos resultados considerando o efeito 3D	125
Tabela 25 – Resumo dos resultados – Machado (2010)	127
Tabela 26 – Resumo dos resultados do programa PLAXIS 2D	129
Tabela 26 – Resumo dos resultados das velocidades máximas	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

MEF	Método dos Elementos Finitos
FEM	<i>Finite Element Method</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
DIN	<i>Deutsches Institut fur Normung</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
GL	Grau de Liberdade
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
CH	<i>Crosshole</i>
FL-2	Unidade de força sobre unidade de comprimento ao quadrado
FL-1	Unidade de força sobre unidade de comprimento
SASW	<i>Spectral Analysis of Surface Waves</i>
2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

A	amplitude da força vibratória
A_x	deslocamento na direção x
A_y	deslocamento na direção y
A_z	deslocamento na direção z
A_{xx}	rotação em torno do eixo x
A_{yy}	rotação em torno do eixo y
A_{zz}	rotação em torno do eixo z
B	menor dimensão do bloco de coroamento
c	amortecimento
c_c	amortecimento crítico
d	diâmetro das estacas
D	fator de amplificação dinâmica
d_{eq}	espessura equivalente
e	espaçamento entre estacas
E	módulo de elasticidade do solo
E_{oed}	módulo oedométrico
EA	rigidez axial
EI	rigidez a flexão
f	frequência natural
F_e	força resistente
F_a	força de amortecimento
F_i	força de inércia
$F_t(t)$	força transmitida à base

\vec{F}_R	vetor de forças nodais
\vec{F}_A	vetor de forças de amortecimento
\vec{F}_I	vetor de forças inércia
G	módulo de cisalhamento do solo
H	altura do bloco de coroamento
I	número imaginário ($\sqrt{-1}$)
I_x	Momento de massa do sistema na direção x
I_y	Momento de massa do sistema na direção y
I_z	Momento de massa do sistema na direção z
I'	momento de massa em relação a um eixo deslocado do eixo de referência
J_x	Momento de inércia para fundações estaqueadas na direção x
J_y	Momento de inércia para fundações estaqueadas na direção y
J_z	Momento de inércia para fundações estaqueadas na direção z
K	coeficiente de mola
L	maior dimensão do bloco de coroamento
M	massa
M	amplitude do momento
M_B	massa do bloco
M_M	massa da máquina
M_i	massa generalizada
N	número de estacas
N_{SPT}	número de golpes do ensaio SPT
$\vec{p}(t)$	força externa aplicada
P_p	peso próprio do bloco de coroamento
P_i	força generalizada

R	raio equivalente
RT	fator dinâmico
t	tempo
T	período
u_x	deslocamento na direção x
u_y	deslocamento na direção y
u_z	deslocamento na direção z
V_{ef}	velocidade eficaz
V_p	velocidade das ondas de compressão P
V_s	velocidade das ondas de cisalhamento S
x_{cg}	coordenada do centro de gravidade do sistema na direção x
X_c	coordenada do centroide de uma fundação profunda na direção x
X	deslocamento
\vec{x}	vetor de deslocamentos nodais
x'	velocidade
\vec{x}'	vetor de velocidades nodais
x''	aceleração
\vec{x}''	vetor de acelerações nodais
y_{cg}	coordenada do centro de gravidade do sistema na direção y
Y_c	coordenada do centroide de uma fundação profunda na direção y
z_{cg}	coordenada do centro de gravidade do sistema na direção z
A	constante de Rayleigh
B	constante de Rayleigh
B	razão de frequência
ε_x	deformação da direção x

ε_y	deformação da direção y
ε_z	deformação da direção z
$\vec{\phi}$	vetor dos modos nodais
φ_z	rotação em torno do eixo z
ν	coeficiente de poisson
θ	ângulo de fase
ρ	massa específica do solo
ρ	amplitude do movimento
σ_z	tensão uniaxial na direção z
ξ	taxa de amortecimento
ω	frequência angular natural
ω_d	frequência angular
ω_i	frequência natural
\vec{Y}	vetor das coordenadas generalizadas
Ω	frequência excitadora
[c]	matriz de amortecimento
[k]	matriz de rigidez
[m]	matriz de massa

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	22
1	DINÂMICA ESTRUTURAL	26
2	CONCEITOS BÁSICOS DE DINÂMICA LINEAR DE ESTRUTURAS	28
2.1	Sistema com Um Grau de Liberdade	28
2.1.1	Vibrações Livres	28
2.1.1.1	Vibrações Livres Não-Amortecidas	29
2.1.1.2	Vibrações Livres Amortecidas	32
2.1.2	Resposta a uma Excitação Harmônica	36
2.2	Sistemas com Vários Graus de Liberdade	46
3	CRITÉRIOS PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES SOBRE ESTACAS	52
3.1	Introdução	52
3.2	Dados Básicos	52
3.3	Requisitos Gerais de Fundação de Máquinas	53
3.4	Requisitos Específicos de Fundações em Estacas	54
3.5	Critérios de Cálculo	55
4	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	66
4.1	Ensaio <i>Crosshole</i>	67
4.2	Correlações Empíricas	69
5	MODELAGEM COMPUTACIONAL COM O MÓDULO DE DINÂMICA DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS PLAXIS 2D	73
5.1	Introdução	73
5.2	O Programa PLAXIS	73
5.3	Sub-rotinas	73
5.3.1	Entrada de Dados (Input).....	73
5.3.2	Fase de Cálculo (Calculation).....	76
5.3.3	Saída de Dados (Output).....	77
5.3.4	Resultados Gráficos (Curves).....	77
5.4	Modelos Constitutivos	78
5.5	Módulo de Dinâmica	79
5.5.1	Aplicação das Cargas	80
5.5.2	Restrições.....	81

5.5.3	Parâmetros para Modelagem	82
5.5.4	Fase de Cálculo (Calculation).....	84
5.6	Elementos Finitos	85
6	ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UMA FUNDAÇÃO DE MÁQUINA .	91
6.1	Programas Computacionais utilizados	92
6.1.1	PILAY.....	92
6.1.2	BLOCKSOLVER	93
6.2	Dados do Estudo de Caso	94
6.2.1	Dados da Fundação	94
6.2.2	Subsolo.....	94
6.2.3	Máquina	95
6.2.4	Instrumentação	96
6.2.5	Avaliação do Solo	96
6.2.6	Resultados.....	99
7	ESTUDO DE CASO UTILIZANDO O PLAXIS 2D	101
7.1	Máquina	101
7.2	Bloco	101
7.3	Dados do Subsolo	102
7.4	Modelagem	104
7.4.1	Geometria.....	104
7.4.2	Malha.....	105
7.4.3	Aplicação das Cargas	106
7.4.4	Subsolo.....	109
7.4.5	Elementos Estruturais.....	111
7.5	Resultados	112
8	ANÁLISE DO EFEITO DA EXCENTRICIDADE DA CARGA	116
8.1	Modelo 1 – Excentricidade de 50 cm	116
8.2	Modelo 2 – Excentricidade de 100 cm	117
8.3	Resultados	117
9	ANÁLISE DO EFEITO 3D	121
9.1	Modelo do PLAXIS	121
9.2	Modelo do Blocksolver	123
9.3	Resultados	123
9.3.1	Resumo dos resultados	125

10	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS.....	127
10.1	Estudo de Caso – Modelo no Estado Plano de Tensões	127
11	CONCLUSÕES	134
	ANEXO A - Informações da Máquina.....	136
	ANEXO B - Resultados da Instrumentação.....	141
	REFERÊNCIAS	142

INTRODUÇÃO

Numa análise dinâmica de fundações o principal objetivo é analisar os deslocamentos máximos e garantir que o conjunto máquina + fundação trabalhe de forma segura, tão afastado quanto possível de frequências ressonantes, procurando-se assegurar o adequado funcionamento dos equipamentos e o conforto humano.

Este assunto abrange vários conceitos e há poucas referências na literatura sobre o mesmo, além de ser pouco abordado nos programas de graduação em engenharia civil, já que os mais conhecidos especialistas nesse tema são em grande parte engenheiros mecânicos. Esta dissertação tem como objetivo esclarecer alguns aspectos no que diz respeito ao projeto de fundações, direcionando-o para conceitos da área de engenharia geotécnica, além de apresentar a análise dinâmica de uma fundação em estacas previamente monitorada através de um software baseado no método dos elementos finitos desenvolvido especificamente para os problemas geotécnicos.

Vale ressaltar que não existe uma norma ABNT sobre o assunto, sendo este um indicativo que mostra o quão pouco estudado é o assunto no Brasil. Dessa forma, as fundações de máquinas projetadas no Brasil são, geralmente, norteadas pela N-1848 – Projeto de Fundações de Máquinas da Petrobras, cuja versão mais recente, até o término desta dissertação, é de 2011. No entanto, existem várias normas internacionais aplicáveis que também podem auxiliar o engenheiro civil responsável pela análise dinâmica de uma fundação:

- DIN – 4024-Part 1 Machine Foundations – Flexible Structures that support machines with Rotating Elements, DIN, 1988;
- DIN – 4024-Part 2 Machine Foundations – Rigid foundation for machinery subjected to periodic vibration, DIN, 1991;
- DIN 4150-1 – Structural Vibration – Prediction of Vibration Parameters, DIN, 2001;
- DIN 4150-3 – Structural Vibration – Effects of Vibration on Structures, DIN, 1999;
- D4428M – Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing, ASTM, 2007.

Motivação

No atual estado do desenvolvimento da engenharia de fundações, procura-se elaborar projetos que atendam às especificações normativas e as do cliente, isto é, respeitando os prazos, obter soluções condizentes com a boa técnica e que proporcionem menores custos. Assim, a principal motivação desta dissertação consiste na disseminação de programas computacionais que permitam ao projetista a adoção da melhor solução, sob os diferentes aspectos, de forma que seja possível testar várias possibilidades e obter respostas suficientemente rápidas e com a melhor acurácia possível.

Objetivos

O objetivo geral da presente dissertação é apresentar uma comparação entre uma análise de uma fundação de máquina submetida a solicitações harmônicas utilizando uma abordagem analítica e outra computacional, ambas procedidas por MACHADO (2010) e uma aplicação do MEF, através do programa PLAXIS 2D, confrontado seus resultados com a instrumentação. Nesta pesquisa será procedida a análise pelo MEF.

MACHADO (2010) analisou o comportamento da fundação de um equipamento vibratório com base em dois tipos de ensaios do solo para determinação do módulo de cisalhamento dinâmico (G): uso de correlações com N_{spt} e através do ensaio *Crosshole*. O uso dessas diferentes abordagens foi implementado num cálculo analítico que foi, posteriormente, confrontado com a execução de programas computacionais denominados PILAY e BLOCKSOLVER.

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento desta dissertação, um breve resumo de análises anteriores de um projeto de fundações de máquinas e uma breve descrição da ferramenta que será utilizada nesta pesquisa.

No Capítulo 1 é apresentada uma breve introdução da dinâmica estrutural, com base no curso de Dinâmica Estrutural proferido por VENÂNCIO (1987).

No Capítulo 2 são apresentados os conceitos básicos de dinâmica linear de estruturas para sistemas com 1 grau de liberdade e, na sequência, também para vários graus de liberdade.

No Capítulo 3 são descritos os critérios a serem atendidos em projetos de fundações de máquinas sobre estacas. Esses critérios são basicamente baseados na N-1848 da Petrobrás, uma vez que não há hoje uma norma ABNT sobre o assunto.

O Capítulo 4 trata da determinação dos parâmetros do solo necessários para a análise de uma fundação submetida a solicitações dinâmicas.

No Capítulo 5 é apresentado o programa computacional PLAXIS 2D. Neste capítulo são descritas as particularidades presentes no respectivo módulo de dinâmica. O programa PLAXIS 2D será utilizado na presente dissertação para a solução de um projeto de uma fundação de máquina através do método dos elementos finitos.

No Capítulo 6 é apresentado o estudo de um problema real, analisado anteriormente por Machado (2010). O problema é caracterizado neste capítulo, bem como são resumidas as principais análises e conclusões da pesquisa anterior.

No Capítulo 7 apresenta o estudo de caso real realizado por MACHADO (2010) através de uma ferramenta mais refinada (MEF), que se mostra útil para utilizar em situações semelhantes da prática. Este estudo objetiva a comparação dos resultados obtidos através das diferentes ferramentas.

O Capítulo 8 objetivou reproduzir um eventual efeito de excentricidade do carregamento no comportamento das fundações, situação essa passível de ocorrer na prática.

O Capítulo 9 apresenta a comparação de uma oscilação vertical harmônica por análise axissimétrica, com o objetivo de comparar as vibrações decorrentes em situação próxima à de uma análise 3-D, uma vez que as comparações com os

resultados experimentais disponíveis foram limitadas à hipótese de deformação plana disponível no módulo de dinâmica do programa Plaxis 2D.

O Capítulo 10 consiste de um resumo de todos os resultados obtidos no estudo de caso do Capítulo 8.

Finalmente, no Capítulo 11, são apresentadas as principais conclusões obtidas com o desenvolvimento da presente dissertação, além de algumas propostas para pesquisas futuras.

1 DINÂMICA ESTRUTURAL

O objetivo da dinâmica estrutural é obter as características dinâmicas de um sistema estrutural, expresso pelas suas frequências naturais e modos normais de vibração, e a resposta deste sistema a um carregamento dinâmico qualquer. Carregamento dinâmico é aquele que é variável com o tempo, ao contrário do carregamento estático cujo tempo de aplicação é relativamente longo atuando, depois de aplicado, permanentemente na estrutura. A resposta do sistema estrutural é considerada no sentido mais amplo, isto é, em termos de deslocamentos, esforços resistentes, tensões e deformações. Deve ser mencionado, no entanto, que normalmente a resposta básica é em termos de deslocamentos e dela decorrem as outras. Venâncio (1987).

A dinâmica estrutural tem um vasto campo de aplicação nas engenharias civil, mecânica, naval, aeronáutica e aeroespacial. Ocorrem sempre nestas especialidades cargas dinâmicas que produzem efeitos dinâmicos nas estruturas. Em particular, na engenharia civil: cargas decorrentes de ações de vento, de passagem de veículos sobre pontes, da ação das ondas do mar sobre as estruturas *offshore* e cargas dinâmicas de máquinas.

Os carregamentos dinâmicos que atuam sobre as estruturas podem ser classificados como determinísticos e probabilísticos. Determinísticos são aqueles cuja variação com o tempo pode ser determinada com um certo grau de precisão, isto é, podem ser definidas em função do tempo analítica ou numericamente. Carregamentos probabilísticos (aleatórios) são aqueles cuja variação com o tempo só pode ser definida em termos de características probabilísticas. De um modo geral os carregamentos dinâmicos provocados pela ação humana (passagem de veículos sobre pontes, desbalanceamento de máquinas) são determinísticos enquanto que os decorrentes de fenômenos da natureza (ventos, sismos) são probabilísticos. Deve ser mencionado, no entanto, que muitas vezes, para efeito de análise, os carregamentos probabilísticos são tratados como determinísticos. Os métodos de análise dinâmica, conforme a natureza do carregamento considerado, são então determinísticos ou probabilísticos. Pelos métodos determinísticos, dada a variação

do carregamento com o tempo, acha-se a variação da resposta em função do tempo. Pelos métodos probabilísticos, a partir das características probabilísticas do carregamento, determinam-se as características probabilísticas da resposta. Nesta dissertação estudam-se somente os métodos determinísticos de análise.

Os carregamentos dinâmicos determinísticos classificam-se, de uma maneira geral, em periódicos e não-periódicos. Os periódicos dividem-se em harmônicos, que apresentam uma variação senoidal com o tempo e não-harmônicos. Estes podem ser decompostos em uma série de carregamentos harmônicos de frequências múltiplas por meio de uma expansão de Fourier. Os carregamentos não periódicos podem ser transientes ou de curta duração (por exemplo, o carregamento decorrente das ondas de pressão produzidas por uma explosão) e arbitrários como por exemplo, a aceleração no solo produzida por um sismo no local da fundação de uma estrutura.

A característica fundamental da análise estrutural dinâmica é que nela intervêm, além das forças externas aplicadas e das forças resistentes (elásticas ou não) como na análise estática, forças de inércia e forças de amortecimento (estes com menor importância que as forças de inércia). Em certos casos, embora as forças aplicadas variem com o tempo, a forma de variação é tal que as forças de inércia e de amortecimento são desprezíveis. Nestes casos, ocorre uma resposta pseudo-estática, isto é, a variação da resposta com o tempo é idêntica à do carregamento; efetua-se então, em cada tempo, uma análise estática. Venâncio (1987).

Os modelos estruturais para análise dinâmica são, em princípio, os mesmos para a análise estática, isto é, modelos matemáticos decorrentes da idealização estrutural por meio de elementos finitos. Adicionalmente às propriedades de rigidez, devem ser modeladas as propriedades de massa.

2 CONCEITOS BÁSICOS DE DINÂMICA LINEAR DE ESTRUTURAS

Para que uma análise dinâmica seja realizada é necessária a adoção de um modelo matemático que atenda às condições impostas pelo sistema estrutural que oscila. O modelo mais simples é o sistema com um grau de liberdade (GL) constituído de massa, mola e amortecedor. Nele uma única variável em função do tempo pode descrever a posição de qualquer uma de suas partes.

Quando o sistema requer mais de uma variável para definir sua posição no tempo, diz-se que ele possui mais de um grau de liberdade. Portanto, o número de graus de liberdade de um sistema é o número de variáveis independentes necessário para definir a posição do sistema em qualquer tempo.

Em um sistema qualquer, a massa (m) representa a inércia do sistema, a mola (k) representa as propriedades elásticas e o amortecedor (c) representa as dissipações de energia. Lima e Santos (2008).

2.1 Sistema com Um Grau de Liberdade

Serão apresentados os casos de vibração livre e de excitação harmônica, essenciais para a interpretação da resposta dinâmica de sistemas mais complexos. Na presente dissertação, o termo resposta dinâmica será utilizado para representar as grandezas do sistema que variam com o tempo (deslocamentos, velocidades e acelerações).

2.1.1 Vibrações Livres

O movimento é chamado livre quando o sistema vibra devido somente à imposição de condições iniciais, ou seja, deslocamento e/ou velocidade no instante inicial $t=0$, sem a ação de nenhuma excitação dinâmica externa.

Seja a figura abaixo:

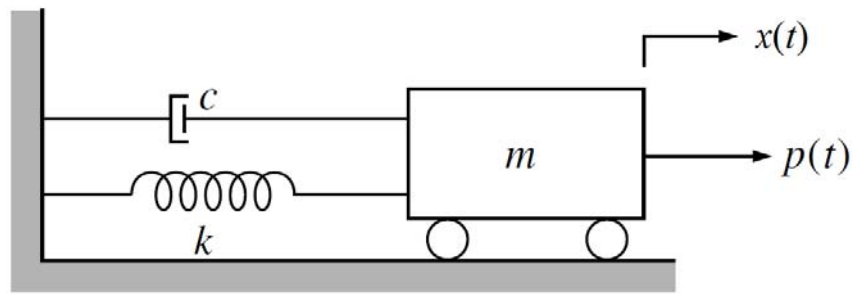


Figura 1 – Sistema de um grau de liberdade, Clough e Penzien (1975)

Admite-se que o movimento ocorra apenas na direção horizontal, sem rotação. Portanto, a equação do movimento na direção horizontal é dada por:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (1)$$

cuja solução pode ser expressa na forma abaixo, onde G é uma constante:

$$x(t) = Ge^{st} \quad (2)$$

Introduzindo (2) em (1), obtém-se:

$$(ms^2 + cs + k)Ge^{st} = 0 \quad (3)$$

Dividindo ambos os lados por Ge^{st} :

$$ms^2 + cs + k = 0 \quad (4)$$

Expressão esta que permite a determinação dos valores de s que satisfaçam o problema.

2.1.1.1 Vibrações Livres Não-Amortecidas

Para c igual a zero, as raízes da equação (4) são:

$$\begin{aligned}
 ms^2 &= -k \\
 s &= \sqrt{-k/m} = \sqrt{-1}\sqrt{k/m} \\
 s &= \pm i\sqrt{k/m} \\
 s &= \pm i\omega
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

onde

$$\omega = \sqrt{k/m} \tag{6}$$

Desta forma, a solução da equação (1) será:

$$x(t) = G_1 e^{i\omega t} + G_2 e^{-i\omega t} \tag{7}$$

Sendo o deslocamento x uma variável real, as constantes G_1 e G_2 devem ser complexas e conjugadas. Utilizando a fórmula de Euler ($e^{\pm i\omega t} = \cos \omega t \pm i \operatorname{sen} \omega t$), a equação (7) pode ser expressa da seguinte maneira:

$$x(t) = A \cos \omega t - B \operatorname{sen} \omega t \tag{8}$$

As constantes A e B são obtidas a partir das condições iniciais (deslocamento x_0 e velocidade \dot{x}_0 no instante $t=0$), resultando:

$$x(t) = x_0 \cos \omega t + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \operatorname{sen} \omega t \tag{9}$$

A equação (9) é a equação do movimento harmônico simples com frequência angular ω , ou simplesmente, a resposta em vibrações livres não-amortecidas. Como ω é uma propriedade inerente ao sistema pois depende apenas da massa m e da rigidez k , ela recebe o nome de frequência angular natural do sistema e é expressa em rad/s. A frequência natural f (Hz) e o período natural T (s) do sistema são calculados por

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \tag{10}$$

$$T = \frac{1}{f} \quad (11)$$

O movimento harmônico simples da equação (9) está representado na Figura 2, onde estão indicados os parâmetros que o caracterizam (x_0 , \dot{x}_0 e T).

Alternativamente, a equação (9) também pode ser escrita na forma

$$x(t) = \rho \cos(\omega t - \theta) \quad (12)$$

Com

$$\rho = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{\dot{x}_0}{\omega}\right)^2} \quad (13)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\dot{x}_0}{\omega x_0}\right) \quad (14)$$

ρ é a amplitude do movimento, indicado na Figura 2, e θ é o ângulo de fase. O tempo t_0 decorrido entre o início do movimento e o aparecimento da primeira amplitude é obtido fazendo $\cos(\omega t - \theta) = 1$ na equação (12) ($t_0 = \theta/\omega$). O movimento expresso pela equação (12) pode ser representado pelo diagrama vetorial de Argand, Figura 3, no qual os vetores ortogonais x_0 e \dot{x}_0/ω giram em torno do ponto “o” com velocidade angular ω . O deslocamento do sistema, em qualquer instante de tempo (equação (12)) é dado pela projeção do vetor ρ sobre o eixo real conforme facilmente se verifica na Figura 3.

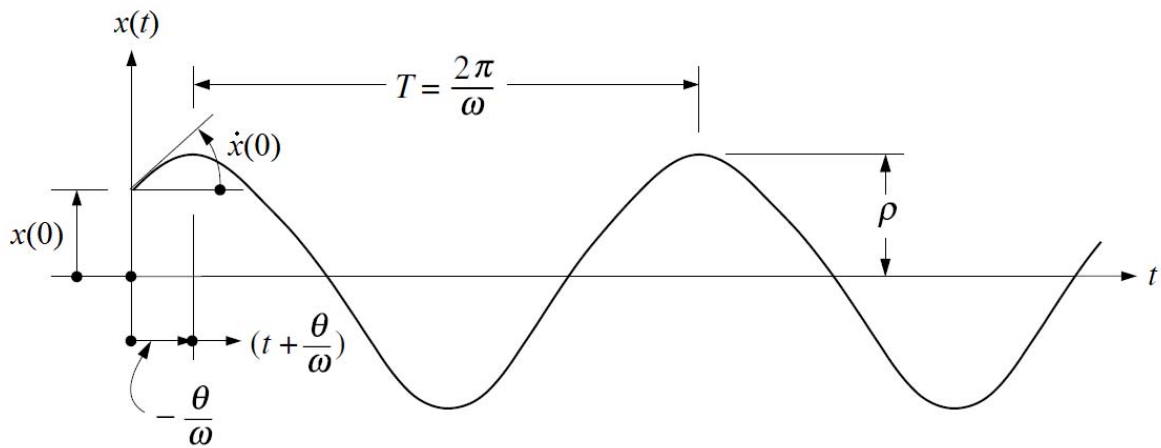


Figura 2 – Movimento Harmônico Simples, Clough e Penzien (1975)

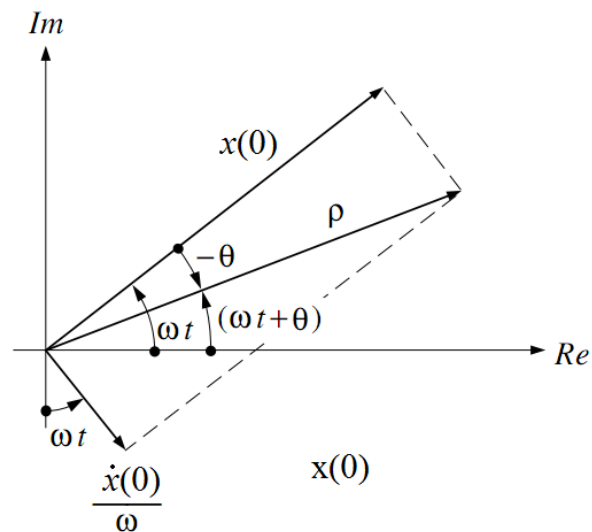


Figura 3 – Diagrama Vetorial, Clough e Penzien (1975)

2.1.1.2 Vibrações Livres Amortecidas

No caso geral, as raízes da equação (4) serão:

$$s = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (15)$$

Considerando:

- Amortecimento crítico dado por

$$c_c = 2\sqrt{km} = 2m\omega = \frac{2k}{\omega} \quad (16)$$

- Taxa de amortecimento dada por

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad (17)$$

A equação (15) passa a ter a seguinte forma

$$s = -\xi\omega \pm \omega\sqrt{\xi^2 - 1} \quad (18)$$

Pode-se dizer que três tipos de movimento podem ocorrer, conforme o valor de ξ na equação (18) seja maior, igual ou menor a 1. Quando $\xi > 1$ o movimento é dito superamortecido, quando $\xi < 1$ o movimento é dito subamortecido e quando $\xi = 1$, criticamente amortecido. Os casos de movimento superamortecimento e criticamente amortecido têm pouco interesse nos problemas de fundações de máquinas. Nessas situações, as equações do movimento indicam a ausência de vibrações livres, com o sistema voltando assintoticamente à posição de equilíbrio.

Movimento Subamortecido ($\xi < 1$)

Introduzindo o número imaginário $i = \sqrt{-1}$ a equação (18) pode ser reduzida a

$$s = -\xi\omega \pm i\omega_d \quad (19)$$

Com

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - \xi^2} \quad (20)$$

O termo ω significa a frequência angular natural (não amortecida) enquanto ω_d significa a frequência angular (amortecida) do sistema.

A solução, neste caso, é dada pela superposição de duas soluções do tipo da equação (2), resultando em

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (G_1 e^{\xi\omega_d t} + G_2 e^{-\xi\omega_d t}) \quad (21)$$

O termo entre os parênteses na equação (21) é idêntico à equação (7) e representa um movimento harmônico simples, com ω_d no lugar de ω . Conseqüentemente, este termo pode ser substituído pelo termo do lado direito da equação (8), com $\omega = \omega_d$, ficando a equação (21) como:

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (A \cos \omega_d t - B \sin \omega_d t) \quad (22)$$

De maneira semelhante à equação (8), as constantes A e B são determinadas pelas condições iniciais. Portanto, se tem

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left(x_0 \cos \omega_d t + \frac{\dot{x}_0 + \xi x_0 \omega}{\omega_d} \sin \omega_d t \right) \quad (23)$$

A equação (23) descreve o movimento subamortecido representado pela Figura 4.

Esse movimento nada mais é do que o movimento harmônico simples com frequência angular ω_d amortecido devido ao primeiro termo $e^{-\xi\omega t}$. Para os valores usuais da taxa de amortecimento que ocorrem na dinâmica das estruturas (com exceção de fundações de máquinas) ($\xi < 0,2$), ω_d difere pouco da frequência angular natural ω do sistema.

Analogamente ao movimento não-amortecido, a equação (23) também poderá ser escrita como

$$x(t) = \rho e^{-\xi\omega t} \cos(\omega_d t - \theta) \quad (24)$$

Com

$$\rho = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{\dot{x}_0 + \xi x_0 \omega}{\omega_d} \right)^2} \quad (25)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{\dot{x}_0 + \xi x_0 \omega}{\omega_d x_0} \right) \quad (26)$$

A resposta em vibrações livres amortecidas com deslocamento inicial x_0 e velocidade inicial nula (equações (23) e (24)) está representada na Figura 4.

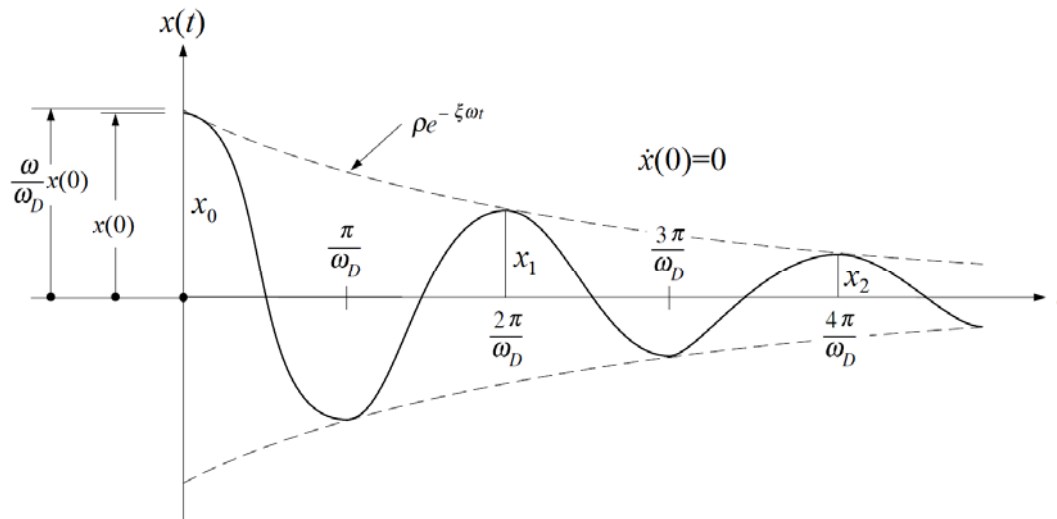


Figura 4 – Movimento subamortecido, Clough e Penzien (1975)

Fazendo na equação (24) $\cos(\omega_d t - \theta) = \pm 1$ obtém-se $x(t) = \pm \rho e^{-\xi \omega t}$ que é a equação das envoltórias que tangenciam a curva de resposta em intervalos de tempo de π/ω_d , Figura 4.

Se a razão de amortecimento é pequena (até da ordem de aproximadamente 0,10) estes pontos de tangência são muito próximos dos pontos de máximo (ou mínimo) podendo ser confundidos com aqueles. O movimento expresso pela equação (23) pode ser representado pelo diagrama vetorial de Argand, Figura 3, sendo que agora o módulo do vetor ρ diminui continuamente com o tempo em decorrência do termo $e^{-\xi \omega t}$.

A frequência do movimento amortecido ω_d é tanto menor, relativamente à frequência natural ω , quanto maior for a razão de amortecimento e, inversamente, o período do movimento amortecido é tanto maior, relativamente ao período natural, quanto maior for a razão de amortecimento. É importante ressaltar que, para valores pequenos da razão de amortecimento, que são os que ocorrem na dinâmica estrutural, a frequência ω_d do movimento amortecido pode ser tomada como a frequência natural ω do sistema.

O movimento subamortecido é, dos três casos, o único no qual ocorrem vibrações no sistema e, também, o único que tem importância na dinâmica estrutural.

A hipótese de uma força de amortecimento proporcional à velocidade foi feita por uma conveniência matemática pois a prática indica que esta aproximação apresenta bons resultados quando as taxas de amortecimento são pequenas.

2.1.2 Resposta a uma Excitação Harmônica

Excitações harmônicas são as excitações que apresentam uma variação harmônica, em $\sin(\omega t)$ ou $\cos(\omega t)$, sendo ω a frequência da excitação. Geralmente os carregamentos harmônicos sobre as estruturas são decorrentes do funcionamento de máquinas alternativas como motores, compressores, turbinas sendo a frequência de excitação igual a frequência de operação da máquina. A excitação harmônica atua sobre o sistema estrutural durante o tempo de operação da máquina, e a resposta do sistema é composta de duas partes: a resposta transiente e a resposta permanente. A resposta transiente ocorre apenas nos primeiros instantes de tempo e, em decorrência do amortecimento, torna-se logo desprezível. A resposta permanente, que é a importante, permanece durante todo o tempo em que atua o carregamento harmônico.

Quando a vibração em um sistema se deve à uma excitação dinâmica externa, seja força, deslocamento ou aceleração impostos, o movimento é chamado de vibração forçada.

Os esforços dinâmicos de operação de máquinas rotativas ou alternativas podem ser decompostos em excitações harmônicas sob a forma $p_0 \text{sen}(\Omega_i t + \theta_i)$, onde Ω_i é a frequência forçada da excitação e θ_i é o ângulo de fase.

Sistema Não-Amortecido

Num sistema não-amortecido, $c = 0$, a equação do movimento será dada por:

$$m\ddot{x} + kx = p_0 \text{sen}(\Omega t) \quad (27)$$

A solução desta equação é a soma da solução complementar, equação (28), com uma solução particular. Considerando uma solução particular na forma $x_p(t) = G \text{sen}(\Omega t)$ e substituindo-a na equação (27), se tem

$$x_p(t) = \frac{P_0}{k(1 - \beta^2)} \text{sen}(\Omega t) \quad (28)$$

Onde $\beta = \Omega/\omega$ é a relação entre as frequências. Assim, a solução final tem a forma

$$x(t) = A \text{sen}(\omega t) + B \cos(\omega t) + \frac{P_0}{k(1 - \beta^2)} \text{sen}(\Omega t) \quad (29)$$

Introduzindo as condições iniciais $x_0 = 0$ e $\dot{x}_0 = 0$

$$x(t) = \frac{P_0}{k(1 - \beta^2)} [\text{sen}(\Omega t) - \beta \text{sen}(\omega t)] \quad (30)$$

O primeiro termo, com a mesma frequência Ω da excitação, corresponde à resposta permanente do sistema, enquanto o segundo corresponde à vibração livre provocada pelas condições iniciais.

A resposta dinâmica pode ser escrita na forma adimensional

$$R(t) = \frac{x(t)}{x_{est}} = \frac{1}{1 - \beta^2} [\text{sen}(\Omega t) - \beta \text{sen}(\omega t)] \quad (31)$$

Onde $R(t)$ é chamado de fator dinâmico (*response ratio*) e $x_{est} = p_0/k$ é o deslocamento correspondente à aplicação estática da carga p_0 .

O coeficiente D recebe o nome de fator de amplificação dinâmica da resposta permanente (*dynamic magnification factor*) e é dado por:

$$D = \frac{1}{1 - \beta^2} \quad (32)$$

Quando a frequência excitadora se iguala à frequência natural ($\Omega = \omega \rightarrow \beta = 1$) o coeficiente D e conseqüentemente a amplitude do movimento tendem ao infinito e o sistema se encontra em ressonância.

Sistema Amortecido

Para o sistema amortecido $c \neq 0$ e a equação do movimento será

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p_0 \text{sen}(\Omega t) \quad (33)$$

Lembrando que $c = 2\xi\omega m$, a equação (33) pode ser escrita como

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2 x = \frac{P_0}{m} \text{sen}(\Omega t) \quad (34)$$

E a sua solução é dada por

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} [A \text{sen}(\omega_d t) + B \cos(\omega_d t)] + \frac{P_0}{k[(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]} [(1 - \beta^2) \text{sen}(\Omega t) - 2\xi\beta \cos(\Omega t)] \quad (35)$$

O primeiro termo desta equação é a resposta transiente que, devido a $e^{-\xi\omega t}$, amortece rapidamente e é desprezível depois de certo tempo. Já o segundo termo é

a resposta permanente, possuindo a mesma frequência da excitação mas estando defasada em relação a ela. A resposta permanente é escrita na forma

$$x(t) = \rho \text{sen}(\Omega t - \theta) \quad (36)$$

Com

$$\rho = \frac{p_0}{k\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (37)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{2\xi\beta}{1-\beta^2}\right), \quad (0 \leq \theta \leq 180^\circ) \quad (38)$$

O fator de amplificação dinâmico da resposta permanente é obtido a partir da equação (37):

$$D = \frac{k\rho}{p_0} = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (39)$$

Na Figura 5 está representada a evolução do fator de amplificação dinâmico D com β para alguns valores de fator de amortecimento ξ . O fenômeno de ressonância ocorre para ξ baixos, na proximidade de $\beta = 1$, quando D cresce rapidamente.

Para fatores de amortecimento menores que $\frac{\sqrt{2}}{2}$ não há amplificação. Isso fica claro na Figura 5.

Quando a razão β é pequena, a força externa p_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 $F_i = m\ddot{x}$.

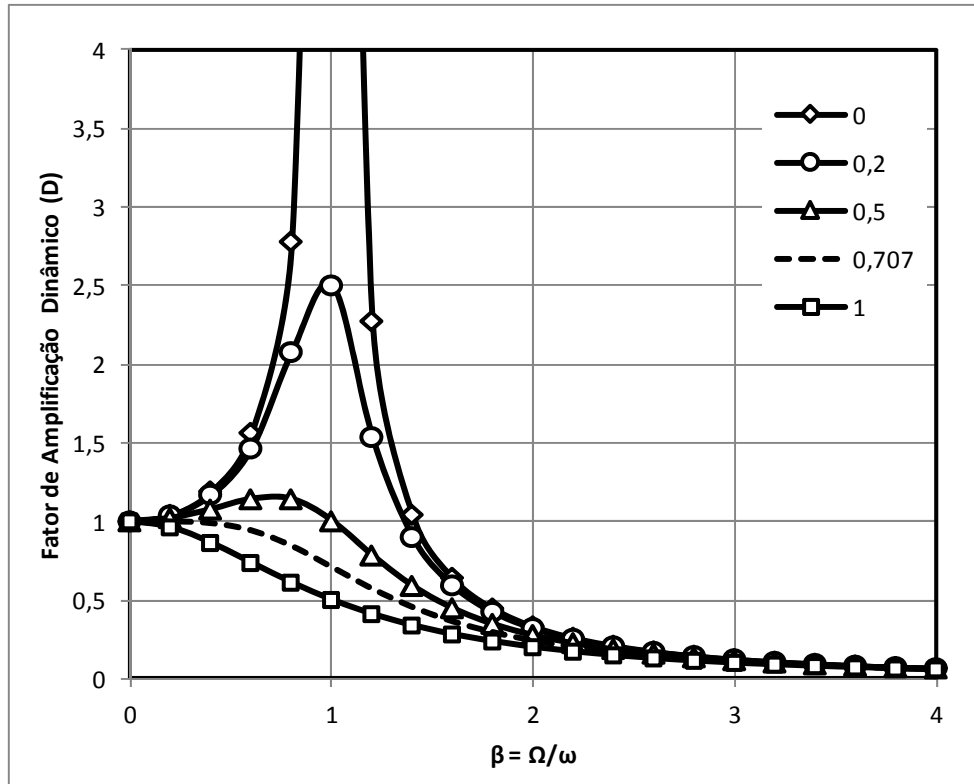


Figura 5 – Fator de Amplificação Dinâmica para alguns valores de ξ , Lima e Santos (2008)

A variação do ângulo de fase θ , que representa a defasagem da resposta em relação à força excitadora, com a razão de frequência β é representada na Figura 6, Lima e Santos (2008).

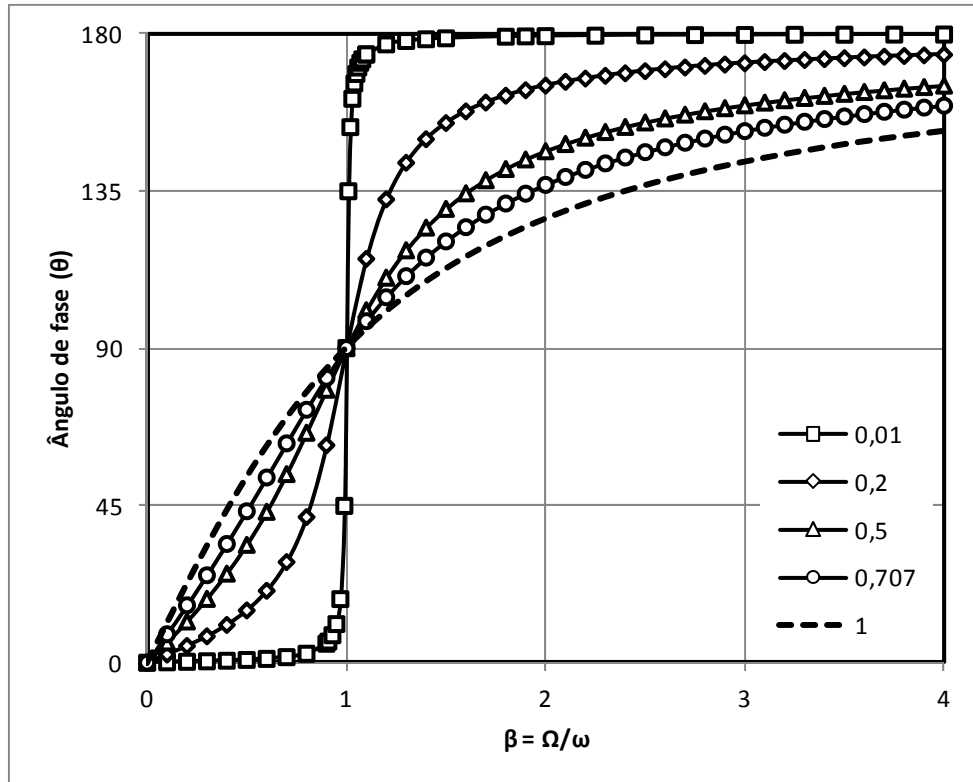


Figura 6 – Variação do ângulo de fase com a razão de frequência para alguns valores de ξ , Lima e Santos (2008)

Força Transmitida à Base

Conforme Lima e Santos (2008), a força transmitida à fundação em um sistema com um grau de liberdade é a soma das parcelas das forças da mola e do amortecedor e é dada por

$$F_t(t) = kx + c\dot{x} \quad (40)$$

Introduzindo a expressão da resposta permanente na equação (40), se tem

$$F_t(t) = p_0 D \sin(\Omega t - \theta) + 2\xi\beta p_0 D \cos(\Omega t - \theta) \quad (41)$$

Cuja amplitude é

$$F_{t0} = p_0 \sqrt{1 + (2\xi\beta)^2} D \quad (42)$$

A relação

$$TR = \frac{F_{t0}}{P_0} = \sqrt{1 + (2\xi\beta)^2} D \quad (43)$$

recebe o nome de transmissibilidade e sua variação com β está representada na Figura 7. Observa-se que a força transmitida é menor que p_0 para $\beta > \sqrt{2}$. Nesta faixa, quanto menor o amortecimento, menor é a força transmitida.

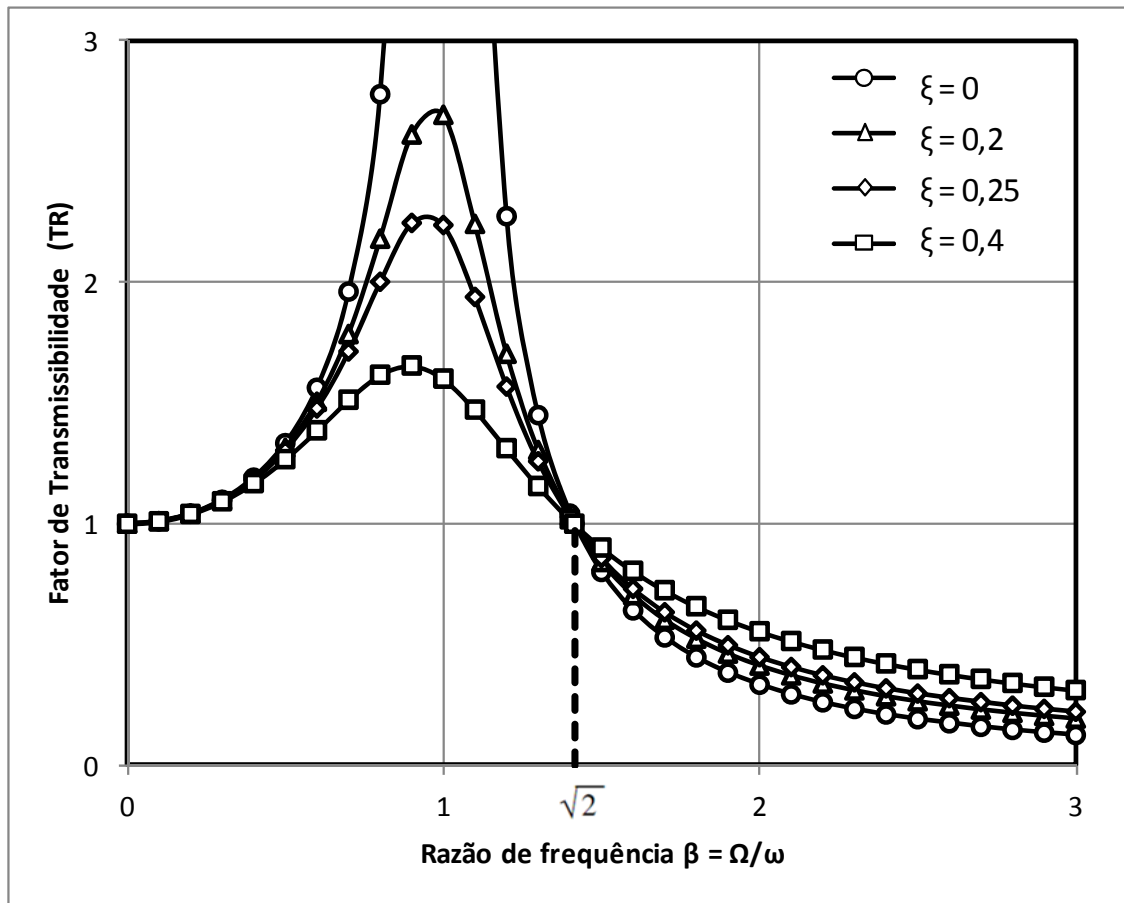


Figura 7 – Variação da transmissibilidade com β , Lima e Santos (2008)

A Tabela 1 apresenta as fórmulas do movimento forçado para sistemas com 1 grau de liberdade, Neto (1989).

Propriedade	Carregamento
-------------	--------------

	$p_0 = constante$	$p_0(\Omega) = m_e e \Omega^2$
Fator de Amplificação Dinâmico (D)	$D = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}}$	$D_r = \beta^2 D$
Amplitude (A)	$\frac{D p_0}{k}$	$\frac{D_r m_e e}{m}$
Amplitude Máxima ($A_{m\acute{a}x}$)	$\frac{p_0}{2\xi k \sqrt{1-\xi^2}}$	$\frac{m_e e}{2\xi m \sqrt{1-\xi^2}}$
Frequência que corresponde à máxima amplitude (ω)	$\omega_n \sqrt{1-2\xi^2}$	$\frac{\omega_n}{\sqrt{1-2\xi^2}}$

Tabela 1 – Movimento forçado – sistemas 1 GL

Onde m_e é a massa excêntrica do rotor e e a excentricidade de seu eixo de gravidade em relação ao eixo geométrico de rotação.

Resposta na Ressonância

O valor máximo do fator de amplificação dinâmico D , definido pela equação (32), ocorre para:

$$\beta_m = \sqrt{1-2\xi^2} \quad (44)$$

Valor que se obtém derivando D relativamente a β e igualando a derivada a zero e é dado por:

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2\xi \sqrt{1-\xi^2}} \quad (45)$$

Na apresentação da resposta permanente do sistema não amortecido foi vista a condição de ressonância ($\beta=1$) que corresponde ao crescimento ilimitado da resposta. Nos sistemas amortecidos este crescimento fica limitado pelo amortecimento e o valor de D para $\beta=1$ na equação (39) é dado por

$$D = \frac{1}{2\xi} \quad (46)$$

Em sistemas fracamente amortecidos $\beta_m = \sqrt{1-2\xi^2}$ e $\beta=1$ podem ser confundidos assim como $D_{m\acute{a}x}$ e D . A condião de ressonância confunde-se entao com a de $\beta_{m\acute{a}x}$.

Ate este ponto foi apenas conceituada a situaao de ressonncia.  importante estudar a evoluao da resposta com o tempo ate ser atingida esta situaao. Com esta finalidade considera-se a equaao (35) que inclui as respostas transiente e permanente. Na situaao de ressonncia ($\beta=1$) esta equaao fica

$$x(t) = e^{-\xi\Omega t} [A \cos(\omega_d t) - B \sin(\omega_d t)] + \frac{P_0}{k2\xi} \cos(\Omega t) \quad (47)$$

Supondo as condioes iniciais ($x_0 = 0$ e $\dot{x}_0 = 0$), calculam-se as constantes

$$A = \frac{P_0}{k} \frac{1}{2\xi} \quad (48)$$

e

$$B = -\frac{P_0}{k} \frac{\Omega}{2\omega_d} = \frac{P_0}{k} \frac{1}{2\sqrt{1-\xi^2}} \quad (49)$$

Ficando a equaao (47) como

$$x(t) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{2\xi} e^{-\xi\omega t} \left[\cos(\omega_d t) + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin(\omega_d t) \right] - \cos(\Omega t) \quad (50)$$

Para pequenos amortecimentos o termo em $\sin \omega_d t$ da equaao (50) pode ser desprezado e ω_d pode ser tomado como Ω . A resposta (adimensional)  entao aproximadamente

$$\frac{kx(t)}{p_0} = \frac{1}{2\xi} (e^{-\xi\Omega t} - 1) \cos(\Omega t) \quad (51)$$

Para $\xi = 0$, $kx(t)/p_0$ fica indeterminada. Esta indeterminação levanta-se pela regra de L'Hôpital, a partir da equação (50) (com $\sqrt{1-\xi^2} \cong 1$) obtendo-se

$$\frac{kx(t)}{p_0} = \frac{1}{2} (\sin(\Omega t) - \Omega t \cos(\Omega t)) \quad (52)$$

As equações (51) e (52) estão apresentadas na Figura 8. Verifica-se nesta figura a evolução da resposta. No sistema não amortecido a resposta cresce indefinidamente, enquanto no sistema amortecido a resposta cresce, em poucos ciclos, até se estabilizar no valor $1/2\xi$ (equação (46)).

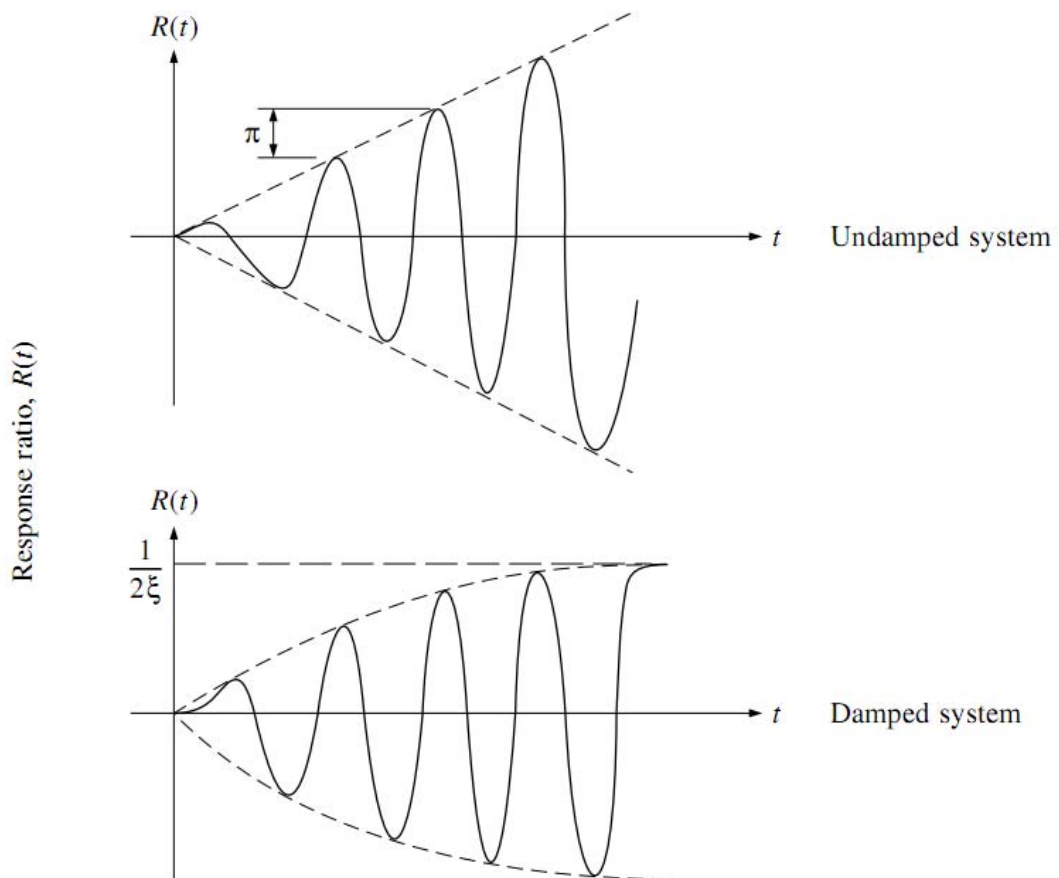


Figura 8 – Resposta na ressonância ($\beta=1$), Clough e Penzien (1975)

2.2 Sistemas com Vários Graus de Liberdade

Os sistemas estruturais reais são sempre, na realidade, sistemas com um número infinito de GL. A modelação por meio de sistemas com um número finito de GL consiste numa aproximação conveniente no contexto dos métodos de análise matricial e dos elementos finitos. Esta aproximação é tanto melhor quanto melhor são as aproximações referentes ao comportamento dos elementos estruturais e ao refinamento da malha de elementos finitos. (Neto, 1989).

O conceito de GL dinâmico é importante em dinâmica estrutural. A estes GL estão associadas as forças de inércia. Geralmente os modelos matemáticos utilizados em dinâmica estrutural são os mesmos da análise estática em que as propriedades elásticas são sintetizadas pela matriz de rigidez ou pela matriz de flexibilidade. No entanto, alguns dos GL relevantes na análise estática não o são na análise dinâmica tendo em vista que a estes GL não estão associadas forças de inércia.

Na abordagem de problemas de dinâmica estrutural com sistemas de vários GL é necessária a representação das propriedades elásticas do sistema estrutural (por meio da matriz de rigidez ou de flexibilidade), das propriedades de inércia e as de amortecimento. As propriedades de inércia sintetizam-se na matriz de massa e as de amortecimento, na matriz de amortecimento.

A matriz de massa é aquela que relaciona as acelerações nodais com forças de inércia nodais. A matriz de amortecimento é aquela que relaciona velocidades nodais com forças de amortecimento nodais.

A qualidade dos resultados fornecidos por um sistema com apenas um grau de liberdade depende, principalmente, da variação no tempo e da distribuição espacial das cargas e propriedades de rigidez e inércia do sistema real. Se estas propriedades restringem o movimento à forma de deslocamentos admitida e o carregamento excita um resposta nesta forma, a solução com um grau de liberdade fornecerá uma boa aproximação. Em contrapartida, quando a resposta da estrutura indica variação no tempo das amplitudes e também na forma dos deslocamentos, um número maior de graus de liberdade deverá ser considerado na análise dinâmica. (Neto, 1989).

As matrizes apresentadas abaixo se aplicam aos sistemas desacoplados:

$$\text{Matriz de Rigidez } \vec{F}_R = [k]\vec{x} \quad (53)$$

$$\text{Matriz de Amortecimento } \vec{F}_A = [c]\dot{\vec{x}} \quad (54)$$

$$\text{Matriz de Massa } \vec{F}_I = [m]\ddot{\vec{x}} \quad (55)$$

Onde:

\vec{F}_R - vetor de forças nodais;

\vec{F}_A - vetor de forças de amortecimento;

\vec{F}_I - vetor de forças de inércia;

$[k]$ - matriz de rigidez;

$[c]$ - matriz de amortecimento;

$[m]$ - matriz de massa;

\vec{x} - vetor de deslocamentos nodais;

$\dot{\vec{x}}$ - vetor de velocidades nodais;

$\ddot{\vec{x}}$ - vetor de acelerações nodais.

As equações do movimento para um sistema com vários graus de liberdade podem ser obtidas usando o Princípio de D'Alembert, Clough e Penzien (1975). Este princípio estabelece o equilíbrio das forças elásticas \vec{F}_R , de inércia \vec{F}_I , de amortecimento \vec{F}_A e do esforço externo aplicado $\vec{p}(t)$ para os graus de liberdade do sistema, gerando a equação vetorial

$$\vec{F}_I + \vec{F}_A + \vec{F}_R = \vec{p}(t) \quad (56)$$

Substituindo as expressões dos vetores F_R , F_A , F_I , equações (53) a (55) em (56) tem-se a equação matricial do movimento

$$[m]\ddot{\vec{x}} + [c]\dot{\vec{x}} + [k]\vec{x} = \vec{p}(t) \quad (57)$$

Vibrações Livres Não-Amortecidas

As equações das vibrações livres não-amortecidas são expressas fazendo os termos $[c]\dot{\vec{x}}$ e $\vec{p}(t)$ da equação (57) iguais a zero:

$$[m]\ddot{\vec{x}} + [k]\vec{x} = 0 \quad (58)$$

A solução da equação (58) tem a seguinte forma

$$f(t) = \rho \cos(\omega t - \theta) \quad (59)$$

Onde ρ e θ são constantes, sendo uma solução não trivial dada por

$$\det(-[m]\omega^2 + [k]) = 0 \quad (60)$$

Para a compreensão dos cálculos matemáticos que levam às equações (59) e (60), sugere-se consultar Clough e Penzien (1975).

Método da Superposição Modal

As frequências naturais e os modos normais de um sistema estrutural são características inerentes ao sistema e traduzem suas propriedades dinâmicas. Portanto, na análise dinâmica de sistemas lineares com vários graus de liberdade, é conveniente representar os deslocamentos da estrutura mediante os modos normais. Estes modos constituem N formas independentes de deslocamento (sendo N o número de graus de liberdade dinâmicos) cujas amplitudes podem servir como coordenadas generalizadas para expressar qualquer maneira de deslocamento. Deste forma, o vetor de deslocamentos nodais \vec{x} é escrito como:

$$\vec{x} = \sum_{i=1}^N \phi_i Y_i = \vec{\Phi} \vec{Y} \quad (61)$$

Onde

$\vec{\Phi}$ é o vetor dos modos normais e

\vec{Y} é o vetor de coordenadas generalizadas.

Cálculo da Resposta

Seja a equação matricial do movimento

$$[M]\ddot{\vec{Y}} + [C]\dot{\vec{Y}} + [K]\vec{Y} = \vec{P}(t) \quad (62)$$

Para um modo i , a equação pode ser escrita na forma

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{P_i}{M_i} \quad (63)$$

Onde as seguintes grandezas estão associadas ao modo de vibração i :

ξ_i - taxa de amortecimento;

ω_i - frequência natural;

P_i - força generalizada;

M_i - massa generalizada.

Desta forma, a resposta dinâmica é obtida resolvendo cada uma das equações nas coordenadas normais e superpondo os resultados para se calcular a resposta nas coordenadas originais.

Resposta a Uma Excitação Harmônica

Seja o vetor dos esforços que excitam a estrutura dado por

$$\vec{p}(t) = \vec{p}_0 \sin(\Omega t) \quad (64)$$

que introduzida na equação (62) nos dá

$$[M]\ddot{\vec{Y}} + [C]\dot{\vec{Y}} + [K]\vec{Y} = \vec{\Phi}^T \vec{p}_0 \sin(\Omega t) \quad (65)$$

Se forem considerados apenas os j primeiros modos normais, resulta um sistema de j equações diferenciais independentes.

A resposta permanente é obtida da equação (35). Desta forma,

$$Y_i(t) = \frac{P_{0i}}{K_i} \frac{1}{(1 - \beta_i^2)^2 + (2\xi_i\beta_i)^2} \left[(1 - \beta_i^2) \sin(\Omega t) - 2\xi_i\beta_i \cos(\Omega t) \right] \quad (66)$$

Onde $\beta_i = \Omega/\omega_i$ e $K_i = \omega_i^2 M_i$. A resposta dinâmica nas coordenadas originais é dada pela equação (61).

$$\vec{x} = \sum_{i=1}^j \phi_i Y_i = \sum_{i=1}^j (\vec{A}_i \sin(\Omega t) + \vec{B}_i \cos(\Omega t)) = \vec{A} \sin(\Omega t) + \vec{B} \cos(\Omega t) \quad (67)$$

Sendo

$$\vec{A} = \sum_{i=1}^j \phi_i \frac{P_{0i}}{K_i} \frac{1 - \beta_i^2}{(1 - \beta_i^2)^2 + (2\xi_i\beta_i)^2} \quad (68)$$

$$\vec{B} = \sum_{i=1}^j \phi_i \frac{P_{0i}}{K_i} \frac{(-2\xi_i\beta_i)}{(1 - \beta_i^2)^2 + (2\xi_i\beta_i)^2} \quad (69)$$

A separação das respostas em seno e cosseno é vantajosa em termos computacionais pois permite calcular os vetores A e B independentes do tempo e, posteriormente, desenvolver a resposta em $x(t)$.

Por fim, além do método da superposição modal aqui apresentado, existem soluções possíveis através da análise no domínio do tempo ou análise no domínio da frequência. A primeira executa a integração direta das equações do movimento e a segunda consiste na expressão do carregamento na forma de séries de Fourier (série de senos), determinação da amplificação do sistema para cada uma das

frequências da série e transformação inversa para a obtenção da resposta do sistema ao longo do tempo.

Na presente dissertação serão utilizados dois programas computacionais distintos para análise dinâmica. Um deles, o BLOCKSOLVER, Coutinho e Mendes (2007), faz a análise dinâmica no domínio da frequência (série de Fourier), já o outro, PLAXIS 2D, Brinkgreve (2002), faz esta análise no domínio do tempo (integração direta).

3 CRITÉRIOS PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES SOBRE ESTACAS

3.1 Introdução

Na ausência de normas brasileiras (NBR) da ABNT que norteiem os critérios de projeto a serem obedecidos na análise dinâmica de uma fundação de máquina, este item se baseará na norma N-1848 de 2010 da PETROBRAS. No que diz respeito aos critérios internacionais, pode-se citar a DIN 4024, Partes 1 e 2 de 1991. Vale observar que a N-1848 se mostra semelhante em aspectos gerais a esta. Este item apresentará os critérios de projeto conforme N-1848 de 2010.

3.2 Dados Básicos

Antes de dar início à análise dinâmica de uma fundação de máquina algumas informações que devem ser disponibilizadas, de acordo com a N-1848/2010.

Parâmetros do Solo

- Posição e natureza das camadas/perfil do solo;
- Cota máxima do lençol freático;
- Resistência à penetração (Ensaio SPT);
- Massa específica do solo (ρ);
- Módulo de cisalhamento do solo (G);
- Coeficiente de Poisson do solo (ν);
- Módulo de elasticidade do solo (E);

Parâmetros do Equipamento

Os documentos do fornecedor do equipamento devem possuir os seguintes dados:

- Desenho dimensional da máquina contendo:
 - Principais dimensões do equipamento;

- Posicionamento do centro de gravidade do conjunto ou das partes dos componentes;
- Fixação do equipamento à base (chumbadores / insertos)
 - Peso do conjunto ou dos elementos do conjunto;
 - Frequências operacionais dos elementos do conjunto;
 - Cargas dinâmicas (forças centrífugas, forças de inércia das massas móveis e momentos);
 - Frequências críticas de operação da máquina;
 - Amplitudes máximas permissíveis de vibração;
 - Momento de curto-circuito (no caso de motores elétricos ou geradores).

Parâmetros Geométricos da Fundação

O projetista deve analisar estes parâmetros para que as dimensões da base sejam lançadas de tal forma que respeitem os critérios de segurança.

- Centróide da área da base;
- Centro de gravidade do conjunto fundação+máquina;
- Momento de inércia da área da base;
- Momento de massa do conjunto fundação+máquina;
- Massa da base.

3.3 Requisitos Gerais de Fundação de Máquinas

As máquinas, por induzirem vibrações às suas fundações, devem ser desligadas das estruturas e outras fundações. Esse cenário ideal de projeto nem sempre é possível, portanto quando esse requisito for inviável, deve-se tomar cuidados especiais para evitar que uma transmissão de vibrações ocorra. (MACHADO, 2010).

A análise dinâmica deve ser realizada considerando o subsolo como um corpo elástico, para isso os parâmetros do solo G , ν e E , citados acima, serão utilizados.

Toda fundação sofre recalques e com as fundações de máquinas não é diferente. Assim, estes devem ser tratados com cautela e respeitar os recalques

máximos admitidos pelas tubulações que se conectam às e máquinas é importante para garantir o seu pleno funcionamento.

Em geral, a solução em fundações estaqueadas se dá devido aos seguintes fatores conforme exposto na N-1848 da Petrobras.

- Baixa tensão admissível do terreno;
- Recalques previstos elevados;
- Lençol freático elevado;
- Fundações assentes sobre aterro;

3.4 Requisitos Específicos de Fundações em Estacas

Os requisitos apresentados a seguir são recomendados pela N-1848 de 2011 da Petrobras.

É recomendado que a relação entre o espaçamento e (entre eixos) e o diâmetro d das estacas não seja menor que 5.

$$\frac{e}{d} \geq 5 \quad (70)$$

A carga estática por estaca deve estar limitada a 50% de sua carga admissível.

A relação entre a massa do bloco (M_B) e a massa da máquina (M_M) deve seguir a Tabela 2:

Tabela 2 – Relação entre as massas do bloco e da máquina

Equipamento	Condição
Máquinas Rotativas	$1,5 < \frac{M_B}{M_M} < 2,5$
Máquinas Alternativas	$2,5 < \frac{M_B}{M_M} < 4,0$

O centroide do estaqueamento e o centro de gravidade do conjunto fundação + máquina devem estar na mesma vertical. A distância em planta entre os dois pontos, projetada segundo uma das dimensões (em planta) do bloco de coroamento, deve ser, no máximo, igual a 5% desta dimensão.

Deve ser garantida uma boa ancoragem entre as estacas e o bloco de coroamento. Como requisito mínimo, deve-se adotar 60 cm de penetração para a armadura da estaca no bloco (respeitando os comprimentos mínimos de ancoragem calculados conforme a NBR-6118/2007) e 30 cm de embutimento para estacas metálicas.

3.5 Critérios de Cálculo

Parâmetros do Solo

No caso especial de fundações de máquinas, o fator que impera no projeto é a limitação dos deslocamentos, que é da ordem de 10^{-6} m. Por esse motivo, sendo as deformações bastante pequenas pode-se adotar uma solução na qual o solo tenha o comportamento linear elástico.

Este item apresenta todos os parâmetros do solo necessários para uma análise dinâmica da fundação de uma máquina.

- Massa Específica do Solo

Deve-se utilizar a massa específica natural do solo. Na ausência de ensaios dos parâmetros geotécnicos do solo é uma prática recomendada a adoção do valor de $1,8 \text{ t/m}^3$. (PETROBRAS, N-1848, 2011).

- Módulo de Cisalhamento Dinâmico

O módulo de cisalhamento dinâmico também é conhecido como módulo de deformação transversal e tem a mesma dimensão do módulo de elasticidade (FL^{-2}). Pode-se considerar esse parâmetro como o de mais difícil avaliação (pela sua grande variação) e ao mesmo tempo o de maior peso sobre os resultados.

É aceitável que para fundações cujas máquinas sejam consideradas leves sua obtenção seja por meio de correlações. Já para fundações de máquinas de grande porte deve-se realizar ensaios que forneçam valores mais precisos.

A N-1848 de 2011 da Petrobras sugere a expressão (71):

$$G = 12000 \times (N_{SPT})^{0,8} \quad (kPa) \quad (71)$$

- Coeficiente de Poisson

Ao se aplicar uma tensão uniaxial σ_z num cilindro elástico existirá uma deformação vertical expressa pela equação (72) e uma expansão lateral dada pela equação (73), Lambe e Whitman (1969):

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad (72)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -\nu \varepsilon_z \quad (73)$$

Onde:

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ - deformações nas direções x, y e z, respectivamente (positivo quando for compressão);

E - Módulo de Young;

ν - Coeficiente de Poisson.

Portanto, o coeficiente de Poisson pode ser interpretado como a razão entre as deformações transversal e longitudinal e por se tratar de um coeficiente, esta grandeza é adimensional.

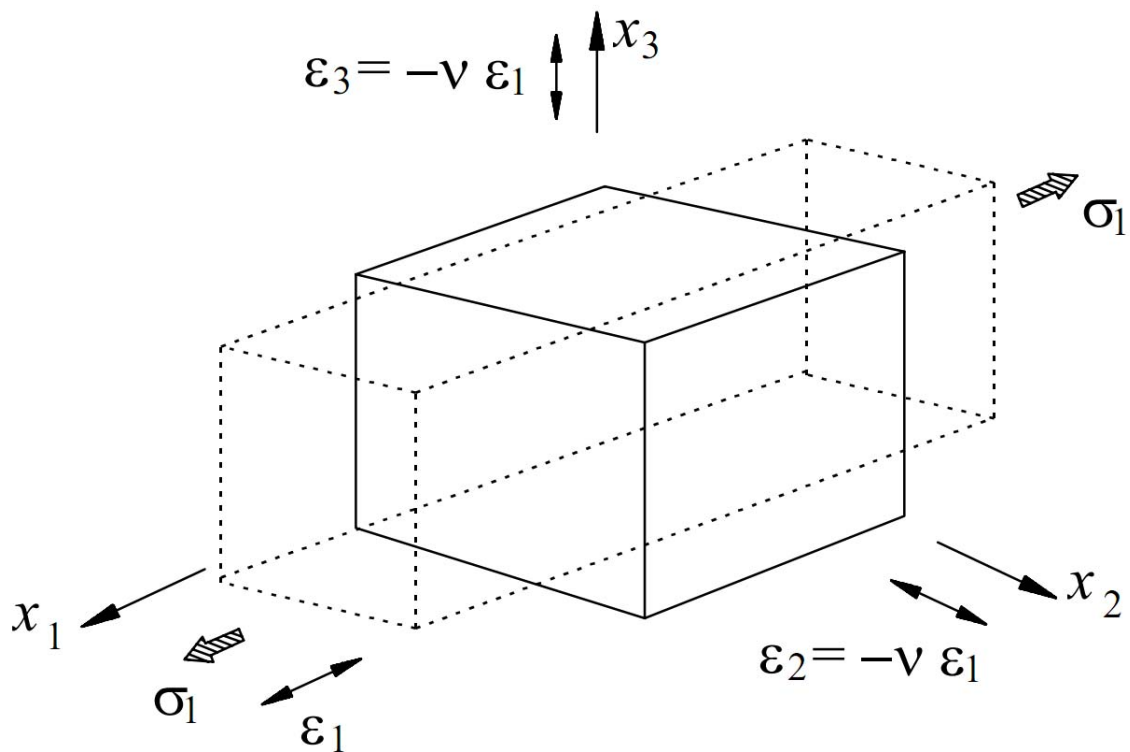


Figura 9 – Prisma sujeito apenas a tensão uniaxial, Azevedo (1996)

A partir do ensaio sísmico *Crosshole*, apresentado no item 4.1, pode-se obter o valor do coeficiente de Poisson através da equação (74), Fang (1990).

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{(V_P^2 - 2 \cdot V_S^2)}{(V_P^2 - V_S^2)} \quad (74)$$

onde

V_P – velocidade das ondas de compressão (P)

V_S – velocidade das ondas de cisalhamento (S)

A N-1848 da Petrobras sugere alguns valores a serem adotados na ausência de ensaios geotécnicos, a Tabela 3 os apresenta.

Tabela 3 – Coeficientes de *Poisson* sugeridos para cada tipo de solo, Petrobras N-1848 (2010)

Tipo de Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Argila Saturada	0,45 a 0,50
Argila Parcialmente Saturada	0,35 a 0,45
Areia Densa ou Pedregulho	0,40 a 0,50
Areia Medianamente Densa ou Pedregulho	0,30 a 0,40
Silte	0,30 a 0,40

- Módulo de Elasticidade do Solo

De forma análoga ao descrito em 3.5.1.3, conhecidas a tensão σ_z aplicada e a deformação ε_z gerada, a equação (72) pode ser reescrita como:

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (75)$$

Correlacionando o módulo de elasticidade (E) com as demais grandezas explanadas acima, G e ν , tem-se a expressão:

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad (76)$$

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

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (77)$$

Substituindo (77)(78) em (76) obtém-se:

$$E = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu) \quad (78)$$

Parâmetros Geométricos do Sistema Fundação + Máquina

Os parâmetros descritos a seguir se baseiam no exposto em (PETROBRAS, N-1848, 2011).

- Centroide – Fundações Profundas

O centroide de um estaqueamento é dado por:

$$X_C = \frac{\sum_i^n x_i}{n} \quad (79)$$

$$Y_C = \frac{\sum_i^n y_i}{n} \quad (80)$$

onde:

x_i e y_i são as coordenadas de cada estaca;

n é o número de estacas.

- Centro de Gravidade do Sistema

As coordenadas do centro de gravidade do sistema máquina + fundação são dadas por:

$$x_{cg} = \frac{\sum_i m_i x_i}{\sum_i m_i} \quad (81)$$

$$y_{cg} = \frac{\sum_i m_i y_i}{\sum_i m_i} \quad (82)$$

$$z_{cg} = \frac{\sum_i m_i z_i}{\sum_i m_i} \quad (83)$$

onde:

x_i, y_i, z_i são as coordenadas do centro de gravidade do sistema de massa m_i .

- Momento de Inércia para fundações estaqueadas

$$J_x = \sum_i^n A_{pi} y_i^2 \quad (84)$$

$$J_y = \sum_i^n A_{pi} x_i^2 \quad (85)$$

$$J_z = J_x + J_y \quad (86)$$

Onde:

i representa cada estaca;

n é o número total de estacas;

A_{pi} é a área da seção reta da estaca i .

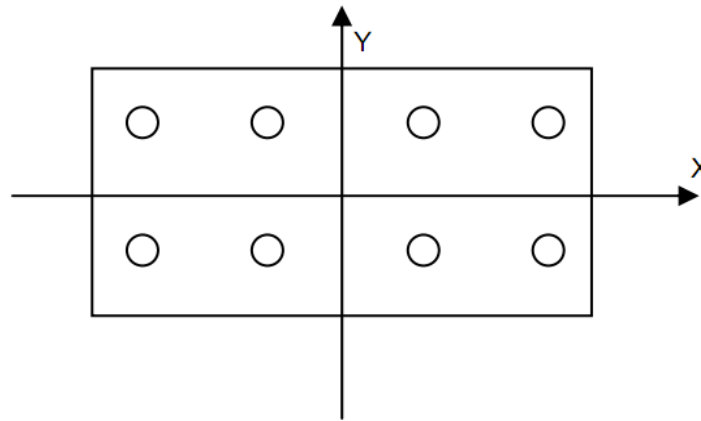


Figura 10 – Fundação Estaqueada

- Momento de Massa

Os momentos de massa do sistema são dados por:

$$I_x = \sum_i m_i (y_i^2 + z_i^2) \quad (87)$$

$$I_y = \sum_i m_i (x_i^2 + z_i^2) \quad (88)$$

$$I_z = \sum_i m_i (x_i^2 + y_i^2) \quad (89)$$

onde:

x_i, y_i, z_i são as coordenadas do centro de gravidade de cada elemento de massa m_i , em relação ao sistema de eixos X, Y e Z com origem no centroide da área de contato com o solo.

O momento de massa I' de uma massa m em relação a um eixo x' que dista h de seu centro de gravidade é igual a:

$$I' = I + mh^2 \quad (90)$$

onde:

I é o momento de massa de m em relação a um eixo x paralelo a x' e passando pelo centro de gravidade de m .

Critérios de Desempenho

O produto final do procedimento de dimensionamento de uma fundação de máquina é a determinação de um sistema solo-fundação capaz de suportar satisfatoriamente os esforços transmitidos pela máquina, Richart *et al* (1970).

Os critérios utilizados na avaliação do desempenho de uma fundação de máquina são geralmente expressos em termos de valores limites de amplitude de deslocamento, de velocidade e de aceleração tendo como referência os efeitos provocados em pessoas, nas estruturas e na própria máquina. Esses limites dependem da instalação industrial e da função da máquina no processo industrial, e envolvem considerações que vão desde o custo inicial até a manutenção e substituição da máquina, Neto (1989).

Para a avaliação do comportamento dinâmico da máquina, a N-1848 sugere a utilização da NBR-10082/2011, de acordo com a faixa de severidade e a classificação da mesma.

Tabela 4 – Faixas de severidade – NBR-10082

Faixa de Classificação	Faixa de Velocidade RMS (valor eficaz da velocidade de vibração)	
	mm/s	
	acima de	até
0,11	0,071	0,112
0,18	0,112	0,18
0,28	0,18	0,28
0,45	0,28	0,45
0,71	0,45	0,71
1,12	0,71	1,12
1,8	1,12	1,8
2,8	1,8	2,8
4,5	2,8	4,5
7,1	4,5	7,1
11,2	7,1	11,2
18	11,2	18
28	18	28
45	28	45
71	45	71

Tabela 5 – Avaliação do desempenho através das faixas de severidade

Faixa de severidade de vibração		Exemplos de avaliação de qualidade para classe diferentes de máquinas			
Faixa	Velocidade efetiva (mm/s) nos limites da faixa	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
0,28	0,28	A	A	A	A
0,45	0,45				
0,71	0,71				
1,12	1,12	B	B	B	B
1,8	1,8				
2,8	2,8	C	C	C	C
4,5	4,5	D	D	D	D
7,1	7,1				
11,2	11,2				
18	18				
28	28				
45	45				
71					

A Figura 11, indica a ordem de magnitude das vibrações que podem estar envolvidas no critério de desempenho. Cinco curvas limitam diferentes zonas

sensitivas para pessoas indo desde imperceptível às pessoas (*not noticeable to persons*) até severo às pessoas (*severe to persons*). Estas categorias se aplicam à vibração vertical. Os limites definidos pelas retas que se cruzam indicam um limite para a segurança e não um limite satisfatório para operação das máquinas. As duas linhas tracejadas indicam os limites de condições dinâmicas associadas à explosão, Richart *et al* (1970).

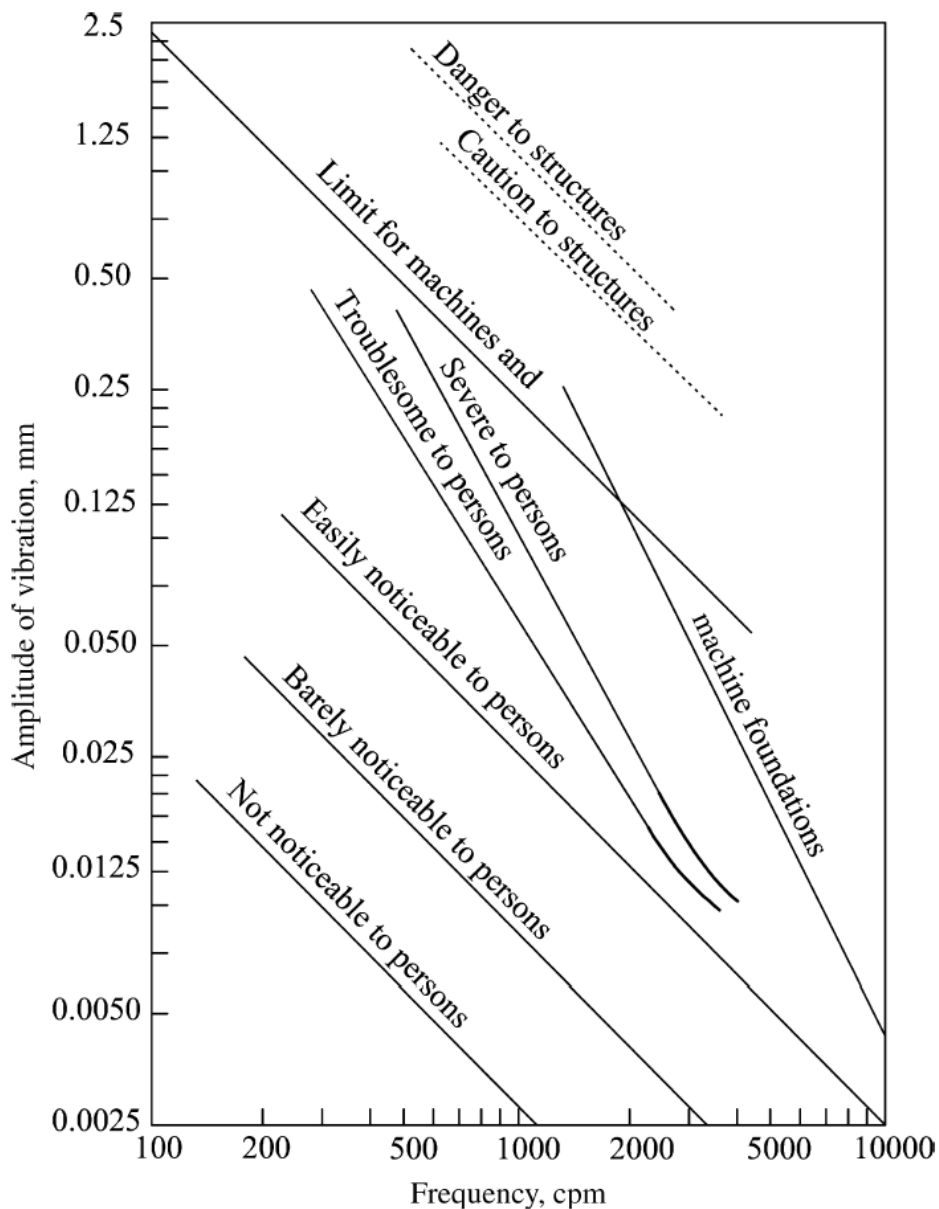


Figura 11 – Limite gerais de amplitude de deslocamento para diversas frequências, Richart *et al* (1970)

Para máquinas rotativas, a Figura 12 pode ser usada para estabelecer as amplitudes horizontais permissíveis para a velocidade de operação. As categorias de desempenho (performance) se estendem na faixa de A a E.

- A. Sem falhas. Equipamento novo;
- B. Pequenas falhas. Correção economiza em manutenção;
- C. Defeituoso. Corrigir em 10 dias para economizar em manutenção;
- D. Próximo a falha. Corrigir em 2 dias para evitar quebra;
- E. Perigoso. Desligar a máquina para evitar acidentes.

Blake *apud* Richart *et al* (1970) introduziu o conceito de fator de serviço que está associado ao grau de importância da máquina. Este conceito consiste em fazer uma série de considerações como custos iniciais, de manutenção e custos de reposição da máquina. A fundação deve ser dimensionada para atender ao nível de operação exigida pelo proprietário. O fator de serviço, expressos na Tabela 6, multiplica as amplitudes calculadas que serão comparadas na Figura 12.

Tabela 6 – Fatores de Serviço, Blake *apud* Richart *et al* (1970)

Bomba centrífuga de estágio único, motor elétrico, soprador	1
Equipamento típico de processos químicos	1
Turbina, turbogerador, compressor centrífugo	1,6
Centrifugador de eixo rígido, bomba centrífuga multi-estágios	2
Equipamentos diversos, de características desconhecidas	2
Centrifugador de eixo suspenso	0,5
Centrifugador de vínculo suspenso	0,3

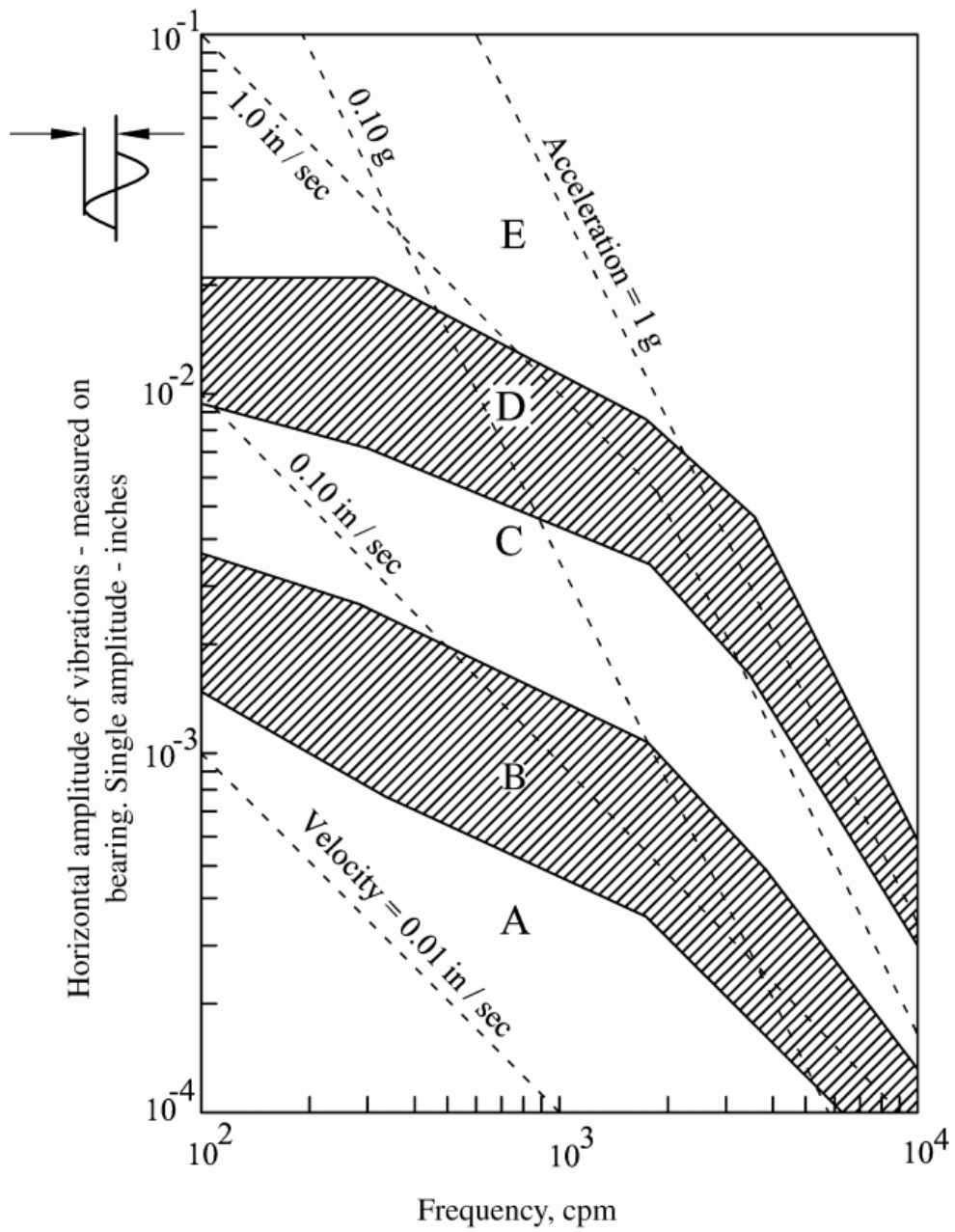


Figura 12 – Critério de vibração em máquinas rotativas Blake *apud* Richart *et al* (1970)

4 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

Na engenharia geotécnica o maior problema com o qual o profissional se depara é a obtenção dos parâmetros corretos do solo sob o qual uma estrutura será apoiada. Não são raras as vezes em que só se dispõe de ensaios à percussão SPT. Estes ensaios podem fornecer valiosas informações sobre o solo, ainda mais pelo fato de retirar amostras a cada metro de profundidade perfurado.

Como já dito anteriormente, uma análise dinâmica de fundações se dá no regime linear elástico devido aos pequenos deslocamentos que ocorrem. Portanto é necessário conhecer os parâmetros elásticos do solo que se resumem ao Módulo de Elasticidade do Solo (E) e ao coeficiente de *Poisson* (ν).

Quando se faz análises dinâmicas costuma-se utilizar o Módulo de Cisalhamento Dinâmico (G). Conforme expresso na equação (76), este está relacionado ao E pelo coeficiente de *Poisson*.

Existe uma série de ensaios que fornecem o valor de G , alguns são realizados em campo e outros em laboratório. Estes estão relacionados na Tabela 7.

Tabela 7 – Ensaio mais utilizados para determinação de G, Hachich e Barros (1996)

Tipo de Ensaio	Ensaio	Faixa de deformação para a qual G pode ser medido (%)
Ensaio de Campo	<i>Crosshole</i>	10^{-4}
	<i>Downhole</i>	
	<i>Uphole</i>	
	Piezocone Sísmico	
	Refração Sísmica	
	Vibração em Regime Estacionário	
	Análise Espectral de Ondas (SASW)	
	Ensaio Pressiométrico	10^{-1}
Ensaio de Laboratório	Coluna Ressonante	10^{-4} a 10^{-2}
	<i>Bender Elements</i>	10^{-4}
	Cisalhamento Simples Cíclico	10^{-2} a 1
	Triaxial Cíclico	
	Torsional Cíclico	
	Coluna Ressonante e Torsional Cíclico Combinados	10^{-4} a 1

Por ser provavelmente o melhor método geotécnico de determinação da variação com a profundidade da velocidade de onda S para pequenas deformações (Fang, 1990) e por ser o ensaio realizado no estudo de caso, este será descrito sucintamente a seguir.

4.1 Ensaio *Crosshole*

O ensaio *Crosshole* é considerado o mais confiável para a determinação *in situ* do módulo de cisalhamento dinâmico dos solos. No Brasil, tem sido usado desde a década de 1980 (Hachich e Barros, 1996). Apesar disso, não há normalização ABNT sobre o ensaio. Ele é normalizado pela ASTM (D4428-07). Esta norma apresenta duas maneiras de realizar o ensaio 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 ASTM (D4428-07). 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 D4428-07 alerta que os resultados deste devem ser utilizados com cautela.

O ensaio *Crosshole* fornece informações pertinentes às velocidades das ondas sísmicas do material em questão. Esta informação é usada como *input* para análises estáticas e/ou dinâmicas, como meio de avaliar o módulo de cisalhamento, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson ou simplesmente para se determinar anomalias que possam existir entre os furos.

Este ensaio sísmico 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, (Figura 13). A velocidade da onda é calculada através do tempo de percurso da onda e a distância entre os furos. No entanto, para bons resultados no ensaio existem algumas exigências:

- Ter ao menos dois furos (recomenda-se três);
- Estes furos devem estar espaçados de 3 m a 4,5 m;
- A verticalidade dos furos deve ser garantida por instrumentação;
- A fonte geradora das ondas deve ser rica em ondas cisalhantes (S) e pobre em ondas longitudinais (P) já que as ondas S são mais difíceis de serem identificadas;
- Os receptores (geofones) devem ter uma frequência própria de resposta e devem ser orientados na direção do movimento das partículas.

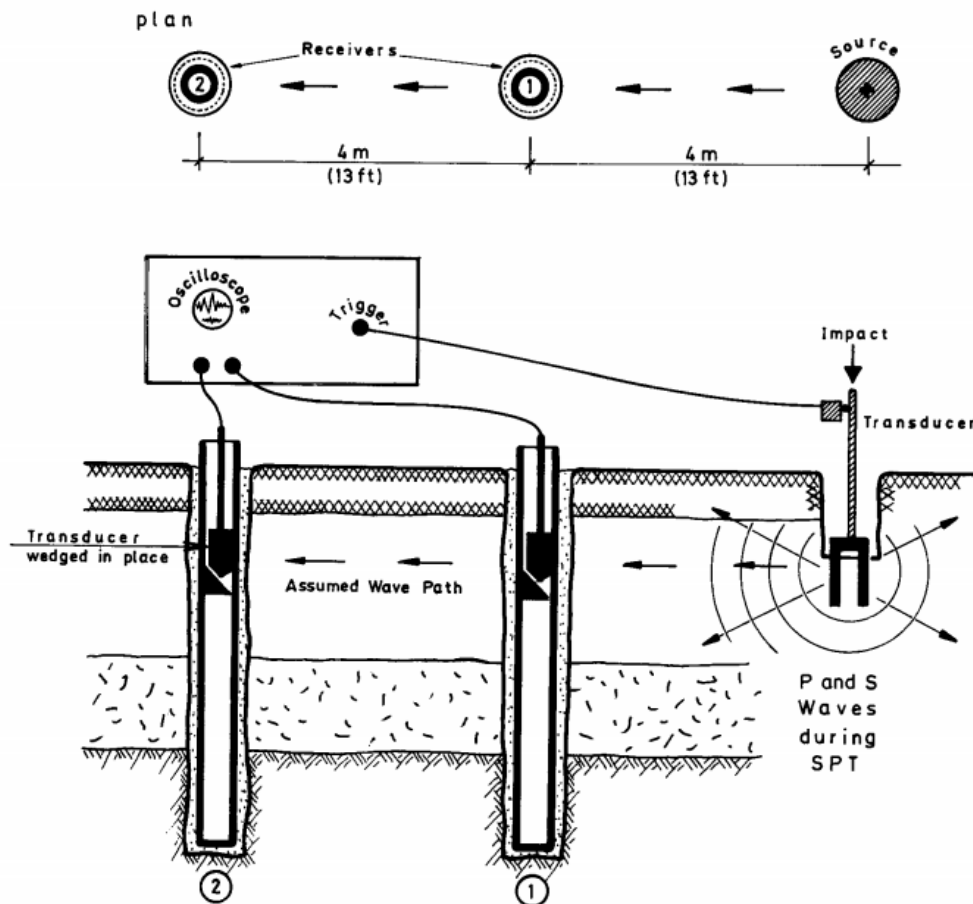


Figura 13 – Esquema do ensaio Crosshole, Fang (1990)

4.2 Correlações Empíricas

Na maioria dos programas de investigações geotécnicas, ensaios dinâmicos *in situ* geralmente não são realizados devido aos custos e a falta de especialização. Por esse motivo, muitos estudos foram realizados para correlacionar os valores de ondas de cisalhamento (V_s) ou módulo de cisalhamento dinâmico a outros parâmetros do solo facilmente disponíveis como o valor de N_{SPT} . (Hunamantharao e Ramana, 2008). A relação entre V_s e N é frequentemente expressa da seguinte forma:

$$V_s = AN^B \quad (91)$$

A e B são coeficientes de correlação.

As correlações inicialmente feitas entre Vs e N podem também ser usadas para estimar G se for assumido que uma leve variação do peso específico do solo não influencia o valor estimado. A relação do módulo de cisalhamento com o número de golpes do ensaio de penetração é do tipo:

$$G = aN^b \quad (92)$$

A correlação mais frequentemente citada foi proposta por Ohsaki e Iwasaki, (1973) apud Fang, (1990). Para ela $a = 12$ e $b = 0,8$.

$$G = 12 \times N^{0,8} \quad (93)$$

N – número de golpes do ensaio SPT;

G – módulo de cisalhamento dinâmico em MPa.

Na falta de ensaios, a N 1848 recomenda o uso na expressão citada acima.

Fatores de Correção

Um aspecto importante a ser mencionado é a correção de energia do ensaio SPT, que em boa parte das correlações estabelecidas nem sequer se comenta, Freitas (2009).

O trabalho de Danziger et al. (2008) apud Freitas (2009) trata, de forma resumida, a questão da energia no SPT. Vários autores têm estudado a questão da energia nos sistemas SPT (e.g., De Mello, 1971, Kovacs et al., 1977 e Belincanta, 1985).

Souza (2009) cita também que a pesquisa desenvolvida por Palacios (1977) e Schmertmann e Palacios (1979) tem sido considerada um marco na análise quantitativa do SPT. Aqueles autores mostraram que o número de golpes no ensaio, N, é inversamente proporcional à energia que chega ao topo da composição de hastes, ao menos para N até 50. A ISSMFE (1989) 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:

$$N_{60} = N \frac{E}{E_{60}} \quad (94)$$

Na equação acima E é a energia real aplicada ao amostrador, correspondente a N, e E₆₀ corresponde a 60% da energia potencial teórica. Se a energia E é conhecida, a expressão acima deve ser usada. Caso não o seja, há necessidade de uma estimativa do valor de E.

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 N₆₀ 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) (Tabela 8), adotou-se o fator de correção igual a 1, onde:

$$C = \frac{E}{E_{60}} \quad (95)$$

$$N_{60} = C_{adotado} \cdot N_{SPT} \quad (96)$$

Tabela 8 – Fatores de correção C_i, Freitas (2009)

	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	1,27
	Donut	Rope-cathead	68	1,13	
Paraguai	Pinweight	Manual	72	1,20	1,20
Reino Unido	Donut	Free-fall	60	1,00	0,92
	Donut	Rope-cathead	50	0,83	
EUA	Donut	Rope-cathead	45	0,75	1,00
	Safety	Rope-cathead	60	1,00	
	Safety	Free-fall	85	1,40	
Venezuela	Donut	Rope-cathead	43	0,72	0,72

Vale observar que em Souza (2009), o valor de N_{60} foi estimado a partir da expressão (67). O valor de 1,37 nesta expressão, no lugar do valor de 1,20 proposto por Decourt et al., 1989 (Tabela 8), é um valor médio baseado em medidas de energia realizadas em equipamentos utilizados rotineiramente no Brasil (e.g., Belincanta, 1985, 1998, Cavalcante, 2002, Odebrecht, 2003).

$$N_{60} = 1,37 \cdot N_{SPT} \quad (97)$$

Velloso e Lopes (2002) ressaltam que no Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação da queda do martelo enquanto nos E.U.A. e Europa o sistema costuma ser mecanizado.

5 MODELAGEM COMPUTACIONAL COM O MÓDULO DE DINÂMICA DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS PLAXIS 2D

5.1 Introdução

A modelagem computacional desta dissertação será realizada através do programa computacional PLAXIS 2D, v.8.2 e este item apresentará alguns aspectos teóricos e de funcionamento do programa.

5.2 O Programa PLAXIS

Segundo Brinkgreve (2002), o PLAXIS é um programa computacional de elementos finitos desenvolvido para análises, em 2-D ou 3-D, de deformação, estabilidade e fluxo do nível d'água em problemas geotécnicos. O desenvolvimento do PLAXIS teve início em 1987, na Delf University of Technology (Holanda). O objetivo inicial era desenvolver simples algoritmos de elementos finitos em 2-D para análise de aterros nos solos moles da Holanda. Desde então, o PLAXIS tem se aprimorado estendendo seu uso às mais diversas áreas da engenharia geotécnica. Este programa é dividido em quatro sub-programas que definem muito bem toda a rotina de processamento: Input, Calculation, Output e Curves.

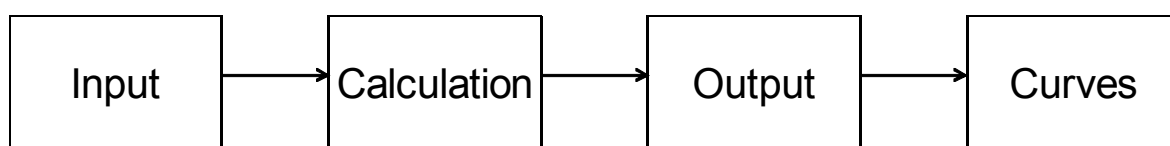


Figura 14 – Estrutura do programa

5.3 Sub-rotinas

5.3.1 Entrada de Dados (Input)

A fase de entrada de dados compreende as etapas de criação do modelo matemático que irá representar o problema a ser analisado. Nesta fase, o usuário

deve criar o modelo de elementos finitos desenhando a geometria da situação e especificando as propriedades dos materiais envolvidos e definindo as condições de contorno do problema.

O programa PLAXIS Versão 8, utilizado na presente dissertação, é usado para lidar com análises bidimensionais em elementos finitos. Esses modelos em elementos finitos podem ser do tipo Estado Plano ou Axissimétrico. Existe ainda um outro módulo mais recente, que não foi utilizado nesta dissertação, que faz análises em três dimensões (módulo de dinâmica, programa PLAXIS 3D).

O modelo no Estado Plano é usado para geometrias em que a seção transversal é praticamente uniforme e estados de tensões correspondentes e esquemas de carregamentos em uma certa faixa de comprimento perpendicular a seção transversal (direção z). Os deslocamentos e deformações na direção z são tomados como nulos. No entanto, as tensões normais na direção z são levadas em conta.

O modelo Axissimétrico é usado para estruturas simétricas em relação a um eixo de revolução e carga distribuída igualmente simétrica em relação ao mesmo eixo, onde as deformações e os estados de tensões são considerados constantes em qualquer direção radial. Num problema axissimétrico, a direção x representa o raio e a direção y representa o eixo de simetria axial. Não há coordenadas negativas em x , já que, por questões de simetria, considera-se apenas a metade direita (positiva) da malha de elementos finitos.

Ambos os modelos resultam num problema bidimensional em elementos finitos com dois graus de liberdade translacionais por nó (direção x e y).

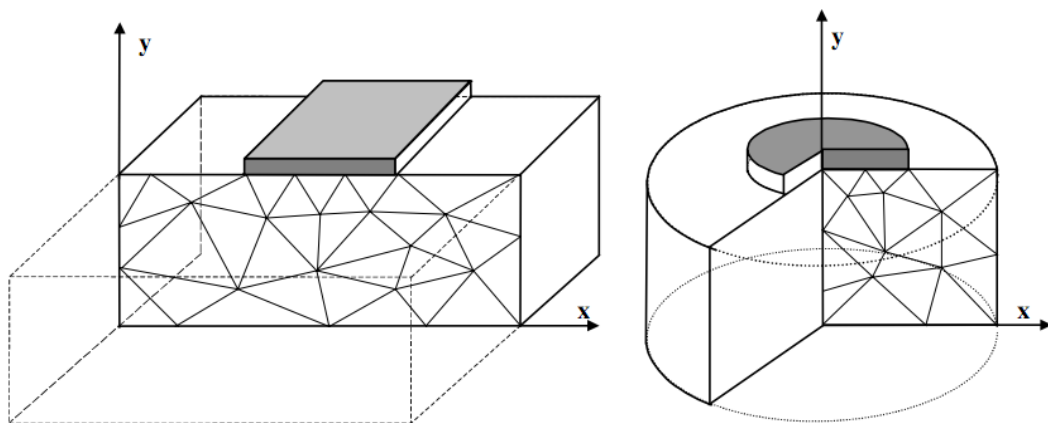


Figura 15 – Ilustração de problemas no Estado Plano e Axissimétrico, Brinkgreve (2002)

Quando a geometria do modelo é completamente definida e as propriedades dos materiais são aplicadas é necessário que a geometria seja dividida em elementos finitos para que o problema possa ser processado na fase de cálculo. o conjunto destes elementos é chamado de malha (*mesh*). Esta é gerada de forma semiautomática pelo programa e o usuário precisa apenas informar o grau de refinamento requerido para o problema. (Brinkgreve, 2002). O padrão do programa é o elemento triangular de 15 nós. Ele fornece uma interpolação de quarta ordem para deslocamentos e a integração numérica envolve doze pontos de tensão (pontos de Gauss). Para o elemento triangular de 6 nós a ordem da interpolação é dois e a integração numérica envolve três pontos de tensões (Figura 16).

Os elementos de seis nós têm nível de precisão limitado, pois fornecem relativamente bons resultados apenas para análises de deformações relativamente simples. Não é recomendado para os casos de análises axissimétricas e problemas de ruptura do solo, tais como no cálculo de fatores de segurança através da técnica de redução $c-\phi$. Também não devem ser utilizados em análises dinâmicas, onde os deslocamentos vibratórios são muito pequenos.

Por outro lado, os elementos de quinze nós têm grande precisão e apresentam bons resultados para problemas complexos. A escolha do tipo de elemento utilizado cabe ao usuário do programa pois o bom desempenho da análise depende de cada tipo aplicação.

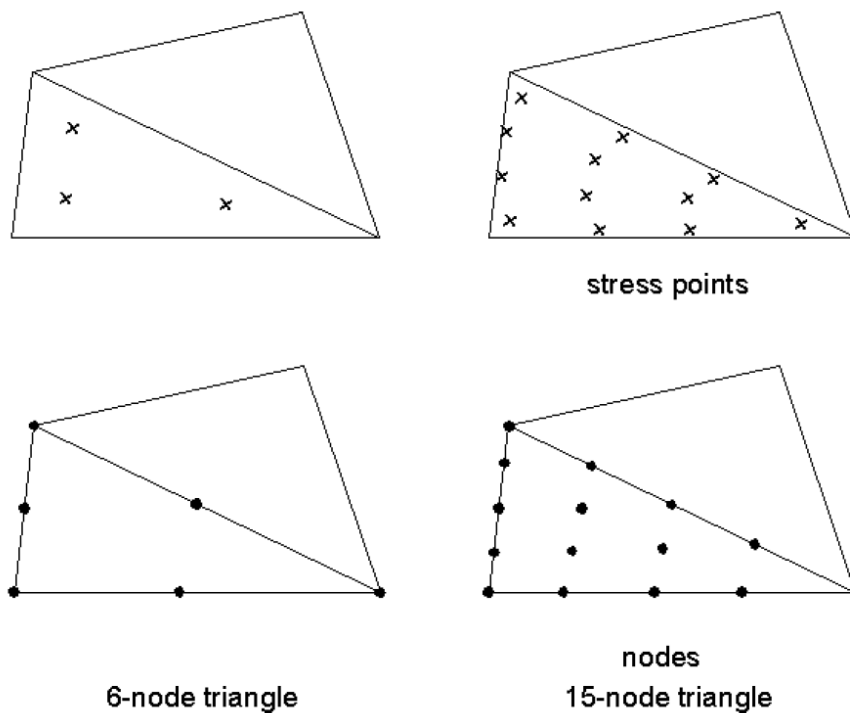


Figura 16 – Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos, Brinkgreve (2002)

Finalmente, na fase de *Input* devem ser selecionados os modelos constitutivos que melhor representarão o comportamento do solo. Tais modelos serão abordados no item 5.4.

5.3.2 Fase de Cálculo (Calculation)

Após terem sido definidos os parâmetros da entrada de dados (input), é necessário definir o tipo de cálculo que será executado bem como as cargas e/ou quais estágios de construção serão ativados durante essa etapa. Isto é realizado na fase de cálculo (calculation).

Segundo Brinkgreve (2002), a fase de cálculo considera somente análise de deformações e pode ser de quatro tipos: cálculo Plástico (*Plastic*), análise de consolidação e adensamento (*Consolidation*), análise do fator de segurança através da redução c -phi (*Phi-c Reduction*) ou análise dinâmica (*Dynamic*).

Assim como na prática da engenharia, resolve-se um problema dividindo-o em fases, o mesmo é feito no PLAXIS. A etapa de cálculo é dividida em fases de cálculo (*calculation phases*). Isso permite, por exemplo, a ativação de uma carga em um determinado tempo, a simulação de um estágio de construção, a introdução de um período de consolidação, o cálculo de um fator de segurança, a ativação de uma carga dinâmica, etc. Segundo Brinkgreve (2002), isso é necessário devido ao comportamento não linear do solo. Este comportamento requer que as cargas sejam aplicadas em pequenas parcelas, o que o programa PLAXIS chama de *load steps*. Porém, na maioria dos casos, não é necessário se preocupar em aplicar as cargas em pequenos incrementos. Procedimentos automáticos e eficazes no PLAXIS se encarregarão de fazer a subdivisão em incrementos de carga apropriados.

5.3.3 Saída de Dados (Output)

Por ser um programa computacional em elementos finitos, 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, o PLAXIS calcula os esforços nesses elementos.

Como na engenharia é usual trabalhar com resultados gráficos, pois permitem apresentar muitas informações compiladas, a próxima sub-rotina é a mais importante no que diz respeito à interpretação dos resultados.

5.3.4 Resultados Gráficos (Curves)

Na etapa de gráficos podem ser geradas curvas como tempo ou carga versus deslocamento, tensão versus deformação e ainda trajetória de tensões ou deformações de pontos previamente selecionados na malha de elementos finitos. Estas curvas podem ser exportadas para serem manipuladas em planilhas eletrônicas e através delas é possível observar o comportamento dos pontos selecionados durante as diversas fases de cálculo e ter uma visão do que está ocorrendo no problema. O programa PLAXIS-2D limita o número de seleção de

pontos em 10, não sendo possível gerar curvas para pontos que não tenham sido selecionados previamente.

5.4 Modelos Constitutivos

O comportamento mecânico do solo pode ser modelado de diversas formas sendo condicionado pelo nível de precisão que se deseje. Os modelos constitutivos simulam o comportamento do material relacionando as componentes de tensão às de deformação.

O programa PLAXIS tem disponíveis cinco tipos de modelos constitutivos: linear elástico (*elastic*), elasto-plástico (*Mohr Coulomb*), hiperbólico (*Hardening Soil*), consolidação (*Soft Soil*) e anisotrópico (*Jointed Rock*).

Nos problemas de análise vibratória a resposta do solo é razoavelmente bem representada pelo modelo linear elástico, uma vez que para fundações de máquinas se trabalha com deformações muito pequenas, portanto na parte linear da curva tensão x deformação.

Para uma maior explanação dos demais modelos constitutivos sugere-se consultar o Material Models Manual do PLAXIS. (BRINKGREVE, 2002).

Modelo Linear Elástico

A teoria da elasticidade linear é baseada no comportamento elástico dos materiais, ou seja, na relação entre as tensões e as deformações, segundo a Lei de Hooke.

As propriedades elásticas do material são representadas por duas grandezas: Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν).

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \quad (98)$$

$$-\nu \varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z \quad (99)$$

O comportamento linear elástico se caracteriza por:

- Deformações reversíveis;
- Ausência de deformações residuais;
- Relação tensão-deformação é linear.

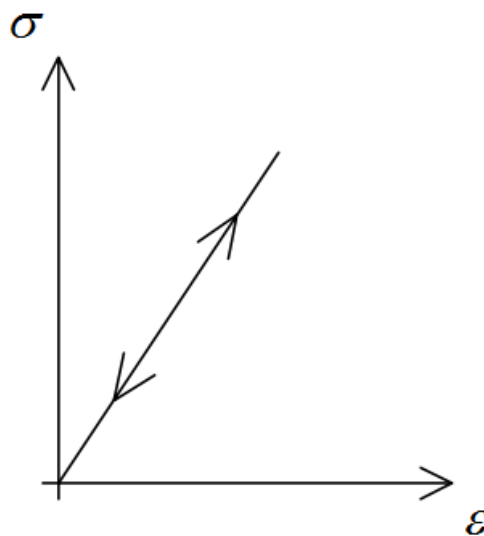


Figura 17 - Comportamento linear elástico

5.5 Módulo de Dinâmica

As estruturas, fundações e solo não são submetidas apenas a cargas estáticas, eventualmente podem ocorrer cargas dinâmicas. O PLAXIS possui um módulo de dinâmica, utilizado na presente dissertação, que analisa os efeitos da vibração no solo.

A forma como se realiza a análise dinâmica no PLAXIS é muito similar ao que é feito na análise estática. As diferenças consistem em:

- Na aplicação de cargas na fase de entrada de dados (*input*), o usuário ativa cargas dinâmicas;
- 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 nas fronteiras da malha de elementos finitos. Essas fronteiras

contém amortecedores que objetivam absorver a reflexão espúria das ondas incidentes, modelando assim o efeito de amortecimento por radiação.

- Na fase de cálculo (*calculation*), a fase em que as cargas dinâmicas serão inseridas deve ser calculada pela opção análise dinâmica.
- Na fase da saída gráfica (*curves*), a atenção é voltada, principalmente, para a análise das curvas de velocidades versus tempo.

5.5.1 Aplicação das Cargas

Cargas Distribuídas

Este tipo de carregamento pode ser aplicado ao longo de qualquer linha criada pelo usuário. As cargas podem ser constantes ou trapezoidais.

Dois casos de carga (A e B) podem ser utilizados no PLAXIS para cargas distribuídas ou pontuais, qualquer um dos casos pode ser ativado independentemente.

Cargas Pontuais

Nas análises 2-D as cargas pontuais são, na verdade, cargas distribuídas por metro para fora do plano x - y . Portanto, os valores de entrada das cargas pontuais são dados em força por unidade de comprimento (FL^{-1}). Nos modelos axissimétricos, as cargas pontuais são na verdade cargas lineares distribuídas numa seção circular de raio R .

De forma semelhante às cargas distribuídas, existem dois casos de carga (A e B) disponíveis e que podem ser ativados independentemente. Essas cargas podem ser livremente designadas pelo usuário como “estáticas” ou “dinâmicas”.

5.5.2 Restrições

Restrições Padrão (Standard Fixities) – Estática

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 bordas, são elas:

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

Bordas Absorventes – Dinâmica

No módulo de dinâmica do PLAXIS existem as chamadas bordas absorventes, elas tem o objetivo de absorver o excesso de tensões geradas pelas cargas dinâmicas que podem ser refletidas.

Num problema onde as restrições sejam as convencionais, o usuário deve escolher a opção *standard absorbent boundaries*.

A influência das bordas num problema dinâmico é muito mais crítica do que num problema estático. Por esse motivo, as bordas devem ser modeladas mais distantes do que seriam caso o problema fosse estático, minimizando a reflexão espúria de ondas que possam gerar distorções nos resultados finais.

Ao se escolher bordas absorventes, um amortecimento é utilizado ao invés de se aplicar restrições em uma certa direção. O amortecimento irá garantir que um aumento nas tensões da borda seja absorvido sem se refletir. Neste caso a borda começa a se mover, Brinkgreve (2002).

O uso das bordas absorventes no programa PLAXIS-2D é baseada no método descrito por Lysmer e Kuhlmeyer (1969).

5.5.3 Parâmetros para Modelagem

Placas (*Plates*)

O material chamado de *Plate* é um elemento estrutural utilizado para modelar estrutural esbeltas. *Plates* são utilizados para representar paredes, placas ou cascas ao longo da direção z.

O parâmetro mais importante para um *Plate* é a rigidez à flexão EI e a rigidez axial EA .

A partir destes dois parâmetros pode-se calcular uma espessura equivalente através da equação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI}{EA}} \quad (100)$$

Solo

Numa análise dinâmica no PLAXIS, a princípio, não há necessidade de nenhum parâmetro adicional além do Módulo de Elasticidade, do Coeficiente de *Poisson* e do peso específico do solo. No entanto, estes podem ser usados para definir as velocidades de propagação das ondas de compressão (P) e de cisalhamento (S) e o amortecimento do solo.

Velocidade de Ondas

Os parâmetros dos materiais a serem informados ao PLAXIS são o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν), G, E_{oed} e as velocidades de onda V_s e V_p serão calculados automaticamente. Porém num modelo linear elástico, caso o

usuário possua resultados do ensaio *Crosshole*, por exemplo, este pode entrar com os valores das velocidades das ondas. Desta forma, o PLAXIS calculará os valores de E , ν , G e E_{oed} .

Constantes de Rayleigh

O amortecimento do solo é causado pelo atrito, por suas propriedades viscosas e por histerese. Porém, no PLAXIS, os modelos de solo não contemplam a viscosidade. No entanto, um amortecimento é considerado, este é proporcional à massa e à rigidez do sistema (Amortecimento de *Rayleigh*) e é apresentado como:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (101)$$

Onde:

C – amortecimento do sistema;

M – massa do sistema;

K – 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). No entanto, no estado plano, o amortecimento de Rayleigh pode ser necessário para se obter resultados realistas.

Malha

A malha é função do problema e da geometria deste modelo. O programa PLAXIS-2D gera a malha automaticamente, porém a critério do usuário a qualidade desta malha pode variar de muito grosseira (*very coarse*) a muito refinada (*very fine*).

Também é possível o refinamento da malha de forma global ou localizada em pontos, linhas e “clusters”.

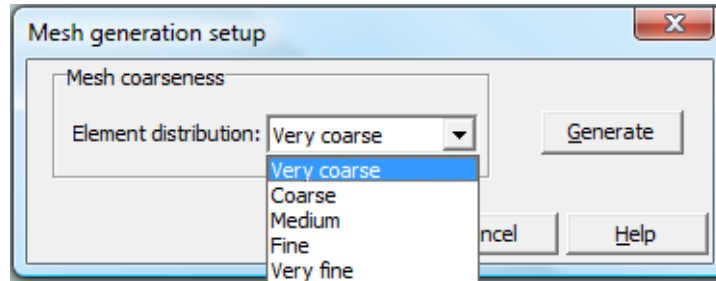


Figura 18 – Qualidade da malha de elementos finitos

5.5.4 Fase de Cálculo (Calculation)

Ativação das Cargas Dinâmicas

A ativação das cargas dinâmicas é realizada na fase de cálculo do programa (*Calculation*), porém para ativá-las, na fase de modelagem (*Input*), o usuário deve declará-las como cargas do tipo dinâmica.

A carga ativa utilizada no cálculo dinâmico é o produto do valor da carga atribuído na modelagem e do multiplicador dinâmico atribuído na fase de cálculo.

Carga Ativa = Multiplicador Dinâmico x Valor de entrada

Cargas Harmônicas

O programa PLAXIS-2D define as cargas harmônicas como:

$$F = \hat{M} \cdot \hat{F} \cdot \sin(\omega t + \phi_0) \quad (102)$$

Onde

\hat{M} - multiplicador dinâmico ou amplitude;

\hat{F} - valor de entrada da carga;

$\omega = 2\pi f$ onde f é a frequência em ciclos por segundo (Hz);

ϕ_0 - ângulo de fase inicial, em graus

As cargas dinâmicas podem ser aplicadas de duas maneiras no programa PLAXIS 2-D. Através da opção *Harmonic Load Multiplier* onde são atribuídas as magnitudes do multiplicador da amplitude, da frequência de excitação do ângulo de fase inicial. A segunda é 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.

5.6 Elementos Finitos

Em um modelo em elementos finitos os requisitos para uma análise tensão-deformação são:

- Definição de um modelo constitutivo (equação que relacione tensões às deformações);
- Equações que satisfaçam o equilíbrio;
- Atendimento à condição de compatibilidade de deslocamentos (ou deformações).

O Programa PLAXIS 2D, versão 8.2, é capaz de fazer análise no estado plano (de deformações) e análise axissimétrica.

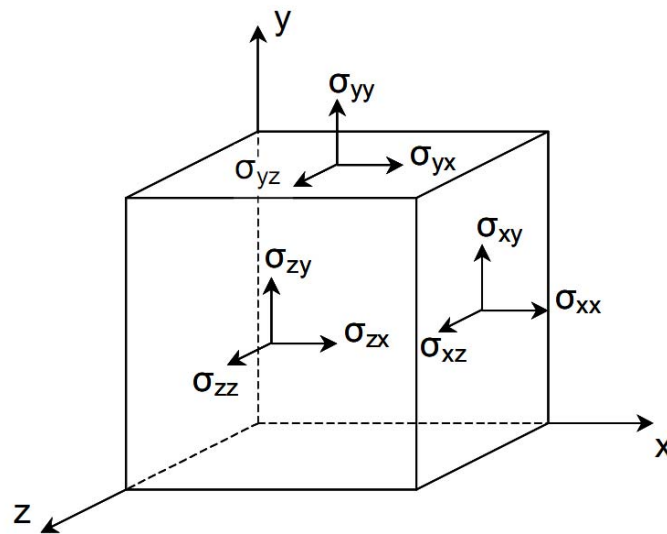


Figura 19 – sistema de coordenadas tridimensional genérico e convenção de sinais para tensões, Brinkgreve (2002)

De acordo com Azevedo (2003), no caso de materiais isotrópicos, a relação entre tensões e deformações é dada por:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_1 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_2 & C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (103)$$

Onde:

$$C_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$C_2 = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (104)$$

$$C_3 = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Os problemas de elasticidade plana podem se dividir em dois grupos: problemas de estado plano de tensões e problemas de estado plano de deformações. Os problemas de estado plano de tensões são caracterizados por estruturas na forma de chapas planas carregadas no próprio plano, sendo o carregamento uniforme ao longo da espessura. Este problema não tem aplicabilidade em problemas geotécnicos. 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 x - y . as cargas são paralelas ao plano x - y e não variam na direção z . Assume-se que os deslocamentos na direção z sejam restringidos. Desta forma, qualquer seção transversal (paralela ao eixo x - y) 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. (Pacheco, 2011).

O Estado Plano de Deformações

De acordo com Azevedo (2003), no estado plano de deformações tem-se as seguintes características:

- Corpo prismático gerado por translação de uma figura plana ao longo de um eixo. A figura plana é paralela ao plano x_1x_2 ;
- A dimensão do corpo segundo o eixo x_3 é muito superior às demais dimensões;
- Todas as ações atuam paralelamente ao plano x_1x_2 ;
- As ações não variam com x_3 .

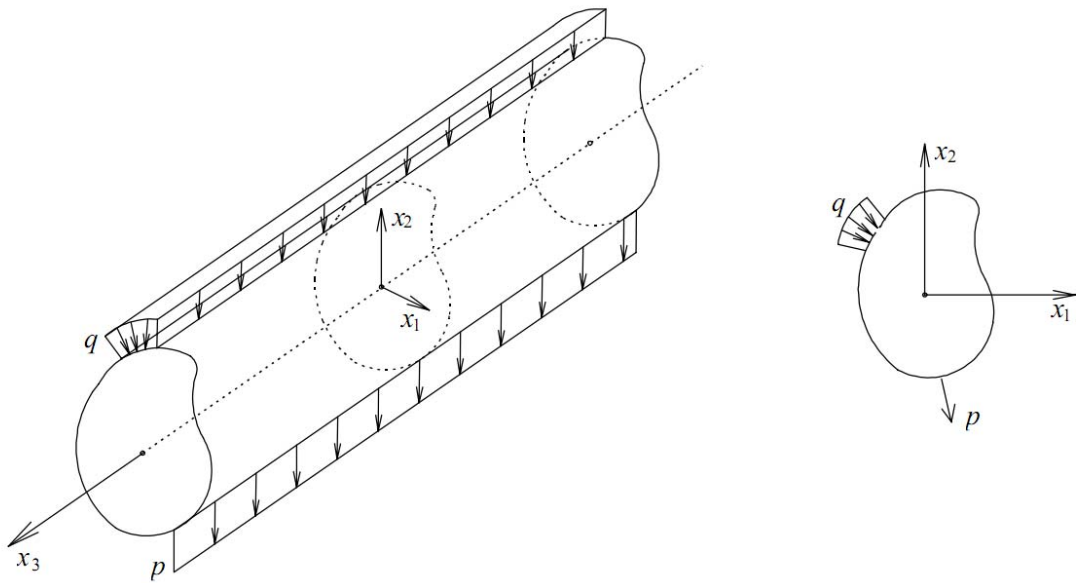


Figura 20 – Estado plano de deformações – Azevedo (1996)

Dadas as características inerentes ao estado plano de deformações, admitese que:

- Os deslocamentos de qualquer ponto em relação ao eixo x_3 são nulos;
- Os deslocamentos em x_1 e x_2 não variam com x_3 .

As hipóteses acima podem ser expressas matematicamente como:

$$u_1(x_1, x_2, x_3) = u_1(x_1, x_2)$$

$$u_2(x_1, x_2, x_3) = u_2(x_1, x_2) \quad (105)$$

$$u_3(x_1, x_2, x_3) = 0$$

Portanto, a relação tensão-deformação para o caso particular de estado plano de deformações é expresso por:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & 0 \\ C_2 & C_1 & 0 \\ 0 & 0 & C_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (106)$$

Sendo a tensão normal σ_3 dada por:

$$\sigma_3 = C_2(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \quad (107)$$

O Estado Axissimétrico

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 situação tridimensional utilizando elementos bidimensionais. Este tipo de modelagem é muito útil pois simplifica o nível de modelagem de uma estrutura bem como simplifica os cálculos computacionais que seriam realizados por um modelo em 3 dimensões. (Pacheco, 2011).

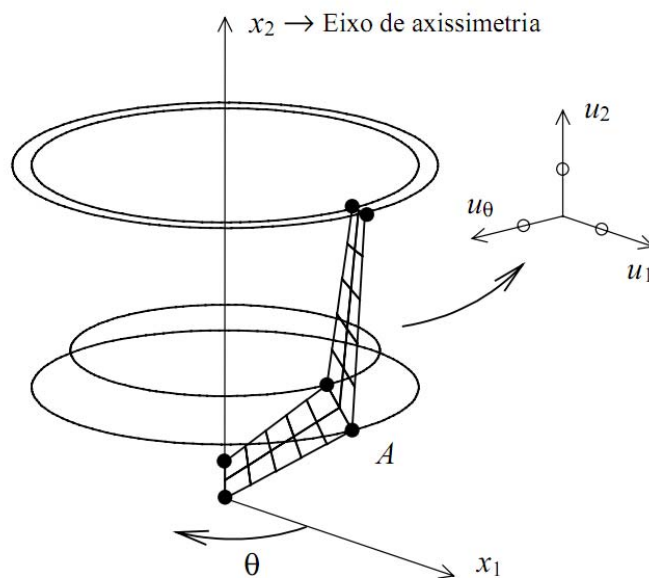


Figura 21 – estado axissimétrico – Azevedo (2003)

O eixo x_1 , da Figura 21, é chamado de eixo radial e a componente u_θ do campo de deslocamentos designa-se deslocamento circunferencial.

Para este estado, a relação tensão-deformação é dada por:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_\theta \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & C_2 & 0 \\ C_2 & C_1 & C_2 & 0 \\ C_2 & C_2 & C_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (108)$$

Os parâmetros C_1 , C_2 e C_3 encontram-se definidos em (104)

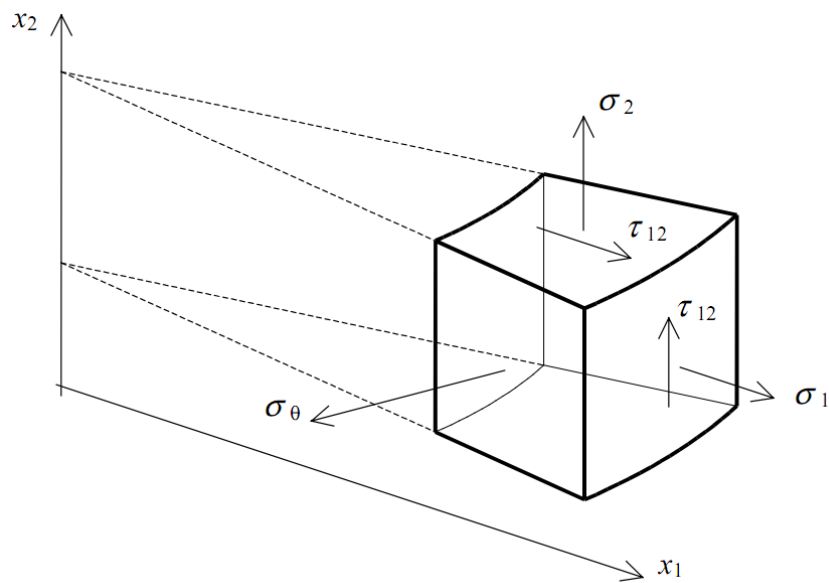


Figura 22 – componentes são nulos em problemas axissimétricos – Azevedo (2003)

6 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UMA FUNDAÇÃO DE MÁQUINA

Esta dissertação analisará o estudo de caso apresentado por Machado (2010), este é composto por uma parte teórica, a qual compila informações sobre fundações de máquinas, e por um estudo de caso real e prático.

O estudo de caso analisou uma fundação de máquina integrante de uma planta industrial localizada na cidade de Cubatão, São Paulo, Brasil. Esta fundação consiste em um bloco de coroamento retangular apoiado sobre estacas e o estudo de caso realizou uma análise comparativa dos resultados (valores de amplitudes) alcançados através de duas metodologias de obtenção de parâmetros do solo e duas metodologias de previsão de comportamento das fundações. Os parâmetros de solo são determinados indiretamente, através de correlações com os ensaios SPT, e diretamente a partir do ensaio *Crosshole*. As duas metodologias de previsão de comportamento consistem na utilização de cálculo analítico simplificado e cálculo realizado com emprego de programas computacionais.

O estudo de caso apresenta os cálculos das amplitudes do conjunto fundação + máquina e compara os resultados dos cálculos com as amplitudes medidas em campo, por instrumentação.

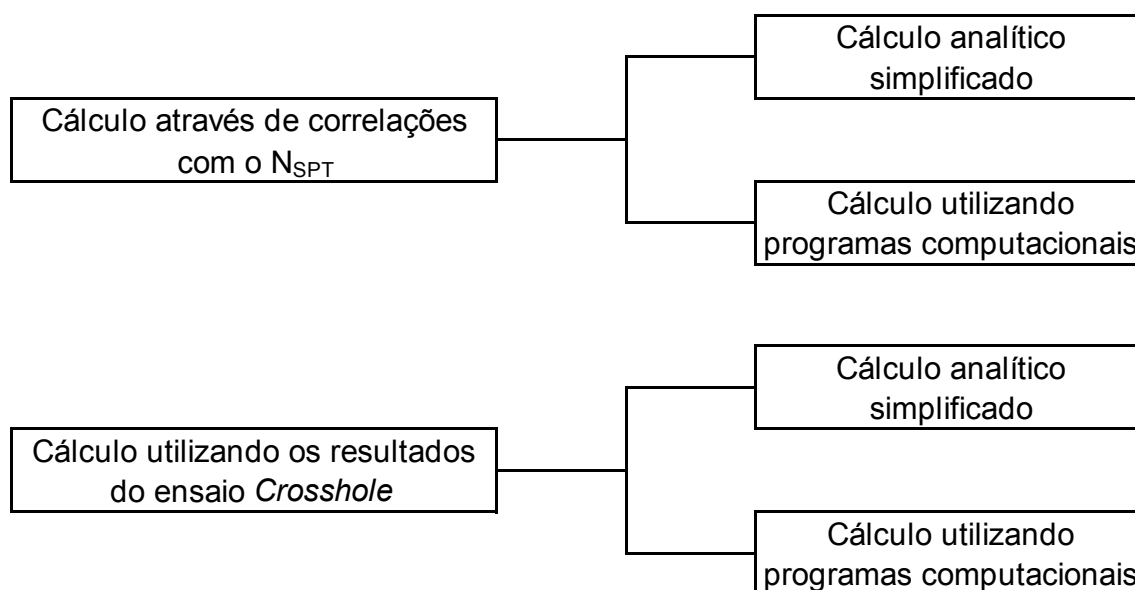


Figura 23 – Análises realizadas por MACHADO (2010)

O cálculo analítico simplificado se desenvolve conforme a N-1848. Para o cálculo computacional foram utilizados dois programas que serão descritos a seguir.

6.1 Programas Computacionais utilizados

Machado (2010) utilizou dois programas computacionais na análise dinâmica da fundação estudada. Eles foram utilizados em conjunto, ou seja, o output de um deles serve de input para o outro. Estes programas são o PILAY e o BLOCKSOLVER e serão apresentados a seguir.

Como o BLOCKSOLVER tem sua formulação voltada para subsolo homogêneo, o que em geral não ocorre na prática, foi necessário utilizar o PILAY para se obter os dados de rigidez e amortecimento do conjunto camadas de solo + estacas.

6.1.1 PILAY

O programa PILAY foi desenvolvido na Universidade de Western, Canadá por Novak e Aboul-Ella. Detalhes sobre a formulação adotada no programa pode ser consultada em Novak e Aboul-Ella (1977).

O PILAY é um programa de interface simples que tem por objetivo calcular as rigidezes e amortecimentos em problemas de estacas imersas em camadas heterogêneas de solo.

Para se analisar um problema, é necessário entrar com todas as propriedades da estaca tais como comprimento total, raio externo, área da seção transversal, momentos de inércia e torcional, peso específico, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do material. No que diz respeito ao solo, é necessário informar o número de camadas, as espessuras de cada camada, e para cada camada: a velocidade da onda cisalhante, o peso específico e o coeficiente de Poisson.

6.1.2 BLOCKSOLVER

O BLOCKSOLVER é um programa computacional desenvolvido por Coutinho e Mendes (2007). Ele se aplica a fundações retangulares conforme formulação de Wolf e Gazetas (1994) apud Santos (2011) e se destina a resolução de fundações diretas em meio homogêneo e sobre estacas. O programa tem como principal característica a obtenção dos resultados de forma rápida. Isso permite ao usuário otimizar a solução através de sucessivas análises. A Figura 24 ilustra a tela inicial do programa.

Deve ser usado com cautela pois foi idealizado a partir da formulação de Wolf e Gazetas para resolver problemas de fundações retangulares, com pequenas excentricidades entre o centro de gravidade do bloco e o centro de gravidade geométrico da base. (Coutinho e Mendes, 2007).

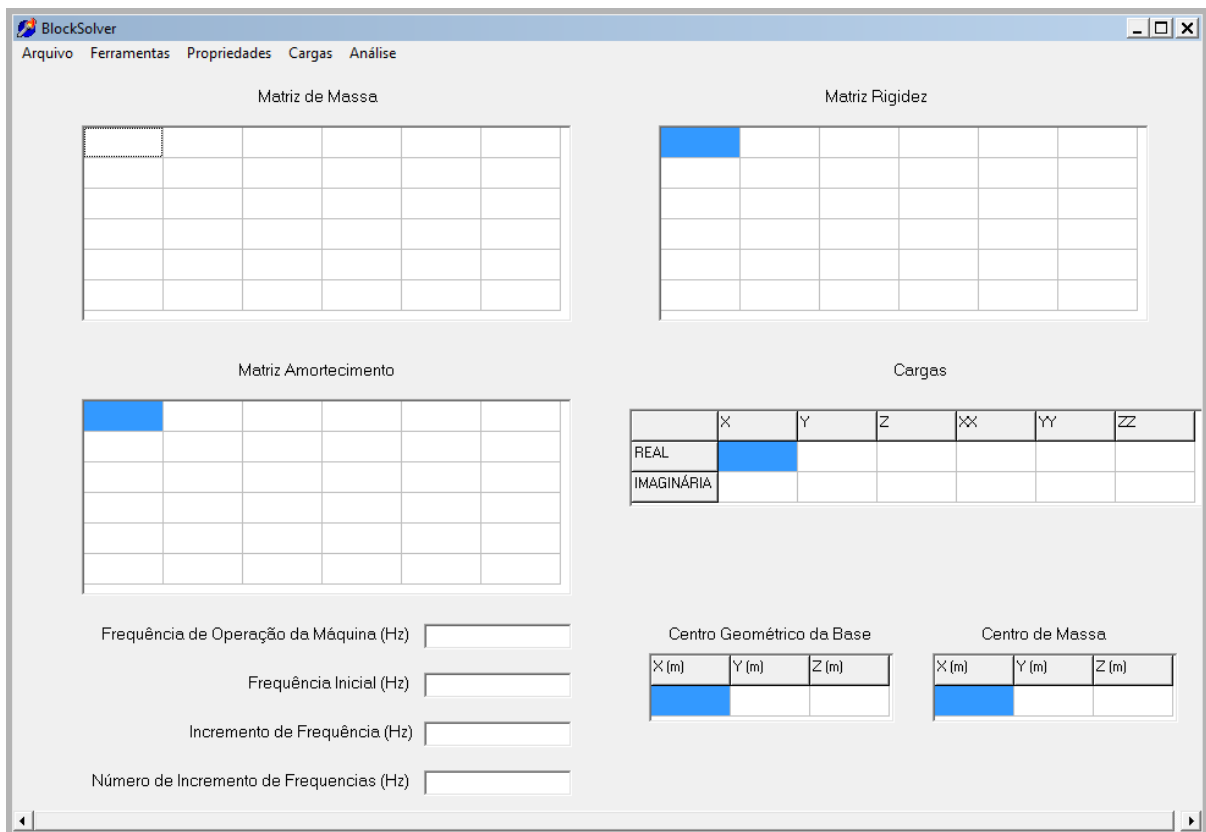


Figura 24 – Tela inicial do programa BLOCKSOLVER

6.2 Dados do Estudo de Caso

6.2.1 Dados da Fundação

A base da máquina tem dimensões retangulares (3,0m x 7,10m x 1,00m) apoiada sobre estacas do tipo pré-moldada de concreto centrifugado com diâmetro de 26 cm e comprimento médio de 20 metros. Conforme relatado por Machado (2010), foi realizado o acompanhamento de cravação das estacas e observou-se que nenhuma delas foi danificada durante o processo.

As principais informações estão resumidas na Tabela 9.

Tabela 9 – Características da fundação analisada

Características da Fundação Analisada	
Largura do bloco (m)	3,0
Comprimento do bloco (m)	7,1
Altura do bloco (m)	1,0
Diâmetro das estacas (cm)	26
Comprimento das estacas (m)	20
Espaçamento longitudinal entre estacas (m)	3,05
Espaçamento transversal entre estacas (m)	2,00

6.2.2 Subsolo

Para a análise geotécnica do subsolo, Machado (2010) contou com resultados de ensaios de sondagem a percussão (SPT), sondagem mista (SM) e *Crosshole* (CH). Na região foram realizadas seis sondagens a percussão, uma sondagem mista e três ensaios de *crosshole*. Vale ressaltar que ignorou-se os resultados dos ensaios *crosshole* CH-01 e CH-02 por estarem distantes da região estudada. A Figura 25 mostra a disposição dos ensaios em relação às bases onde a que foi analisada está destacada (B-901.5131001A).

Tabela 10 – Ensaio disponíveis

Ensaio	Identificação
<i>Standard Test Penetration (SPT)</i>	SPT-29, SPT-30, SPT-31, SPT-33, SPT-34 e SPT-35
Sondagem Mista (SM)	SM-48
<i>Crosshole (CH)</i>	CH-01, CH-02 e CH-03

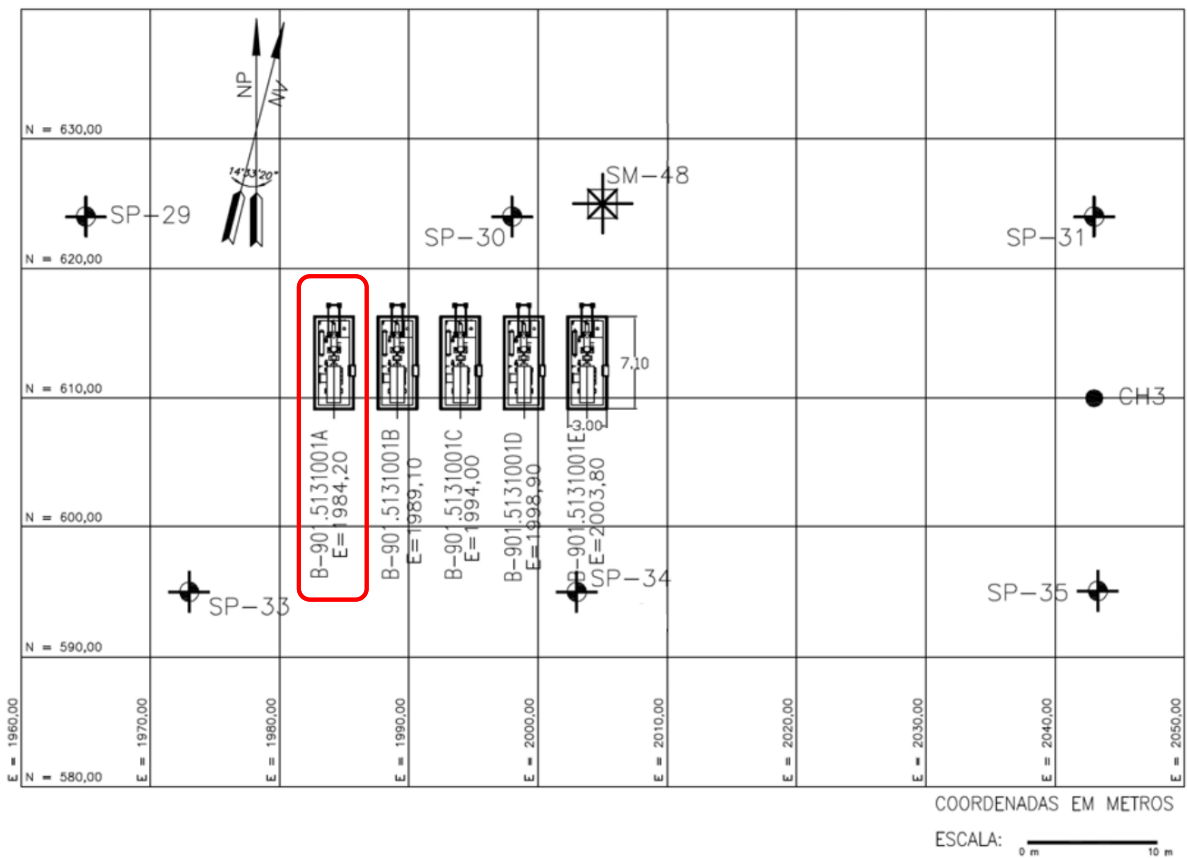


Figura 25 – Localização dos ensaios e da base analisada, Machado (2010)

6.2.3 Máquina

Tratou-se de uma fundação de máquina de grande porte, uma bomba centrífuga com motor elétrico de 60Hz. Esta atende a caldeiras auxiliares de uma termelétrica, Machado (2010). Para detalhes da bomba, ver o Anexo A.

6.2.4 Instrumentação

A referida máquina foi escolhida para ser analisada por atender aos requisitos de possuir ensaios próximos à sua implantação e, principalmente, por contar com resultados de instrumentação.

Segundo Machado (2010), cada conjunto motor-bomba referente ao projeto em questão foi equipado com sistema de monitoramento de vibração modelo 3500 fabricado pela *Bently Nevada*.

Os indicadores de vibração apresentados no Anexo B possuem sua identificação iniciada em “VI”. Para a medição da vibração na direção z , a identificação termina em “A1” e para a medição na direção y , termina em “A2”.

6.2.5 Avaliação do Solo

As sondagens na região de implementação das bases das máquinas são homogêneas e indicam uma camada silto argilosa de aproximadamente 4 m seguida de uma camada de aproximadamente 6 m de argila mole. Após esta camada o solo ganha resistência até alcançar o impenetrável. O nível d'água medido teve variação de 1 a 3 metros em relação a cota da boca do furo das sondagens.

O perfil geotécnico é apresentado na Figura 26.

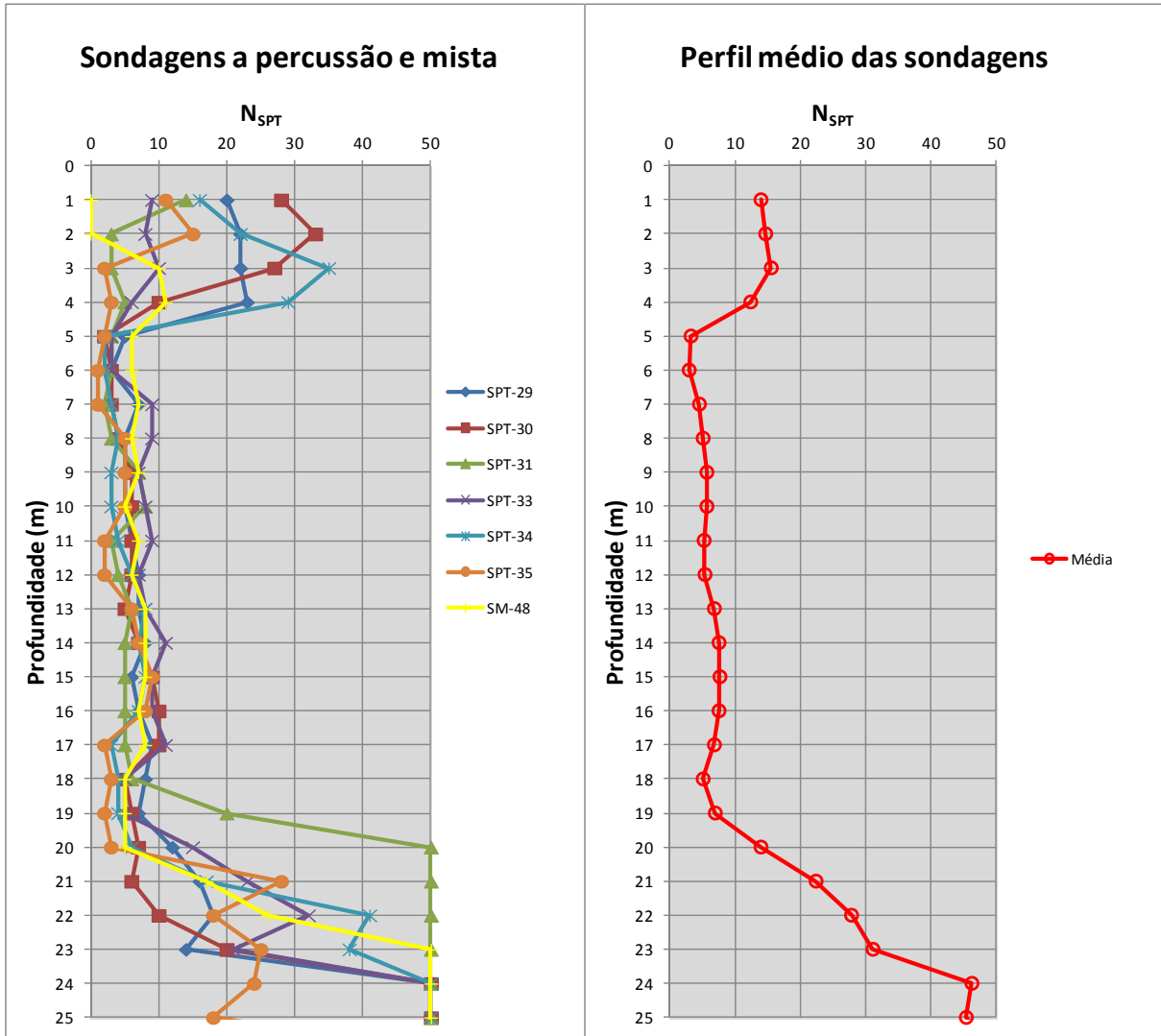


Figura 26 – Perfil geotécnico do subsolo, Machado (2010)

Após analisar os perfis geotécnicos, Machado (2010), discretizou o subsolo em cinco camadas da forma que julgou mais conveniente. O perfil adotado foi:

- De 0 a 4m – silte argiloso com areia fina e pedregulhos;
- De 4 a 10m – argila siltosa mole;
- De 10 a 16m – areia fina;
- De 16 a 19m – argila siltosa mole;
- De 19 em diante – fragmentos alterados de rocha.

Os resultados do ensaio *crosshole* CH-03 estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Ensaio *Crosshole* CH03

CH3						
Profundidade (m)	$\gamma_{nat.}$ (KN/m ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν	E (MPa)	Gmáx (MPa)
1	15,93	439,10	248,60	0,26	249	98
2	15,93	360,10	209,50	0,24	174	70
3	15,93	321,50	203,20	0,17	154	66
4	15,93	418,70	213,40	0,32	192	73
5	15,93	450,10	230,30	0,32	224	84
6	15,93	439,10	205,30	0,36	183	67
7	15,93	409,20	180,00	0,38	142	52
8	15,93	418,90	185,10	0,38	150	55
9	17,88	461,70	213,80	0,36	223	82
10	17,88	400,10	191,50	0,35	177	66
11	16,70	450,10	229,50	0,32	233	88
12	16,70	428,70	226,50	0,31	224	86
13	18,39	461,70	232,30	0,33	264	99
14	18,39	428,70	225,10	0,31	244	93
15	18,39	439,10	213,70	0,34	226	84
16	18,39	439,10	209,40	0,35	218	81
17	16,92	514,40	292,00	0,26	364	144
18	16,92	400,10	152,00	0,42	111	39
19	16,92	409,20	143,80	0,43	100	35
20	16,92	450,10	227,30	0,33	232	87
21	16,92	486,60	229,50	0,36	242	89
22	16,92					

Os valores de módulo de elasticidade (E) e módulo cisalhante (G) apresentados na Tabela 11 são obtidos diretamente a partir das velocidades das ondas de compressão e cisalhante. A Tabela 12 apresenta os valores obtidos para as mesmas grandezas a partir da correlação com o número de golpes N_{spt} do ensaio de sondagem a percussão (Equação (71)).

Tabela 12 – Valores de G a partir de correlação

Profundidade (m)	N SPT médio	ν	E (MPa)	G (MPa)
1	14	0,35	268	99
2	15	0,35	278	103
3	16	0,35	291	108
4	12	0,35	243	90
5	3	0,45	90	31
6	3	0,45	84	29
7	5	0,45	117	40
8	5	0,45	129	44
9	6	0,45	140	48
10	6	0,45	140	48
11	5	0,35	123	45
12	5	0,35	125	46
13	7	0,35	151	56
14	8	0,35	164	61
15	8	0,35	166	62
16	8	0,35	164	61
17	7	0,45	162	56
18	5	0,45	129	44
19	7	0,45	165	57
20	14	0,50	297	99
21	22	0,50	433	144
22	28	0,50	516	172
23	31	0,50	564	188
24	46	0,50	774	258
25	45	0,50	762	254
26	50	0,50	823	274

Os valores do coeficiente de Poisson atribuídos foram baseados no perfil geotécnico adotado e seguem os valores sugeridos pela N-1848/2010 da Petrobras, reproduzidos na Tabela 3.

6.2.6 Resultados

Os resultados de Machado (2010), expressos na Tabela 13, foram obtidos através do cálculo da base realizado analiticamente através do método da mola elástica linear sem peso e com o uso de programas computacionais. Os parâmetros do solo foram obtidos diretamente por ensaio *Crosshole* e por correlação com o

SPT. Assim, os cálculos foram realizados com dois níveis de modelagem da base e com duas formas de obtenção dos parâmetros do solo.

Para detalhes de como se procederam os cálculos, ver Machado (2010).

Segundo Machado (2010), os valores de campo, medidos no mancal situado entre o motor e a bomba, foram de $1,7 \cdot 10^{-5}$ m tanto na direção vertical quanto na direção horizontal. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 13.

Tabela 13 – Resumo comparativo dos resultados, Machado (2010)

Ensaio \ Cálculo	ANALÍTICO SIMPLIFICADO	COMPUTACIONAL
SPT	$A_x = 0$ m	$A_x = 4 \cdot 10^{-7}$ m
	$A_y = 3 \cdot 10^{-4}$ m	$A_y = 1 \cdot 10^{-5}$ m
	$A_z = 8 \cdot 10^{-5}$ m	$A_z = 2 \cdot 10^{-5}$ m
	$A_{xx} = 1 \cdot 10^{-4}$ rad	$A_{xx} = 3 \cdot 10^{-5}$ rad
	$A_{yy} = 5 \cdot 10^{-6}$ rad	$A_{yy} = 3 \cdot 10^{-6}$ rad
	$A_{zz} = 1 \cdot 10^{-5}$ rad	$A_{zz} = 2 \cdot 10^{-6}$ rad
CH	$A_x = 0$ m	$A_x = 3 \cdot 10^{-7}$ m
	$A_y = 3 \cdot 10^{-4}$ m	$A_y = 1 \cdot 10^{-5}$ m
	$A_z = 7 \cdot 10^{-5}$ m	$A_z = 2 \cdot 10^{-5}$ m
	$A_{xx} = 1 \cdot 10^{-4}$ rad	$A_{xx} = 2 \cdot 10^{-5}$ rad
	$A_{yy} = 5 \cdot 10^{-6}$ rad	$A_{yy} = 3 \cdot 10^{-6}$ rad
	$A_{zz} = 1 \cdot 10^{-5}$ rad	$A_{zz} = 2 \cdot 10^{-6}$ rad

7 ESTUDO DE CASO UTILIZANDO O PLAXIS 2D

O estudo de caso consistirá na análise dinâmica de uma situação real descrita no capítulo 6 e será realizada através do módulo de dinâmica do programa computacional PLAXIS 2D. Será desenvolvido um modelo em elementos finitos e seus resultados serão comparados com os obtidos por Machado (2010) e com medições de campo.

7.1 Máquina

A máquina em questão é um turbogerador de grande dimensão cuja frequência de operação é de 60 Hz e o peso do equipamento é 176,20 kN. Esta é considerada uma “Máquina Grande” e, portanto, classificada como Classe III segundo a NBR 10082.

7.2 Bloco

Será adotada uma solução em estacas conforme será exposto no item 7.3. O bloco de coroamento tem as características apresentadas na Tabela 9:

O peso específico do concreto é de 25 kN/m³ logo o peso do bloco será:

$$P_p = 3,0 \times 7,1 \times 1,0 \times 25 = 532,5 \text{ kN} \quad (109)$$

Vale observar que segundo as diretrizes da N-1848, o item 5.3.3 recomenda que, para máquinas rotativas, o bloco de coroamento tenha uma massa de cerca de 1,5 vezes a 2,5 vezes a massa da máquina. Nesse caso tem-se uma relação de aproximadamente 3.

$$\frac{P_B}{P_M} = \frac{532,5}{176,2} \cong 3 \quad (110)$$

Portanto, no aspecto geométrico o bloco adotado está de acordo com o recomendado. É importante salientar que essa avaliação não descarta a

necessidade de uma análise dinâmica, a qual avaliará as demais variáveis e dará resultados em forma de deslocamentos, velocidades e acelerações para o engenheiro civil interpretá-los.

7.3 Dados do Subsolo

O perfil geotécnico utilizado na análise é o apresentado no item 6.2.5 e será reapresentado a seguir:

- De 0 a 4 metros – silte argiloso com areia fina e pedregulhos;
- De 4 a 10 metros – argila siltosa mole;
- De 10 a 16 metros – areia fina;
- De 16 a 19 metros – argila siltosa mole;
- A partir de 19 metros – fragmentos alterados de rocha.

A ocorrência de argila mole a partir dos 4m de profundidade evidencia a necessidade de uma fundação sobre estacas. Além disso, as medições de nível d'água indicaram uma variação de aproximadamente 1 m a 3 m em relação à cota da boca do furo, ou seja, mesmo que não houvesse a camada de argila mole, considerando o recomendado no item 5.1.4 da N-1848 seria prudente a solução em estacas.

A região de implementação da máquina dispunha de ensaios de *Standard Penetration Test* (SPT) e ensaios *Crosshole* (CH). O módulo de cisalhamento dinâmico do solo (G) pode ser obtido através de correlação com o SPT ou através do ensaio *Crosshole*, conforme observado em Machado (2010). Esse módulo, apesar de ter uma grande variabilidade, Figura 27, pouco influenciou nos resultados dos deslocamentos máximos finais obtidos por Machado (2010). Portanto, na presente dissertação, será utilizada a correlação recomendada pela N-1848.

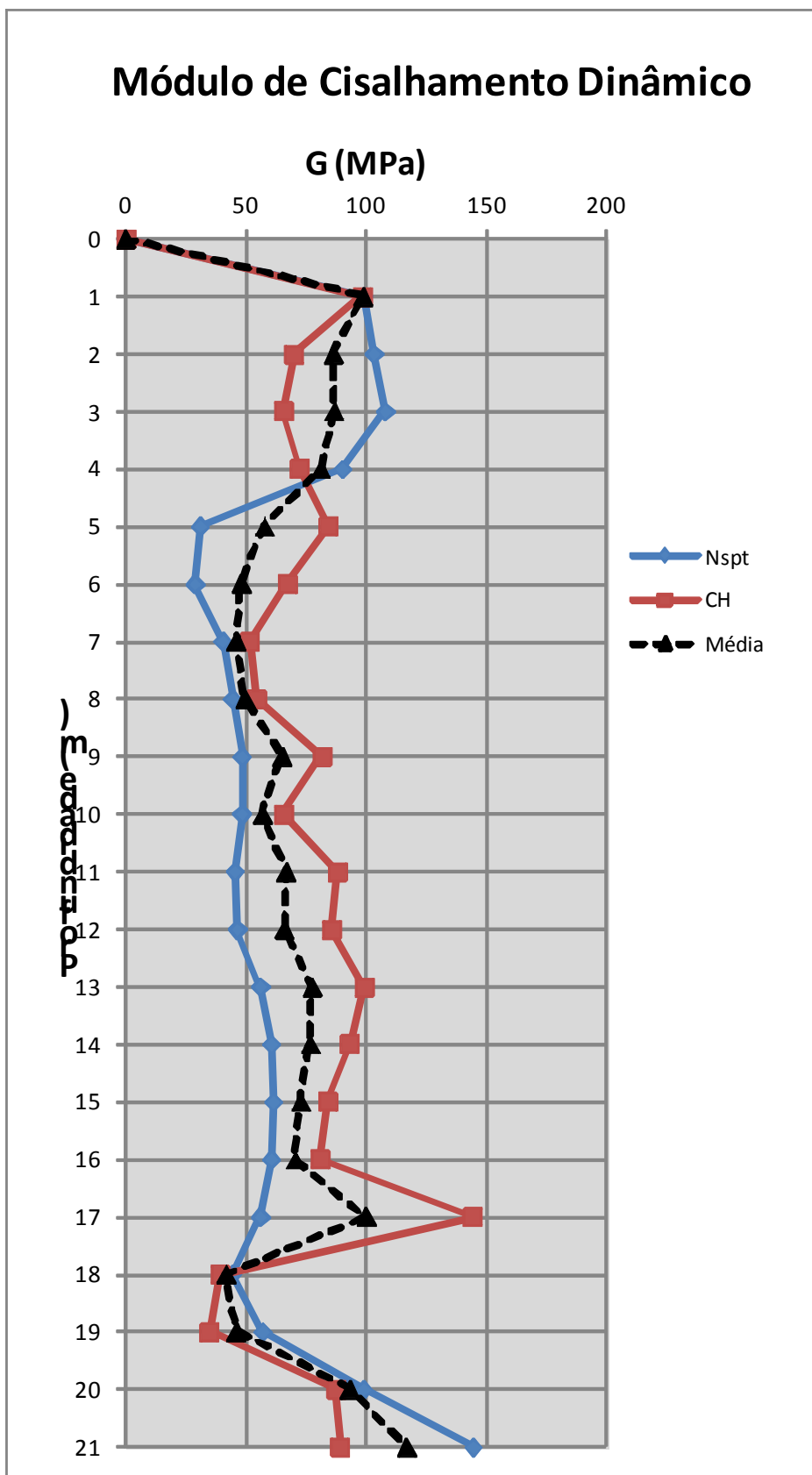


Figura 27 – Módulo de Cisalhamento Dinâmico determinados por correlação e diretamente por ensaio

7.4 Modelagem

7.4.1 Geometria

A geometria do problema terá as seguintes características:

- Serão cinco camadas de solo respectivamente com 4, 6, 6, 3 e 11 m de espessura;
- A geometria do bloco de coroamento será representada por um retângulo de 3 m de largura e 1 m de altura (e comprimento unitário);
- Estaca com 20 m de comprimento (com a ponta assente em solo resistente).
- Bordas laterais suficientemente distantes para evitar o efeito de reflexão das ondas, já apontado em 5.5.2 (aproximadamente 25m de distância).

Tais características são ilustradas com o apoio da Figura 28. Tomou-se o cuidado de colocar as fronteiras do subsolo distantes o suficiente para que não ocorresse reflexão das vibrações. Não foi realizado um estudo sobre o efeito da distância nos resultados. A distância utilizada (25 m do eixo do bloco) foi adotada com base nos exemplos de modelagem dinâmica apresentados por Brinkgreve (2002).

No que diz respeito às condições do 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. A figura 29 apresenta uma ampliação da figura 28 na região do bloco de coroamento.

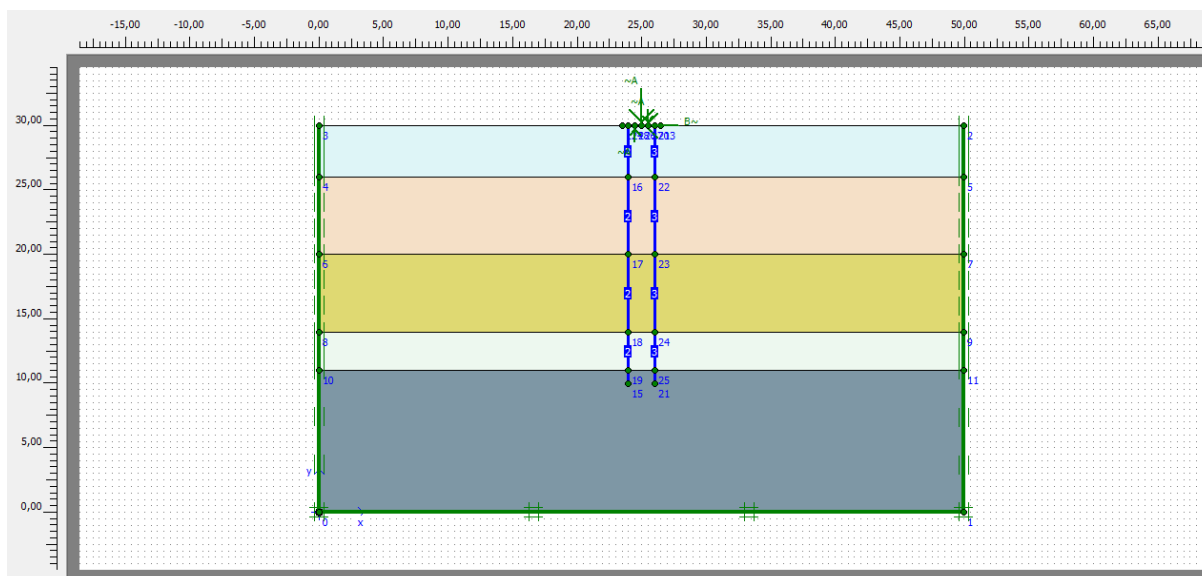


Figura 28 – Geometria do modelo.

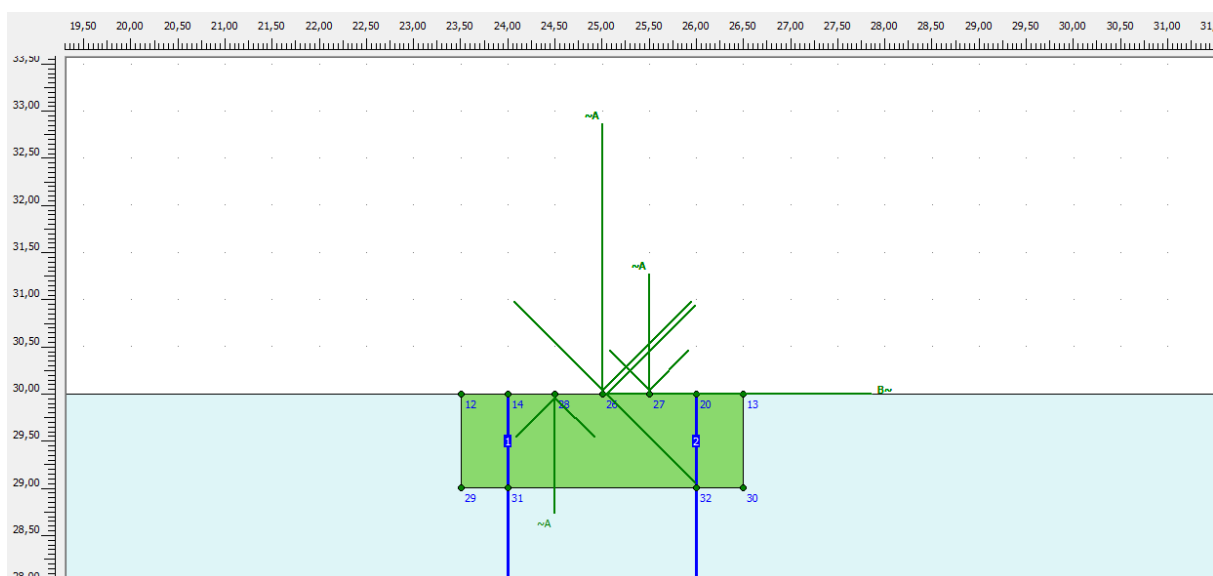


Figura 29 – Detalhe da geometria do bloco de coroamento

7.4.2 Malha

A discretização do modelo de elementos finitos é realizada automaticamente ao solicitar que a malha seja gerada. Nesta fase, conforme exposto em 5.5.3, a qualidade da malha tem cinco estágio, de muito grosseira (*very coarse*) a muito refinada (*very fine*). No modelo de análise foi escolhido o refinamento refinado (*fine*),

a intenção desta escolha é aliar qualidade de resultados com velocidade de processamento. A Figura 30 apresenta a malha utilizada.

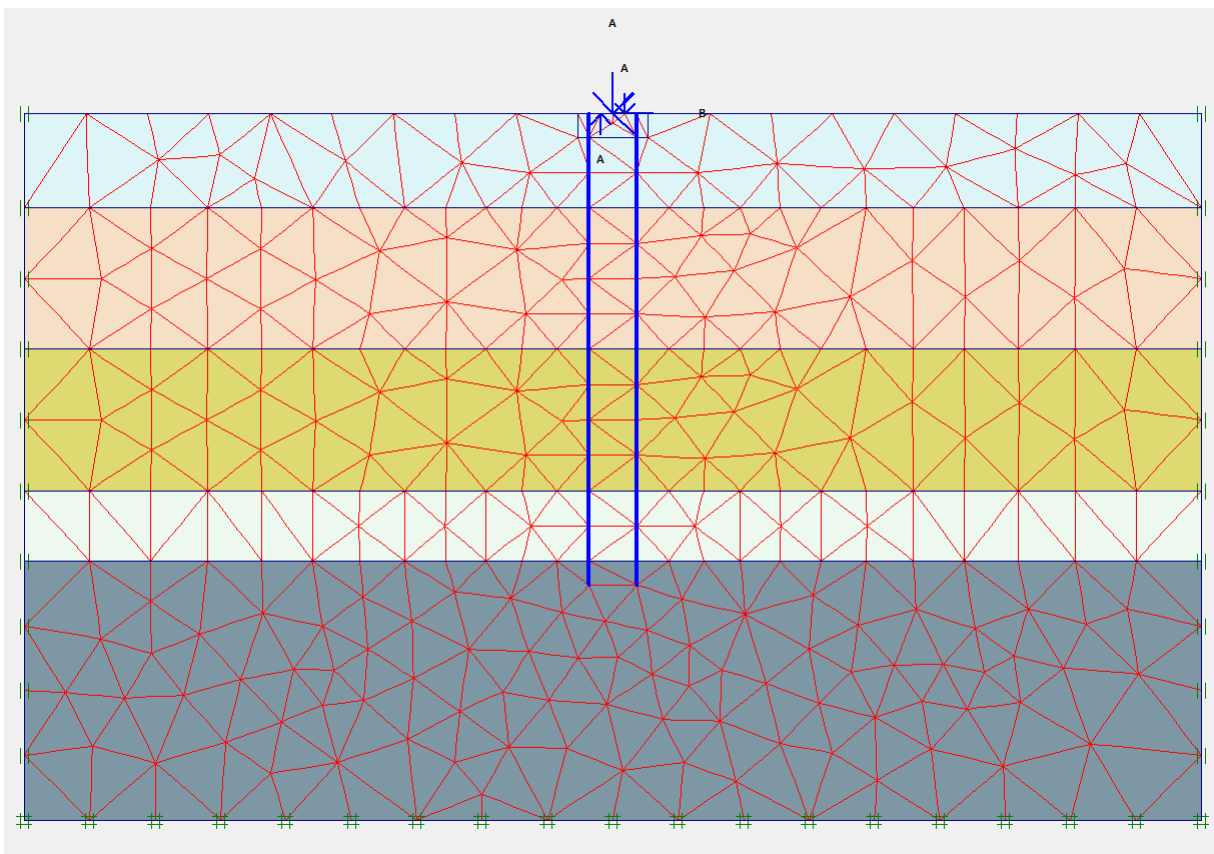


Figura 30 – Malha do modelo em elementos finitos

7.4.3 Aplicação das Cargas

No caso analisado há uma força vibratória circular de amplitude 13,3 kN e um momento na direção y de 32,4 kN.m. No estado plano de tensões é imprescindível que tais cargas sejam aplicadas por unidade de comprimento. As Tabelas 14 e 15 apresentam como foram obtidas as cargas aplicadas no modelo (Força e Momento divididos pelo dimensão longitudinal do bloco).

Tabela 14 – Valor da força aplicada por unidade de metro

Força Vibratória	
Amplitude da força vibratória (A)	13,3 kN
Comprimento do bloco (L)	7,10 m
Amplitude/metro (A/L)	1,87 kN/m

Tabela 15 – Valor do momento aplicado por unidade de metro

Momento	
Amplitude do momento (M)	32,4 kN.m
Comprimento do bloco (L)	7,10 m
Amplitude/metro (M/L)	4,56 kN.m/m

Além de possuir apenas dois sistemas de cargas, o PLAXIS 2D não aceita aplicação de momentos. A Figura 31, abaixo, apresenta um esquema das aplicações das forças com o intuito de ser o mais fiel possível ao problema real.

Foi aplicado um binário com o mesmo valor numérico do momento com excentricidade de 0,50m.

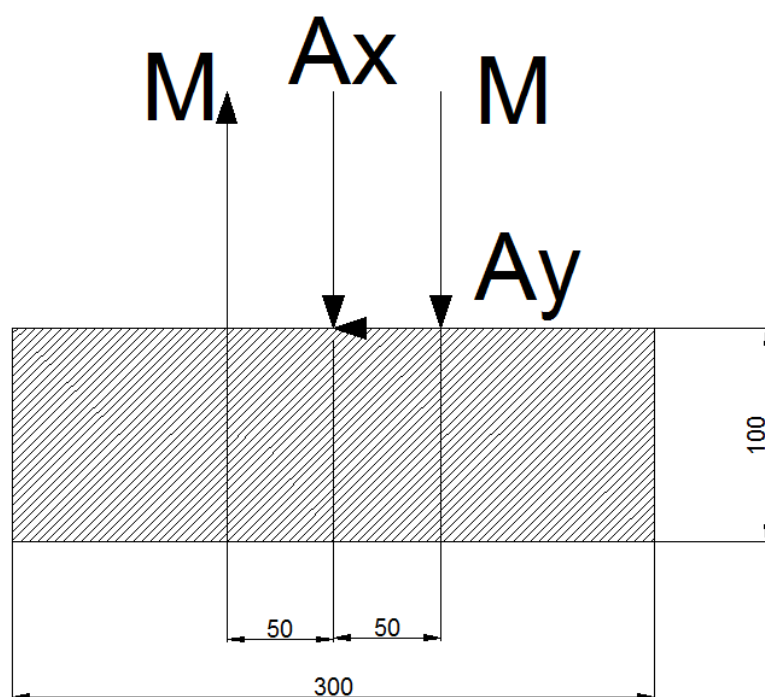


Figura 31 – Esquema de aplicação de cargas.

No PLAXIS, o valor das forças dinâmicas é uma composição (multiplicação) de dois valores: valor de entrada (*input value*) e multiplicador dinâmico (*dynamic multiplier*). O primeiro é atribuído na fase *input* e o segundo na fase *calculation* e tem a função de ativar as cargas dinâmicas: *Carga Ativa = Multiplicador Dinâmico x Valor de Entrada*

Conforme tabelas 14 e 15, as cargas de força e momento são, respectivamente, 1,87 kN/m e 4,56 kN.m/m. Adotando um multiplicador dinâmico de 1,87 (de forma que um dos valores se torne unitário após a divisão), obtém-se os valores de entrada: *Valores de Entrada = Carga Ativa / Multiplicador Dinâmico*

As tabelas 16 e 17 indicam os valores de entrada, do multiplicador dinâmico e das cargas ativas.

Tabela 16 – *Input* – forças A_x e A_y

		Valor de Entrada (kN/m)	Multiplicador Dinâmico	Cargas Ativas (kN/m)
Força Vertical A_y	Direção X	0	1,87	0
	Direção Y	1,0	1,87	1,87
Força Horizontal A_x	Direção X	1,0	1,87	1,87
	Direção Y	0	1,87	0

Tabela 17 – *Input* – forças M_1 e M_2

		Valor de Entrada (kN/m)	Multiplicador Dinâmico	Cargas Ativas (kN/m)
Força M_1	Direção X	2,44	1,87	4,56
	Direção Y	0	1,87	0
Força M_2	Direção X	0	1,87	0
	Direção Y	2,44	1,87	4,56

7.4.4 Subsolo

Machado (2010) dispunha de 3 ensaios *Crosshole*, CH1, CH2 e CH3. O ensaio CH3 era o mais próximo da máquina cujos deslocamentos foram medidos, portanto é o que será utilizado na análise.

A Tabela 18 apresenta os resultados do ensaio *Crosshole* CH3 do qual se obtém os valores das velocidades de propagação das ondas de compressão e cisalhamento. A quinta coluna da tabela apresenta o coeficiente de Poisson para cada metro. Ele é obtido a partir da equação (74):

Tabela 18 – Ensaio *Crosshole* CH3

Ensaio CH3				
Profundidade (m)	γ_{nat} (Kgf/m ³)	V _p (m/s)	V _s (m/s)	ν
1	1593	439,10	248,60	0,26
2	1593	360,10	209,50	0,24
3	1593	321,50	203,20	0,17
4	1593	418,70	213,40	0,32
5	1593	450,10	230,30	0,32
6	1593	439,10	205,30	0,36
7	1593	409,20	180,00	0,38
8	1593	418,90	185,10	0,38
9	1788	461,70	213,80	0,36
10	1788	400,10	191,50	0,35
11	1670	450,10	229,50	0,32
12	1670	428,70	226,50	0,31
13	1839	461,70	232,30	0,33
14	1839	428,70	225,10	0,31
15	1839	439,10	213,70	0,34
16	1839	439,10	209,40	0,35
17	1692	514,40	292,00	0,26
18	1692	400,10	152,00	0,42
19	1692	409,20	143,80	0,43
20	1692	450,10	227,30	0,33
21	1692	486,60	229,50	0,36

Na dissertação de Machado (2010) havia um total de 7 sondagens disponíveis, sendo 6 sondagens padrão à percussão e 1 sondagem mista. (SPT-29, SPT-30, SPT-31, SPT-33, SPT-34, SPT-35 e SM-48)

Os valores de N_{spt} apresentados na Tabela 19 são resultados da média aritmética entre todas as sondagens disponíveis, conforme tabela 6.12 de Machado (2010).

O valor de G será calculado com o N_{spt} médio das sondagens disponíveis e seguirá a expressão recomendada pela N-1848.

Tabela 19 – Parâmetros elásticos discretizados por metro

Profundidade (m)	N_{SPT} médio	E (MPa)	G (MPa)	Emedio (kN/m ²)	Gmedio (kN/m ²)
1	14	248	99	250146	100058
2	15	258	103		
3	16	270	108		
4	12	225	90		
5	3	85	31	109577	40286
6	3	79	29		
7	5	110	40		
8	5	121	44		
9	6	132	48		
10	6	132	48		
11	5	121	45	146579	55105
12	5	124	46		
13	7	149	56		
14	8	161	61		
15	8	164	62		
16	8	161	61	143745	52462
17	7	153	56		
18	5	122	44		
19	7	156	57	373887	138477
20	14	268	99		
21	22	390	144		
22	28	464	172		
23	31	507	188		
24	46	696	258		
25	45	686	254		
26	50	741	274		

Como a análise se dará no regime linear elástico é preciso informar ao programa, além das características dos materiais, os parâmetros elásticos

traduzidos pelo Módulo de *Young* (E) e o Coeficiente de *Poisson* (ν). A partir desses dois valores, o PLAXIS 2D calculará automaticamente o Módulo de Cisalhamento Dinâmico (G).

Todos os dados citados estão apresentados na Tabela 20. Os valores de γ natural e do coeficiente de Poisson são os valores médios das camadas, conforme Machado (2010).

Tabela 20 – Parâmetros atribuídos ao solo no MEF

Camada	Tipo de Solo	Modelo Constitutivo	γ_{seco} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	G (kN/m ²)
1	<i>Silte argiloso</i>	<i>Linear Elástico</i>	5,93	15,93	250146	0,25	100058
2	<i>Argila siltosa</i>	<i>Linear Elástico</i>	6,58	16,58	109577	0,36	40286
3	<i>Areia</i>	<i>Linear Elástico</i>	7,83	17,83	146579	0,33	55105
4	<i>Argila siltosa mole</i>	<i>Linear Elástico</i>	6,92	16,92	143745	0,37	52462
5	<i>Fragmentos de rocha</i>	<i>Linear Elástico</i>	6,92	16,92	373887	0,35	138477

7.4.5 Elementos Estruturais

Estaca

Na modelagem no estado plano não é possível definir estacas como elementos reticulares (barras) uma vez que os elementos são modelados por metro na direção z. Portanto, as estacas foram modeladas como paredes com características equivalentes às estacas do caso estudado. Elas modeladas como *Plate* (elemento estrutural delgado com uma significativa rigidez à flexão e axial).

Conforme exposto em 5.5.3, é preciso definir a rigidez à flexão (EI) e a rigidez axial (EA). Considerando o módulo de elasticidade do concreto $2,5 \cdot 10^7$ kN/m² e uma parede equivalente com 2 diâmetros de comprimento:

$$I_{\text{estaca}} = \frac{\pi \times d^4}{64} = \frac{\pi \times (0,26)^4}{64} = 0,000224 \text{ m}^4 \quad (111)$$

$$I_{\text{parede equivalente}} = \frac{b \times e^3}{12} = \frac{2d \times e^3}{12} = \frac{0,52 \times e^3}{12} \quad (112)$$

Igualando as equações (111) e (112) obtém-se a espessura equivalente da parede igual a 0,173 cm. De posse deste valor, é possível calcular as rigidezes à flexão e axial, conforme equações (113) e (114):

$$EA = 2,5 \cdot 10^7 \times e \times 1m = 2,5 \times 10^7 \times 0,173 \times 1 = 4324678 \text{ kN} / m \quad (113)$$

$$EI = 2,5 \cdot 10^7 \times 1m \times \frac{e^3}{12} = 2,5 \times 10^7 \times 1 \times \frac{(0,173)^3}{12} = 10784,5 \text{ kNm}^2 / m \quad (114)$$

Para o bloco de concreto, foram atribuídas as características expressas na Tabela 21.

Tabela 21 – Parâmetros atribuídos ao material do bloco no MEF

Camada	Material	Modelo Constitutivo	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	G (kN/m ²)
1	Concreto	Linear Elástico	25,0	$2,5 \cdot 10^7$	0,20	$1,04 \cdot 10^7$

7.5 Resultados

Os resultados obtidos através da aplicação do programa PLAXIS 2D para uma modelagem no estado plano de deformações são apresentados nas figuras 32 a 35 para a frequência de excitação da máquina.

Nas Figuras 32, 33, 34 e 35 podem ser observadas as características de um estado transiente de 0 a 0,1 segundos, indicando a fração de segundo imediatamente posterior ao momento em que a máquina é ligada.

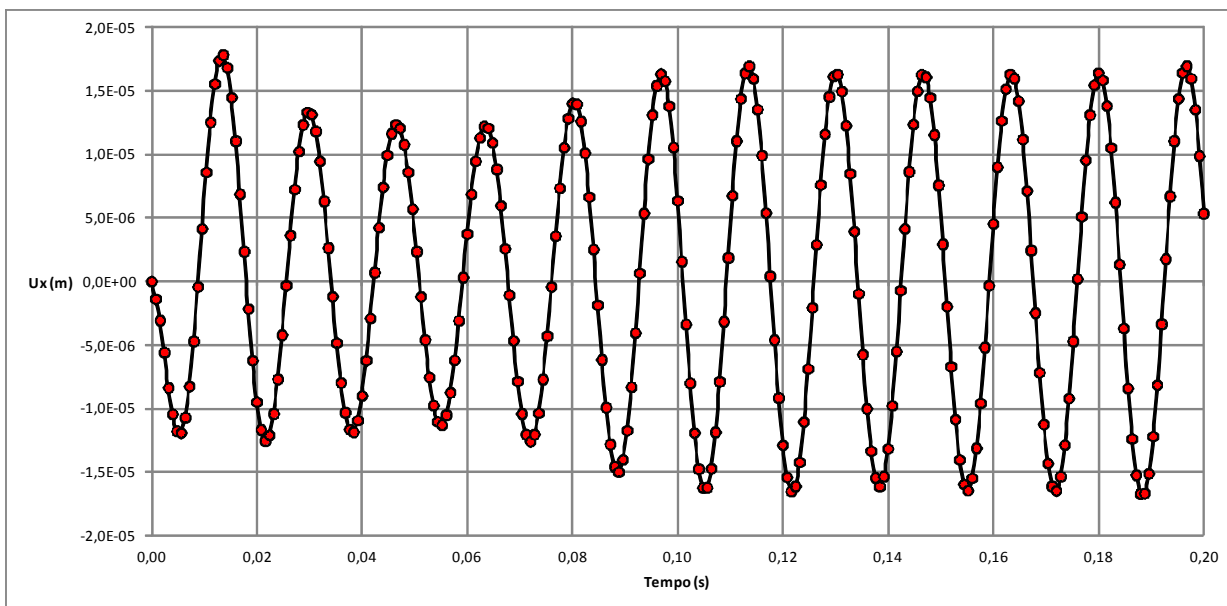


Figura 32 – Deslocamentos verticais em função do tempo

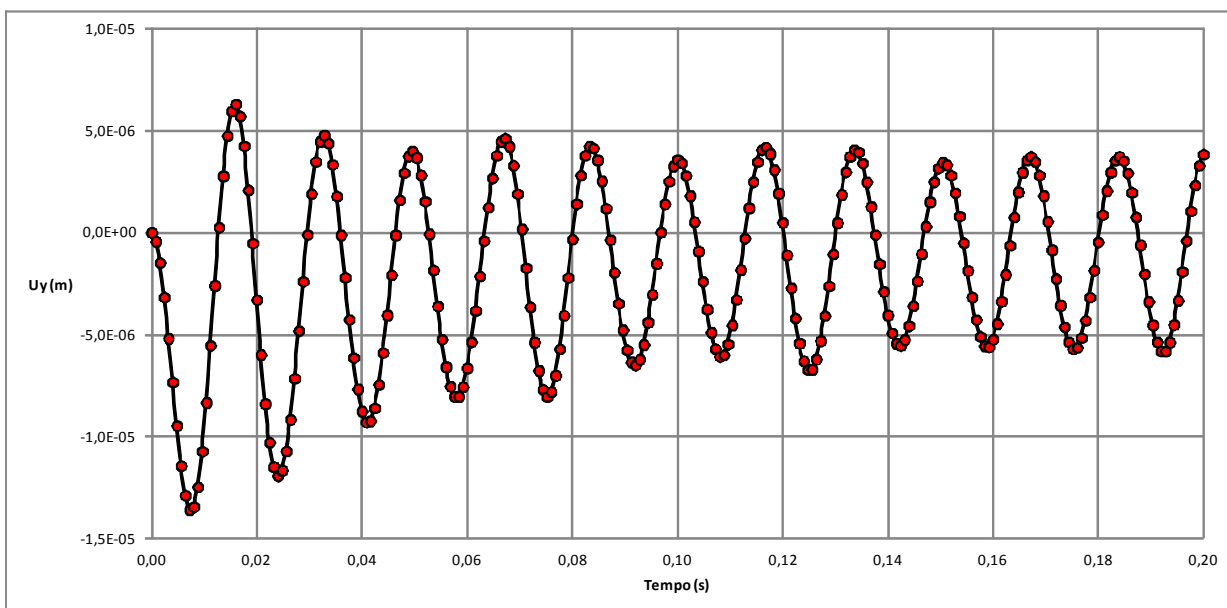


Figura 33 – Deslocamentos horizontais em função do tempo

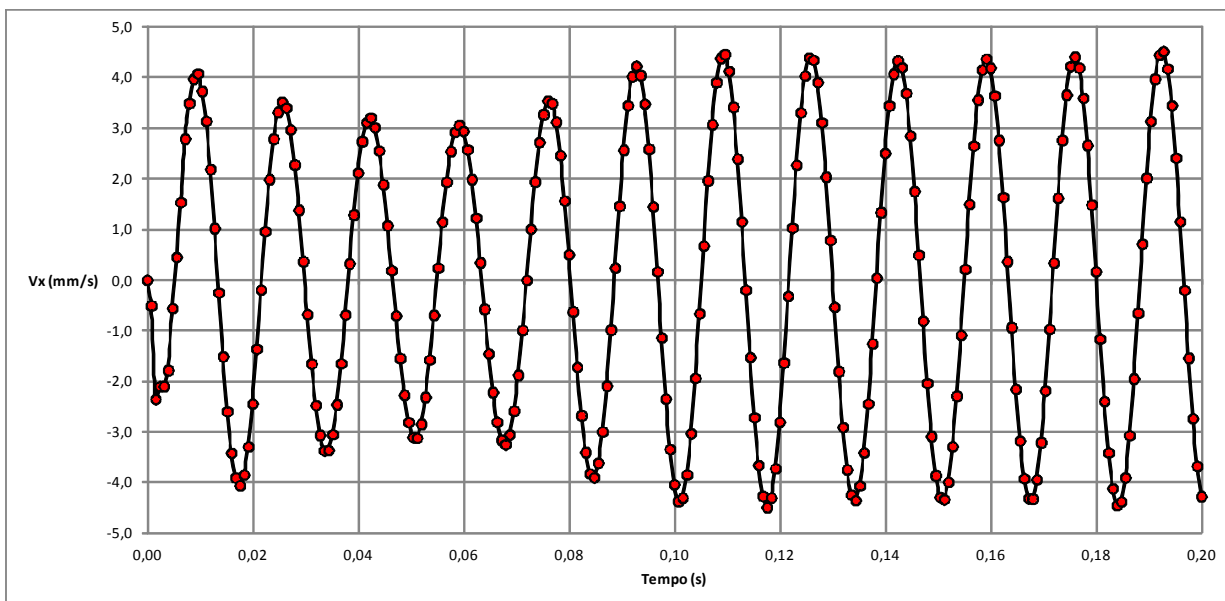


Figura 34 – Velocidades horizontais em função do tempo

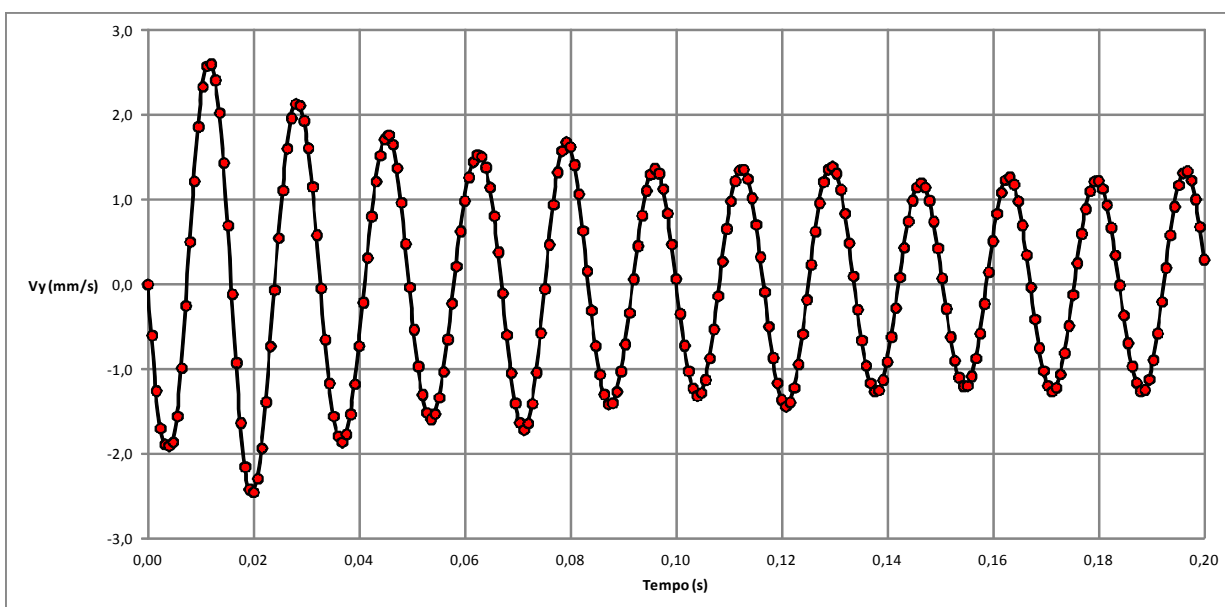


Figura 35 – Velocidades verticais em função do tempo

A Tabela 22 expressa os valores máximos dos deslocamentos lidos dos gráficos apresentados nas figuras 32 a 35:

Tabela 22 – Resultados obtidos do PLAXIS 2D

PLAXIS 2D – resultados para frequência de 60 Hz		
Direção	Deslocamentos (m)	Velocidades (mm/s) ¹
X (horizontal)	$1,78 \times 10^{-5}$	4,5
Y (vertical)	$1,36 \times 10^{-5}$	1,7

¹ - As velocidades calculadas pelo Programa PLAXIS 2D foram divididas por $\sqrt{2}$ para possibilitar a comparação da velocidade limite com a velocidade eficaz conforme item 6.13 da N-1848 revisão C.

8 ANÁLISE DO EFEITO DA EXCENTRICIDADE DA CARGA

Nem sempre os modelos idealizados representam, de fato, a realidade do campo. Neste item serão analisados dois modelos distintos no programa PLAXIS 2D aplicando a carga vertical com excentricidades de 0,50 m e 1,00 m e os resultados das análises serão discutidos e comparados com o modelo do capítulo 7 (sem excentricidade).

8.1 Modelo 1 – Excentricidade de 50 cm

Com a existência de uma excentricidade de 0,5m a carga vertical (antes centrada) passou a ter o mesmo ponto de aplicação do binário. Portanto, seus valores serão somados. Isso explica a existência de apenas um vetor no ponto 26 da Figura 36.

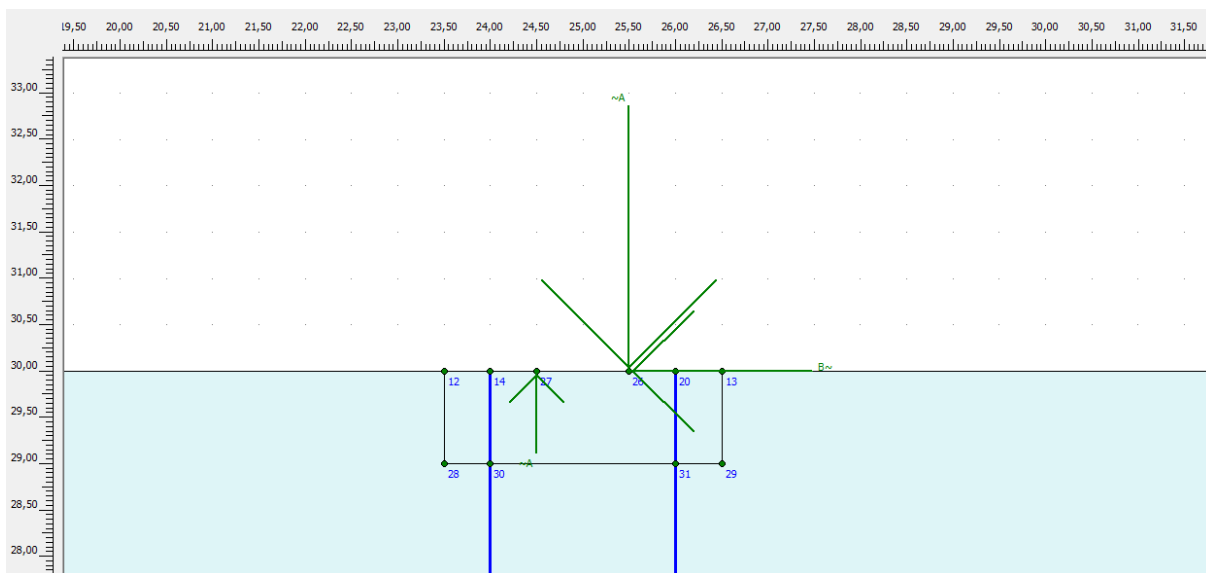


Figura 36 – Esquema de carregamento para excentricidade de 50cm

8.2 Modelo 2 – Excentricidade de 100 cm

Com a existência de uma excentricidade de 1,0m a carga vertical (antes centrada) passa a ter o ponto de aplicação externo ao ponto do binário e coincidente com a distância do eixo do bloco ao eixo da estaca. A Figura 37 ilustra o esquema de aplicação destas cargas.

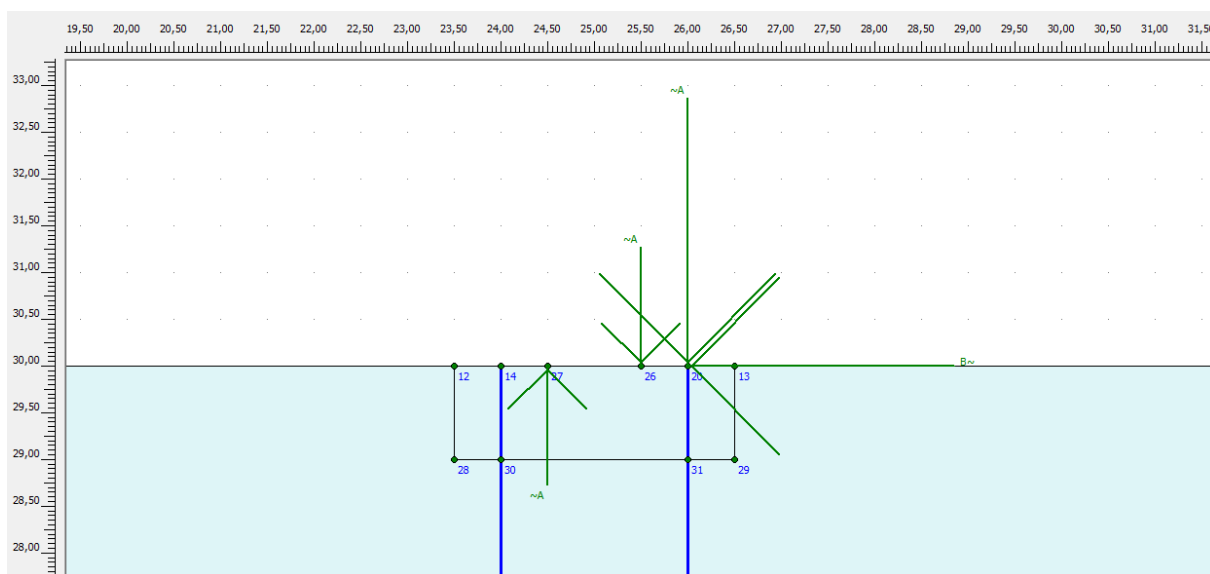


Figura 37 – Esquema de carregamento para excentricidade de 100cm

8.3 Resultados

Os resultados obtidos através da aplicação do programa PLAXIS 2D para uma modelagem no estado plano de deformações são apresentados nas figuras 38 a 41 para a frequência de excitação da máquina.

Nas Figuras 38, 39, 40 e 41 podem ser observadas as características de um estado transiente de 0 a 0,1 segundos, indicando a fração de segundo imediatamente posterior ao momento em que a máquina é ligada.

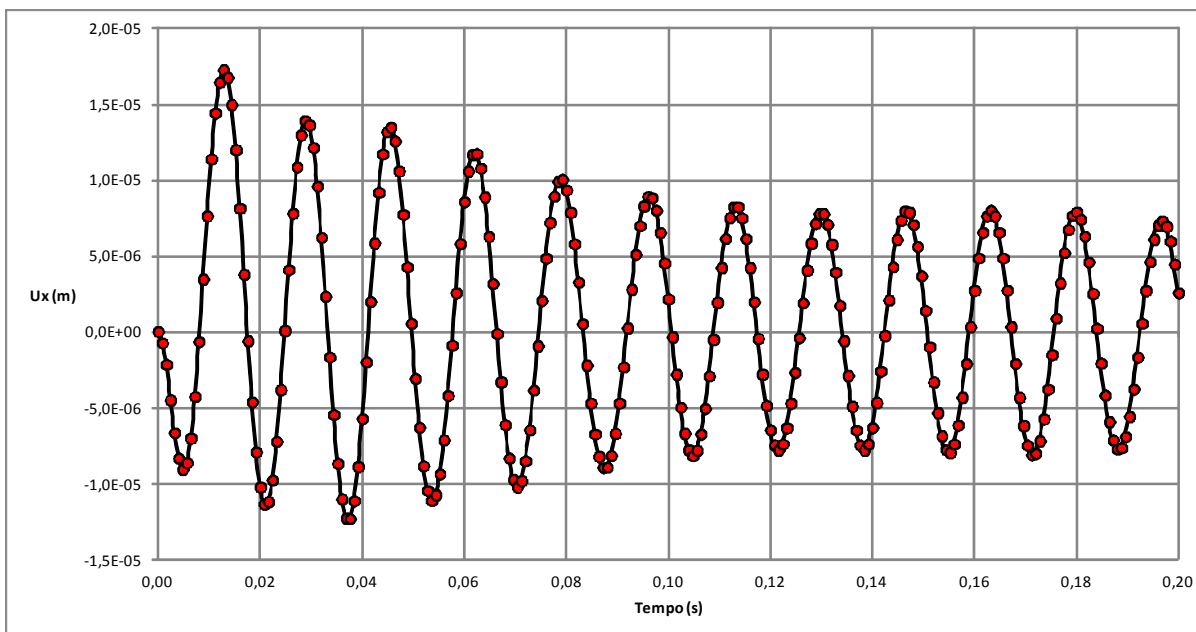


Figura 38 – Deslocamentos horizontais em função do tempo (e = 50cm)

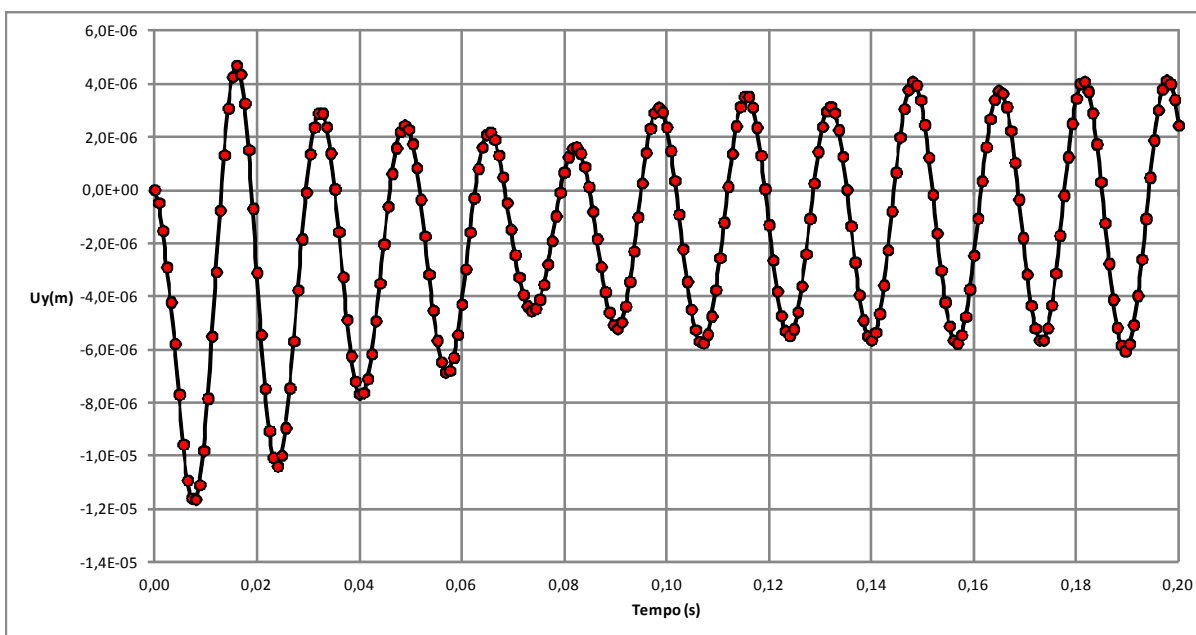


Figura 39 – Deslocamentos verticais em função do tempo (e = 50cm)

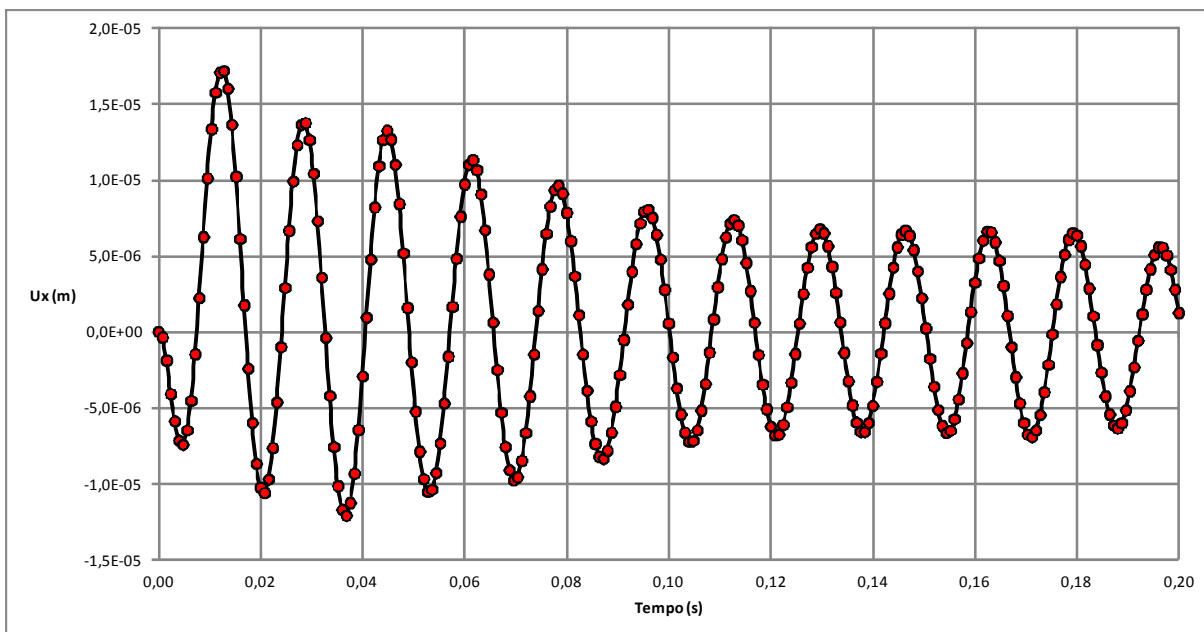


Figura 40 – Deslocamentos horizontais em função do tempo (e = 100cm)

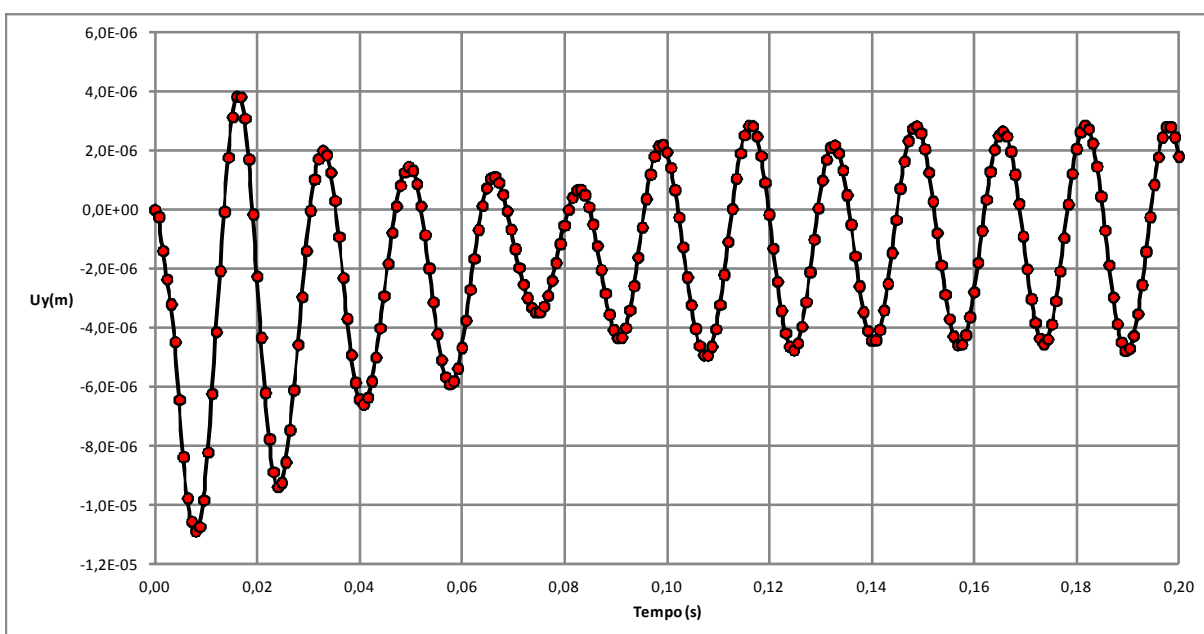


Figura 41 – Deslocamentos verticais em função do tempo (e = 100cm)

Os resultados para ambos os modelos, bem como os resultados da instrumentação, serão apresentados resumidamente na Tabela 23.

Tabela 23 – Deslocamentos e velocidades para os modelos excêntricos e instrumentação

Excentricidade	Direção	Deslocamentos (m)	Velocidades (mm/s) ^{1 2}
Instrumentação	X (horizontal)	$1,7 \times 10^{-5}$	0,71 ⁽¹⁾
	Y (vertical)	$1,7 \times 10^{-5}$	0,71 ⁽¹⁾
Plaxis (50 cm)	X (horizontal)	$1,72 \times 10^{-5}$	3,94
	Y (vertical)	$1,17 \times 10^{-5}$	2,15
Plaxis (100 cm)	X (horizontal)	$1,72 \times 10^{-5}$	3,85
	Y (vertical)	$1,09 \times 10^{-5}$	1,88

¹ - As velocidades calculadas pelo PLAXIS 2D foram divididas por $\sqrt{2}$ para permitir a comparação da velocidade limite com a velocidade eficaz, conforme item 6.13 da N-1848 revisão C.

² – Valores de velocidade para a instrumentação foram estimados a partir da equação $v = \frac{A \times \varpi}{\sqrt{2}}$.

Comparando os resultados da instrumentação com os deslocamentos horizontais das duas excentricidades aplicadas, pode-se dizer que o resultado é praticamente igual. No sentido vertical houve uma variação maior e a excentricidade de 50cm gerou uma diferença de 31%. Já a excentricidade de 100cm gerou uma diferença de 36%.

As velocidades sofreram variações significativas. Para a menor excentricidade, foi de 82% na direção x e de 67% na direção y e para a maior excentricidade, foi de 81% na direção x e de 62% na direção y . Vale lembrar que as formas pelas quais as duas velocidades são obtidas são diferentes. A instrumentação não forneceu medida de velocidade, já o PLAXIS 2D fornece a velocidade no ponto escolhido.

9 ANÁLISE DO EFEITO 3D

O estudo de caso feito no Capítulo 7 com o programa Plaxis 2D considerou uma análise de deformação plana, enquanto o programa BLOCKSOLVER resolve um problema tridimensional. No texto a seguir considera-se o efeito de uma estaca isolada sujeita a uma excitação harmônica vertical para simular o mesmo efeito tridimensional nos dois programas. Para simular o efeito tridimensional no programa Plaxis 2-D considera-se a estaca isolada como um caso axissimétrico. A excitação harmônica vertical de entrada nos dois programas foi selecionada arbitrariamente, para fins de comparação dos resultados.

9.1 Modelo do PLAXIS

O passo inicial é preparar os dados de entrada ao programa PLAXIS no estado axissimétrico. A Figura 42 ilustra a tela do programa onde essa opção é escolhida.

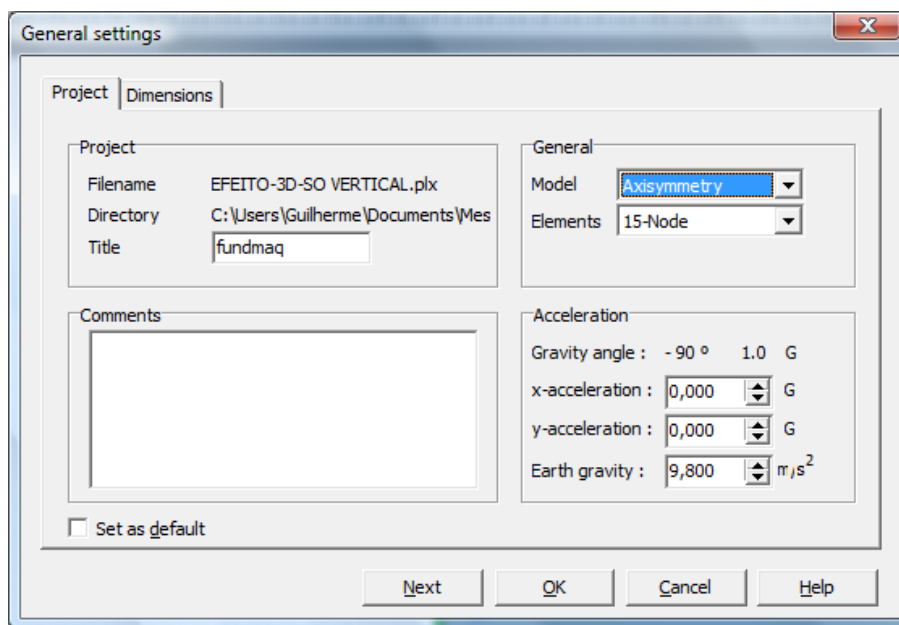


Figura 42 – Tela de configurações gerais do PLAXIS 2D

Vale ressaltar que no estado axissimétrico não é possível aplicar carga no eixo de simetria. Portanto, a carga vertical será transformada em pressão aplicada.

Carga Vertical

$$N = 133 \text{ kN} \quad (115)$$

Área do Bloco:

$$A = 3,0 \times 7,1 = 21,3 \text{ m}^2 \quad (116)$$

Raio Equivalente:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{21,3}{\pi}} = 2,6 \text{ m} \quad (117)$$

$$p = \frac{N}{A} = \frac{133}{21,3} = 6,24 \text{ kN / m}^2 \quad (118)$$

A geometria do modelo é apresentada abaixo:

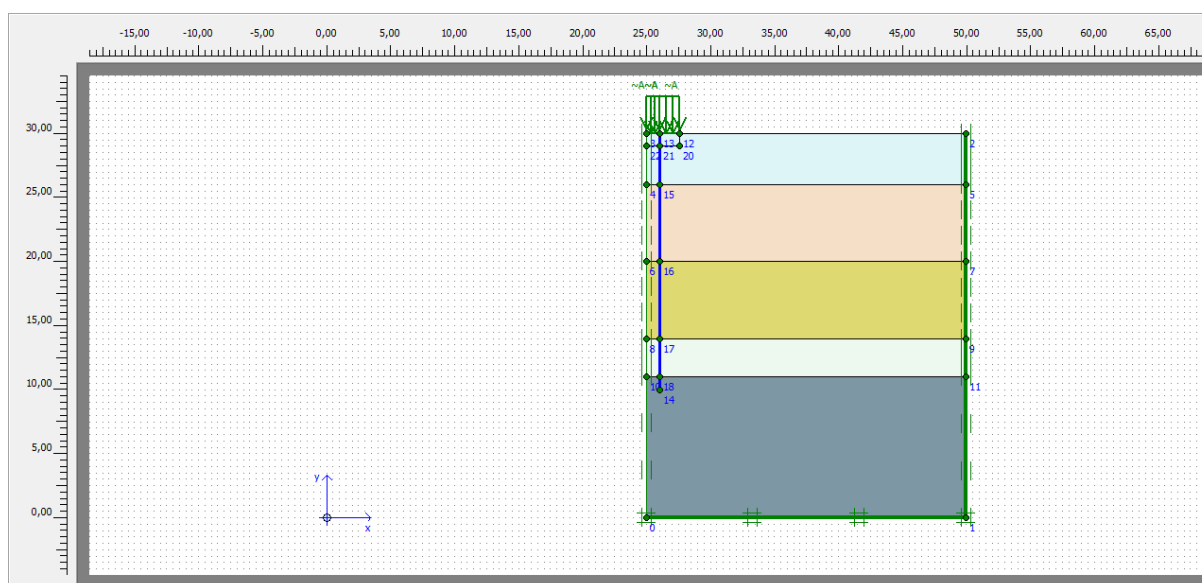


Figura 43 – Geometria do modelo axissimétrico

Foram aplicadas as restrições padrões nas três faces do subsolo. Já as bordas absorventes foram aplicadas apenas nas bordas lateral direita e inferior do modelo. A borda esquerda é um eixo de simetria e não deve ter esse tipo de restrição. A borda superior, por sua vez, é a borda livre e não possui nenhum tipo de restrição.

9.2 Modelo do Blocksolver

Para esse modelo foram utilizados todos os inputs conforme valores calculados e/ou atribuídos por Machado (2010). A tela do Blocksolver é apresentada na Figura 44 contendo esses dados.

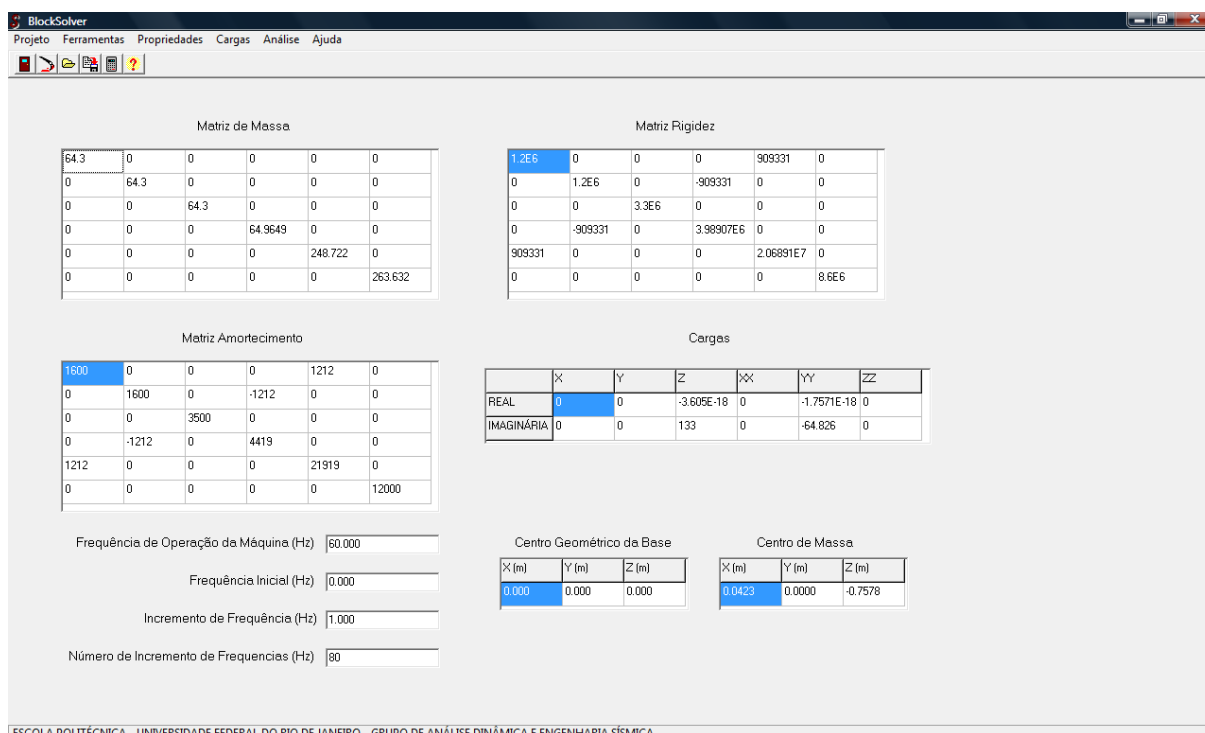


Figura 44 – Tela do programa BLOCKSOLVER

9.3 Resultados

Os gráficos abaixo expressam os resultados obtidos para a modelagem citada acima. Ao final é apresentado um quadro resumo dos resultados.

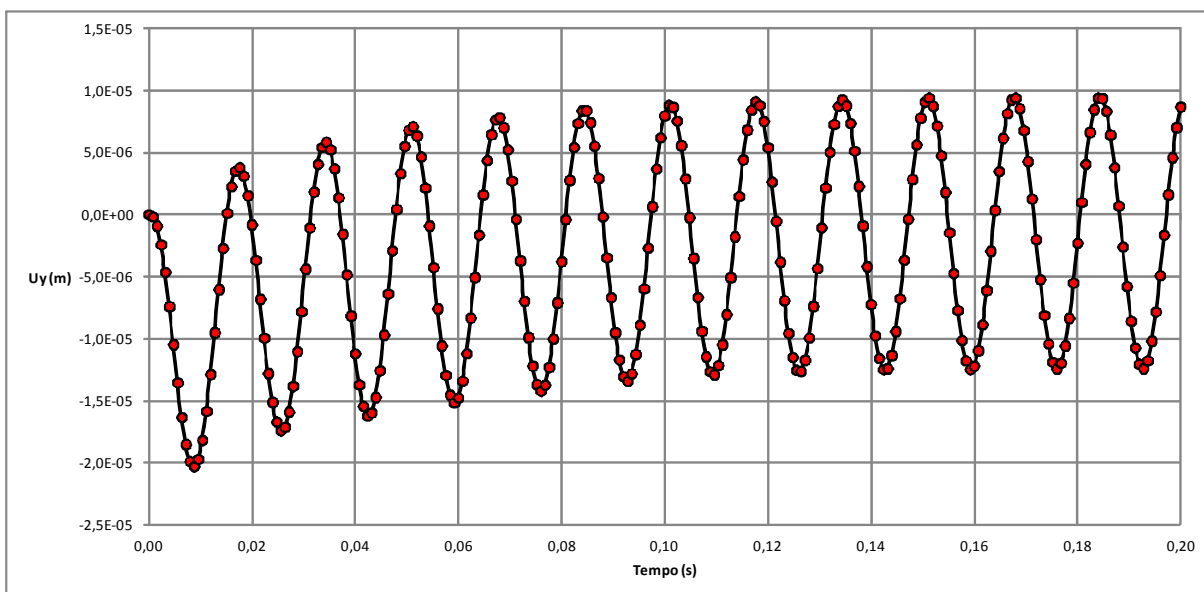


Figura 45 – Deslocamento vertical em função do tempo – PLAXIS 2D

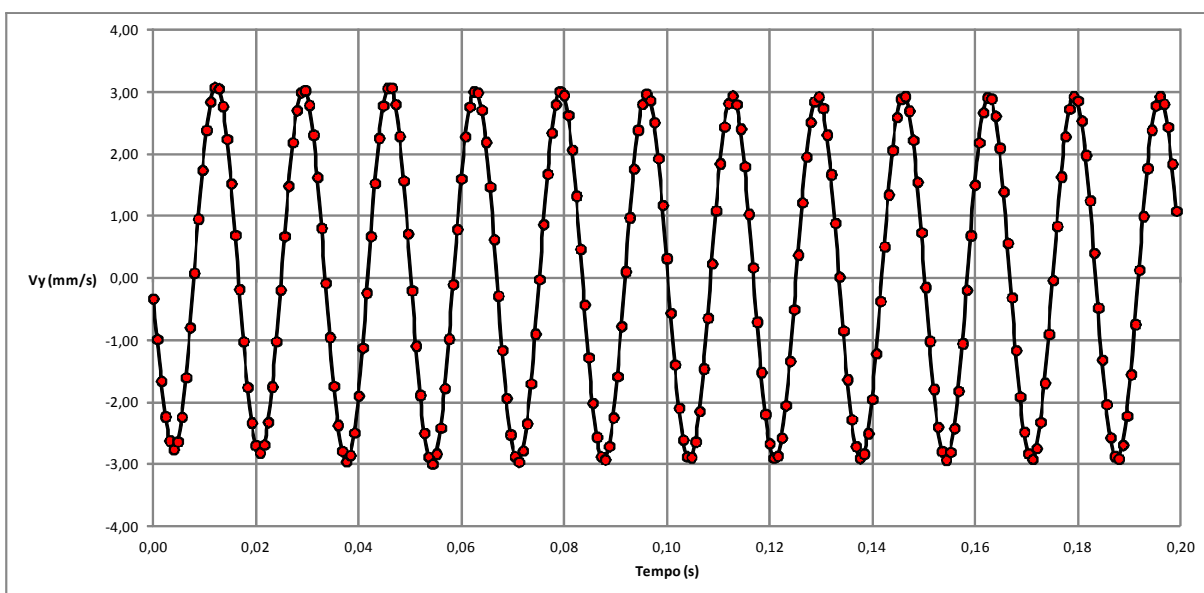


Figura 46 – Velocidade vertical em função do tempo – PLAXIS 2D

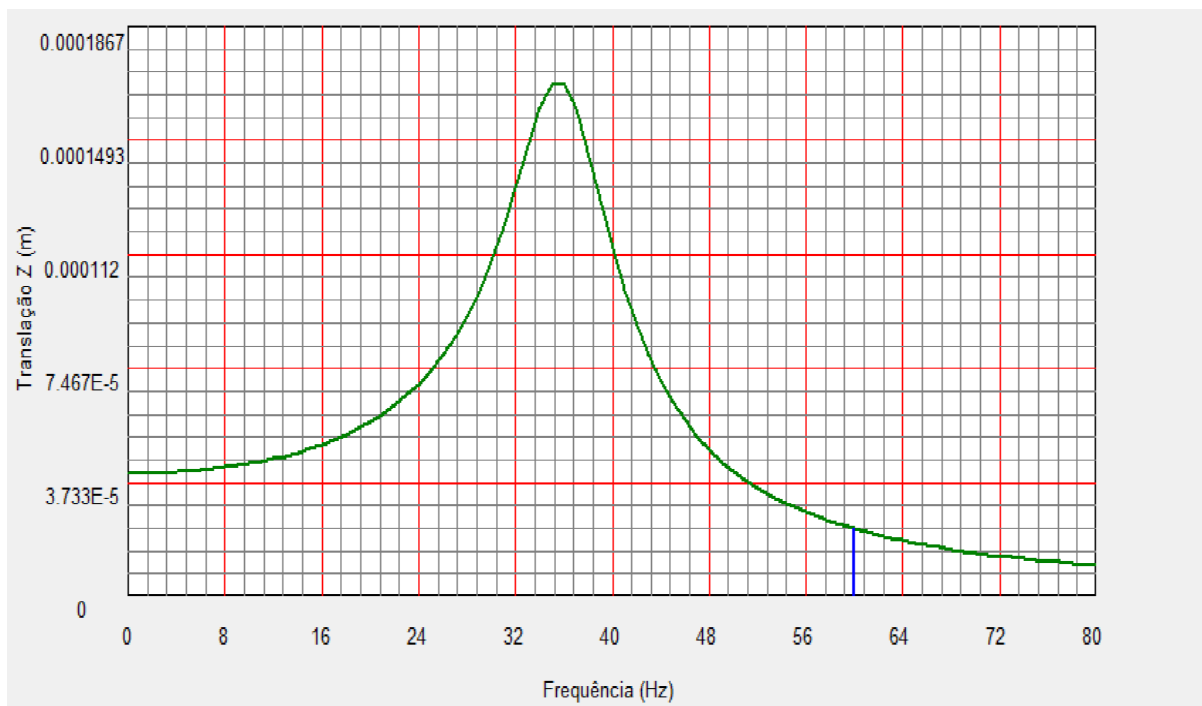


Figura 47 – Deslocamentos em função da frequência de excitação - Blocksolver

9.3.1 Resumo dos resultados

Neste modelo axissimétrico são aplicadas apenas cargas verticais, portanto a direção a ser analisada é a y (vertical).

O resumo dos resultados está apresentado na Tabela 24 e sua interpretação será apresentada no Capítulo 10.

Tabela 24 – Resumo dos resultados considerando o efeito 3D

Programa	Direção	Deslocamentos (m)	Velocidades (mm/s) ¹
PLAXIS 2D	Y (vertical)	$2,03 \times 10^{-5}$	2,92 ⁽¹⁾
BLOCKSOLVER	Z (vertical)	$2,22 \times 10^{-5}$	0,94 ⁽²⁾

⁽¹⁾ – As velocidades calculadas pelo PLAXIS 2D foram divididas por $\sqrt{2}$ para permitir comparar a velocidade limite com a velocidade eficaz conforme item 6.13 da N-1848 revisão C.

(2) – As velocidades atribuídas ao Blocksolver são calculadas através da expressão

$$v = \frac{A \times \varpi}{\sqrt{2}} .$$

A partir dos resultados obtidos na análise do efeito 3D sobre o modelo observa-se que a variação dos deslocamentos foi da ordem de 9%. Os resultados das velocidades, como já identificado nos itens anteriores, tem uma grande variação e são obtidos de formas distintas.

10 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS

10.1 Estudo de Caso – Modelo no Estado Plano de Tensões

Machado (2010) apresentou em sua dissertação um comparativo entre os resultados do programa Blocksolver (com o auxílio do programa Pilay) e as medições da instrumentação e obteve os resultados reproduzidos pela Tabela 25.

Tabela 25 – Resumo dos resultados – Machado (2010)

Ensaio	Cálculo	
	Analítico Simplificado	Computacional
SPT	$A_x = 0$	$A_x = 4.10^{-7} \text{ m}$
	$A_y = 3.10^{-4} \text{ m}$	$A_y = 1.10^{-5} \text{ m}$
	$A_z = 8.10^{-5} \text{ m}$	$A_z = 2.10^{-5} \text{ m}$
	$A_{xx} = 1.10^{-4} \text{ rad}$	$A_{xx} = 3.10^{-5} \text{ rad}$
	$A_{yy} = 5.10^{-6} \text{ rad}$	$A_{yy} = 3.10^{-6} \text{ rad}$
	$A_{zz} = 1.10^{-5} \text{ rad}$	$A_{zz} = 2.10^{-6} \text{ rad}$
CH	$A_x = 0 \text{ m}$	$A_x = 3.10^{-7} \text{ m}$
	$A_y = 3.10^{-4} \text{ m}$	$A_y = 1.10^{-5} \text{ m}$
	$A_z = 7.10^{-5} \text{ m}$	$A_z = 2.10^{-5} \text{ m}$
	$A_{xx} = 1.10^{-4} \text{ rad}$	$A_{xx} = 2.10^{-5} \text{ rad}$
	$A_{yy} = 5.10^{-6} \text{ rad}$	$A_{yy} = 3.10^{-6} \text{ rad}$
	$A_{zz} = 1.10^{-5} \text{ rad}$	$A_{zz} = 2.10^{-6} \text{ rad}$

Os resultados através do SPT foram obtidos pela correlação deste ensaio para obtenção do módulo de cisalhamento dinâmico e estão expressos na Tabela 12. Já os resultados através do CH (*crosshole*) obtiveram o valor de G diretamente, conforme apresentado na Tabela 11. A Figura 27 demonstra graficamente a evolução dos valores de G com a profundidade.

A referência de eixos adotada para a tabela acima difere da utilizada nesta dissertação. Para Machado (2010), o plano x - y é horizontal e o eixo z é orientado na vertical, para baixo. A presente dissertação segue a orientação do programa PLAXIS

2D, ou seja, o estado plano é representado pelo eixo x na horizontal e o eixo y na vertical, o eixo z é ortogonal a esse plano (Figuras 48 e 49)

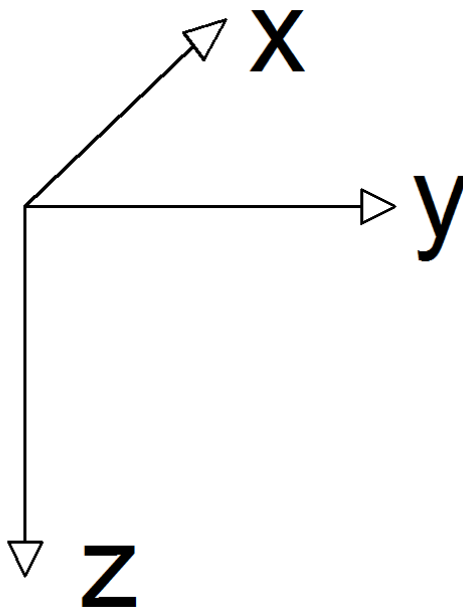


Figura 48 – Orientação dos eixos no programa BLOCKSOLVER

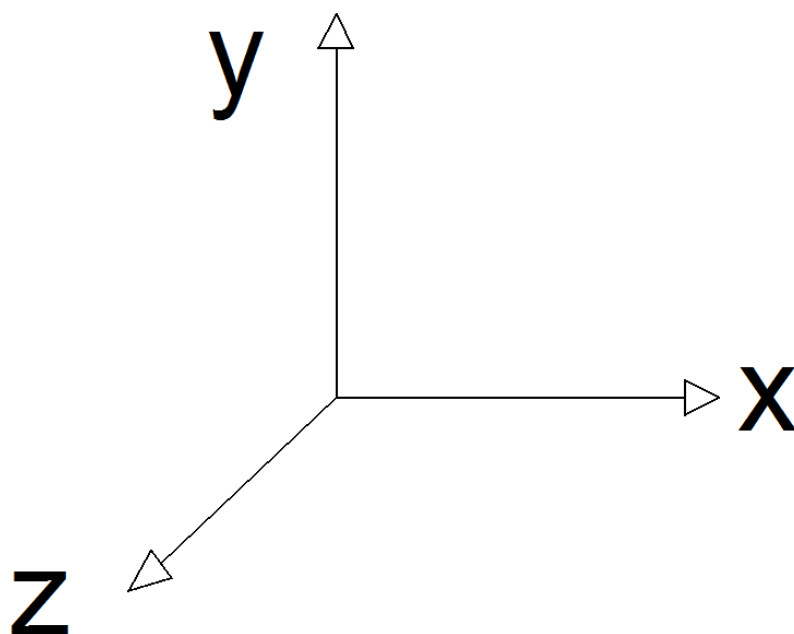


Figura 49 – Orientação dos eixos no programa PLAXIS 2D

Da instrumentação realizada foram obtidas as seguintes amplitudes máximas de deslocamento: $A_y = A_z = 1,7 \times 10^{-5}$ m. O eixo y está no sentido horizontal e o eixo z no sentido vertical.

Segundo a norma NBR 10082, será apresentada a análise referente à severidade de vibração para o caso estudado. Considerando-se a amplitude $A_y = A_z = 1,7 \times 10^{-5}$ m, tem-se:

$$V = \omega \times A = 60 \times 1,7 \cdot 10^{-5} = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s} \quad (119)$$

$$V_{ef} = \frac{V}{\sqrt{2}} = 7,1 \times 10^{-4} \text{ m/s} = 0,71 \text{ mm/s} \quad (120)$$

A modelagem realizada nesta dissertação obteve os resultados conforme Tabela 26:

Tabela 26 – Resumo dos resultados do programa PLAXIS 2D

PLAXIS 2D – Modelo no Estado Plano	
Deslocamento Horizontal	$A_x = 1,78 \times 10^{-5}$ m
Deslocamento Vertical	$A_y = 1,36 \times 10^{-5}$ m
Velocidade Horizontal	$V_x = 4,52$ mm/s
Velocidade Vertical	$V_y = 1,71$ mm/s

Observa-se então que os valores de deslocamentos medidos estão muito próximos do calculado pelo programa PLAXIS 2D. Na direção horizontal a diferença foi de 4,5% e na direção vertical foi de 24%.

Comparando com o que foi obtido em Machado (2010) com o uso dos programas Blocksolver e Pilay tem-se que os melhores resultados foram diferenças de 41% na direção horizontal e de 15% na direção vertical.

Já no que diz respeito à velocidade observa-se uma discrepância. O Blocksolver bem como a instrumentação não forneceu os valores das velocidades, estas foram estimadas a partir da expressão:

$$V = \omega \times A \quad (121)$$

$$V_{ef} = \frac{V}{\sqrt{2}} \quad (122)$$

A partir desta expressão, os valores calculados para o programa Blocksolver e para a instrumentação fornecem resultados abaixo do limite para a máquina em estudo. Em contrapartida o programa PLAXIS 2D já fornece as velocidades em qualquer ponto em função do tempo bastando apenas dividi-la por $\sqrt{2}$ para comparar com os limites de aceitação segundo item 6.3 da N-1848, revisão C da Petrobras. Abaixo um quadro com as velocidades estimadas (Pilay+Blocksolver e Instrumentação) e calculadas (PLAXIS).

Tabela 27 – Resumo dos resultados das velocidades máximas

Cálculo	Direção	Velocidade (mm/s)
Pilay+Blocksolver	Horizontal	12,73 a 0,424 ¹
	Vertical	3,39 a 0,849
Instrumentação	Horizontal	0,71
	Vertical	0,71
Plaxis 2D	Horizontal	4,5
	Vertical	1,7

¹ – Essa variação se deve ao fato de Machado (2010) ter avaliado 4 situações: Cálculo analítico com uso de correlações; cálculo analítico com uso do ensaio *crosshole*; cálculo computacional com uso de correlações e cálculo computacional com uso do ensaio *crosshole*.

Pelos resultados extraídos do programa PLAXIS 2D, a velocidade horizontal (4,5 mm/s) estaria no limite do aceitável pela N-1848, na faixa de severidade B, considerada satisfatória. Na instrumentação, as velocidades estimadas da ordem de 0,7 mm/s colocam a fundação na faixa A, considerada boa.

Nos resultados do programa Blocksolver houve uma variação maior (devido aos 4 tipos de análises feitos por Machado (2010)). Os resultados analíticos

indicaram velocidades acima do permitido. Já os resultados das análises computacionais forneceram velocidades menores e dentro dos limites de aceitação.

Portanto, exceto para os modelos analíticos, os resultados obtidos pelos dois programas indicam que a fundação em questão está a favor da segurança e dentro dos critérios de aceitação no que diz respeito às velocidades.

Graficamente observam-se os seguintes resultados para as amplitudes máximas de deslocamento (Figura 50 e 51).

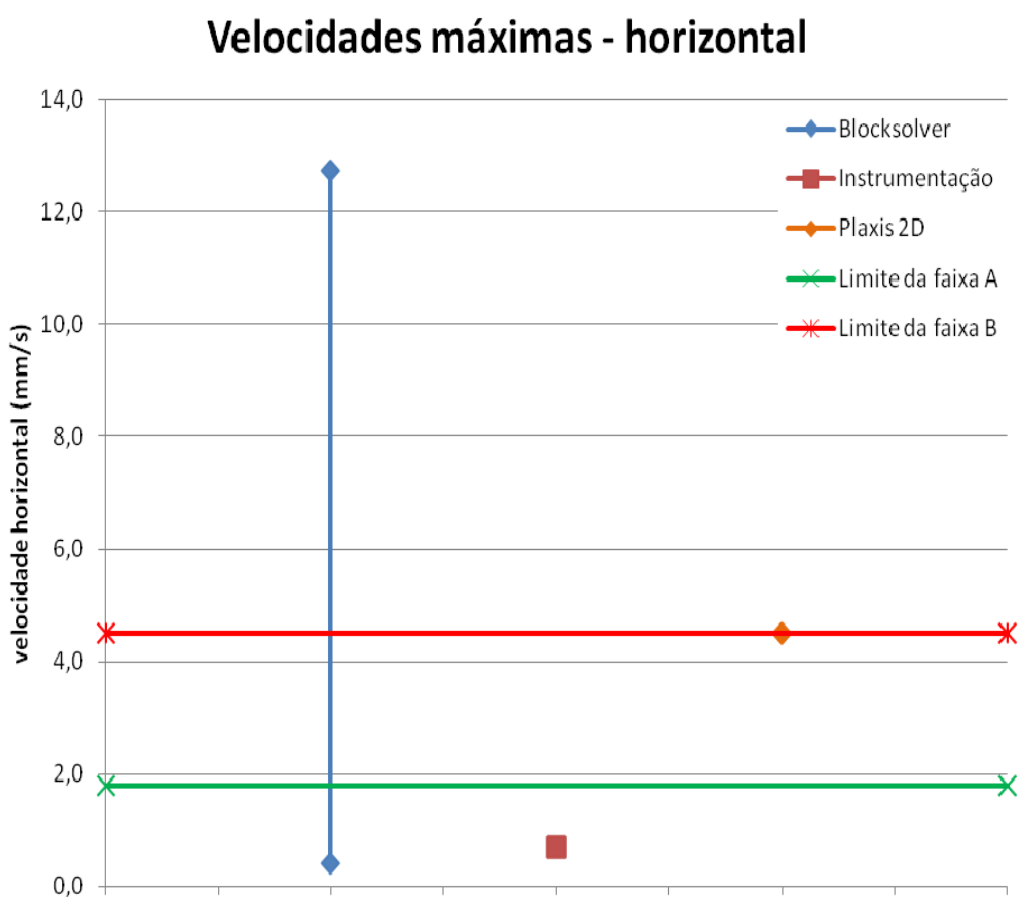


Figura 50 – Comparação – velocidades máximas horizontais

Velocidades máximas - vertical

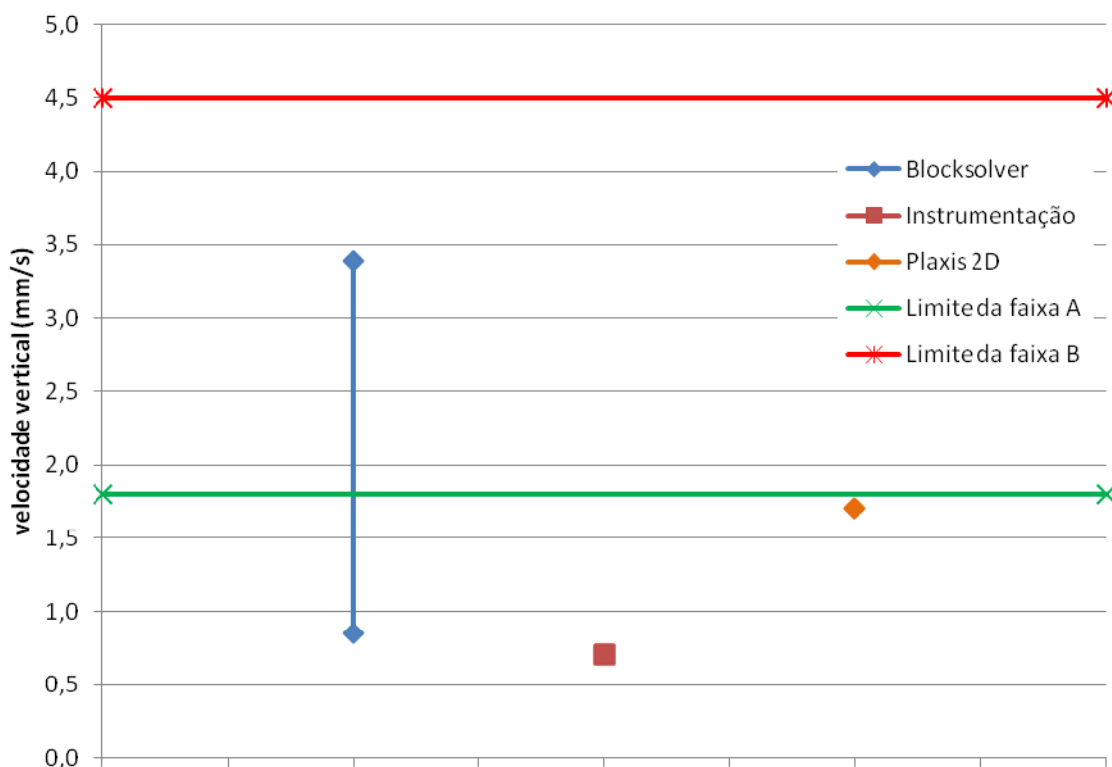


Figura 51 – Estudo de caso: comparação das velocidades máximas verticais

As seguintes observações se aplicam aos resultados mostrados nas Figuras 50 e 51:

- a- Os resultados obtidos pelos programas Plaxis 2D e BLOCKSOLVER mostram-se bastante satisfatórios, ajustando-se razoavelmente bem aos resultados medidos experimentalmente.
- b- As velocidades um pouco maiores obtidas no programa BLOCKSOLVER podem ser creditadas ao fato de que na aplicação deste programa não foi levado em conta o efeito do bloco de coroamento das estacas, diferentemente da modelagem no programa PLAXIS 2D, cujo bloco foi também incluído na modelagem.
- c- Explica-se a obtenção de velocidades um pouco maiores pelo programa Plaxis 2-D comparativamente aos resultados experimentais não apenas pela hipótese de deformação plana adotada em si, mas principalmente porque nesse caso a deformação plana subestima o amortecimento por radiação em comparação à situação tridimensional real. Acredita o Autor que essa

diferença se reduzirá naturalmente ao se modelar o problema sob condições tridimensionais reais, através do programa Plaxis 3D.

11 CONCLUSÕES

Apresentou-se nesta dissertação a metodologia e os principais aspectos que devem ser levados em conta em um projeto de fundações de máquinas sobre estacas, em conformidade com a Norma N-1848 da Petrobras, como forma de uma maior inserção dos respectivos conceitos no meio geotécnico.

A estrutura desta dissertação foi baseada na análise dinâmica de fundações através do módulo de dinâmica do programa de elementos finitos PLAXIS 2D, comparando-se os resultados com as respectivas medições experimentais e também com resultados obtidos do programa BLOCKSOLVER. Destacam-se os resultados bastante favoráveis obtidos pelos dois programas, para fins de aplicação prática, com pequena vantagem para a modelagem por elementos finitos pelo fato de estar levado em conta a contribuição do bloco de coroamento das estacas, diferentemente do programa BLOCKSOLVER.

Os resultados do programa Plaxis 2D foram um pouco superiores às medições experimentais pelo fato de a análise axissimétrica levar em conta apenas parcialmente o efeito de amortecimento por radiação, diferentemente da resposta tridimensional real.

Quanto ao desenvolvimento da análise dinâmica através do MEF, conclui-se que o programa PLAXIS mostra-se como uma boa ferramenta para aplicação prática, pois sua modelagem é relativamente simples e os parâmetros de entrada podem ser obtidos através de simples correlações com o ensaio SPT, apresentando em contrapartida uma análise completa da fundação modelada, podendo-se analisar deslocamentos, velocidades e acelerações no domínio do tempo em qualquer ponto desejado da malha de elementos finitos. Adicionalmente, o método permite introduzir condições de contorno específicas ao problema em estudo, múltiplas camadas de solo, sejam horizontais ou inclinadas, além da introdução de amortecedores capazes de evitar a reflexão espúria das ondas incidentes nos limites da malha de elementos finitos e assim modelar mais adequadamente a perda de energia por radiação.

A análise dos resultados computacionais obtidos nos modelos propostos permitiu algumas conclusões adicionais importantes, conforme descrito a seguir:

- Para situações onde o comportamento da fundação esteja bem definido a solução através do método do semi-espaço elástico apresenta resultados satisfatórios;
- Para problemas de fundações de máquinas, os modelos no estado de deformação plana representam suficientemente bem o problema real desde que as simplificações sejam realizadas com o devido conhecimento. A análise do efeito 3D, através de modelagem axissimétrica, veio validar o que foi exposto acima;

Com mais resultados de ensaios e instrumentações é possível chegar a modelos mais próximos da realidade e avaliar a real influência dos parâmetros envolvidos na análise.

Ainda no sentido de se obter resultados que expressem da melhor forma possível o que ocorre no campo, uma análise dinâmica utilizando o programa PLAXIS 3D daria uma melhor percepção das limitações decorrentes da hipótese de deformação plana.

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 trabalho futuro 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.

Anexo A - INFORMAÇÕES DA MÁQUINA

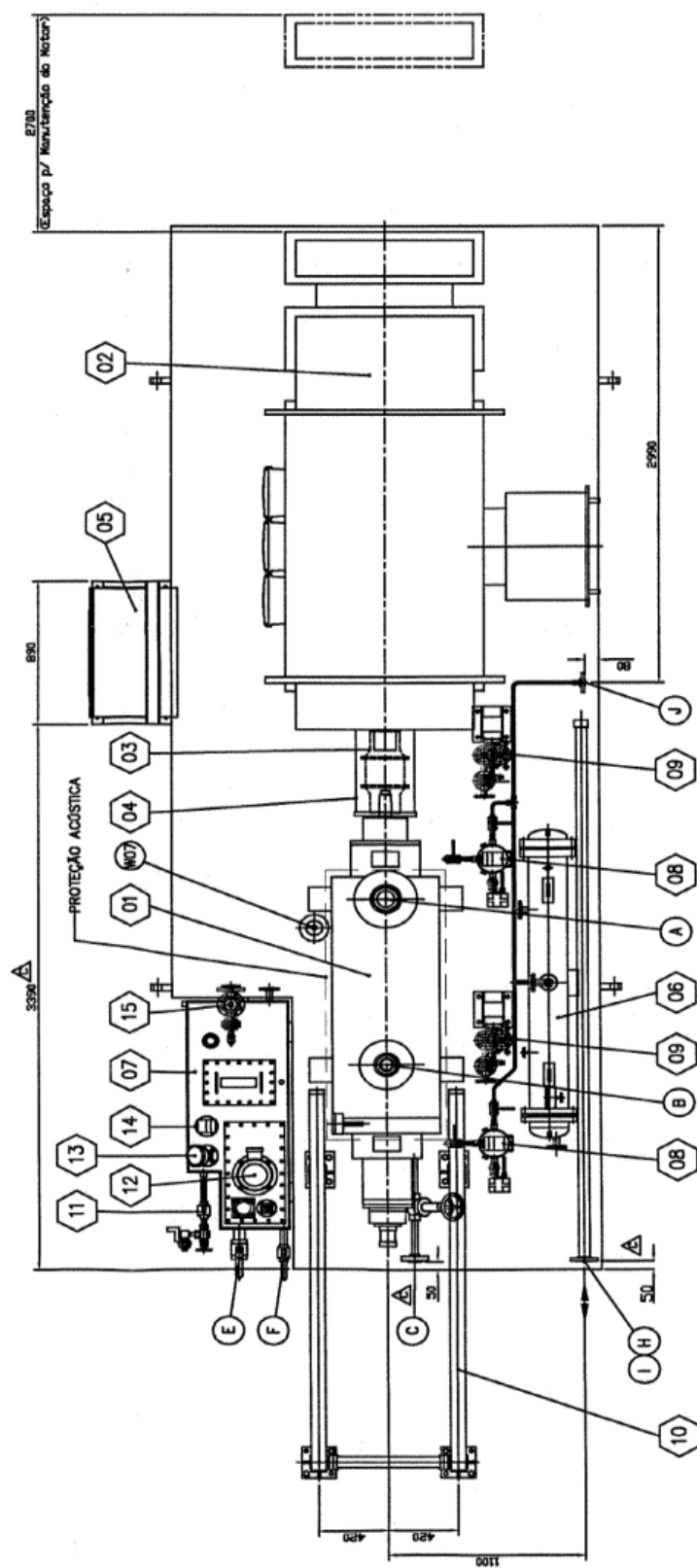


Figura 52 – Máquina em planta, MACHADO (2010)

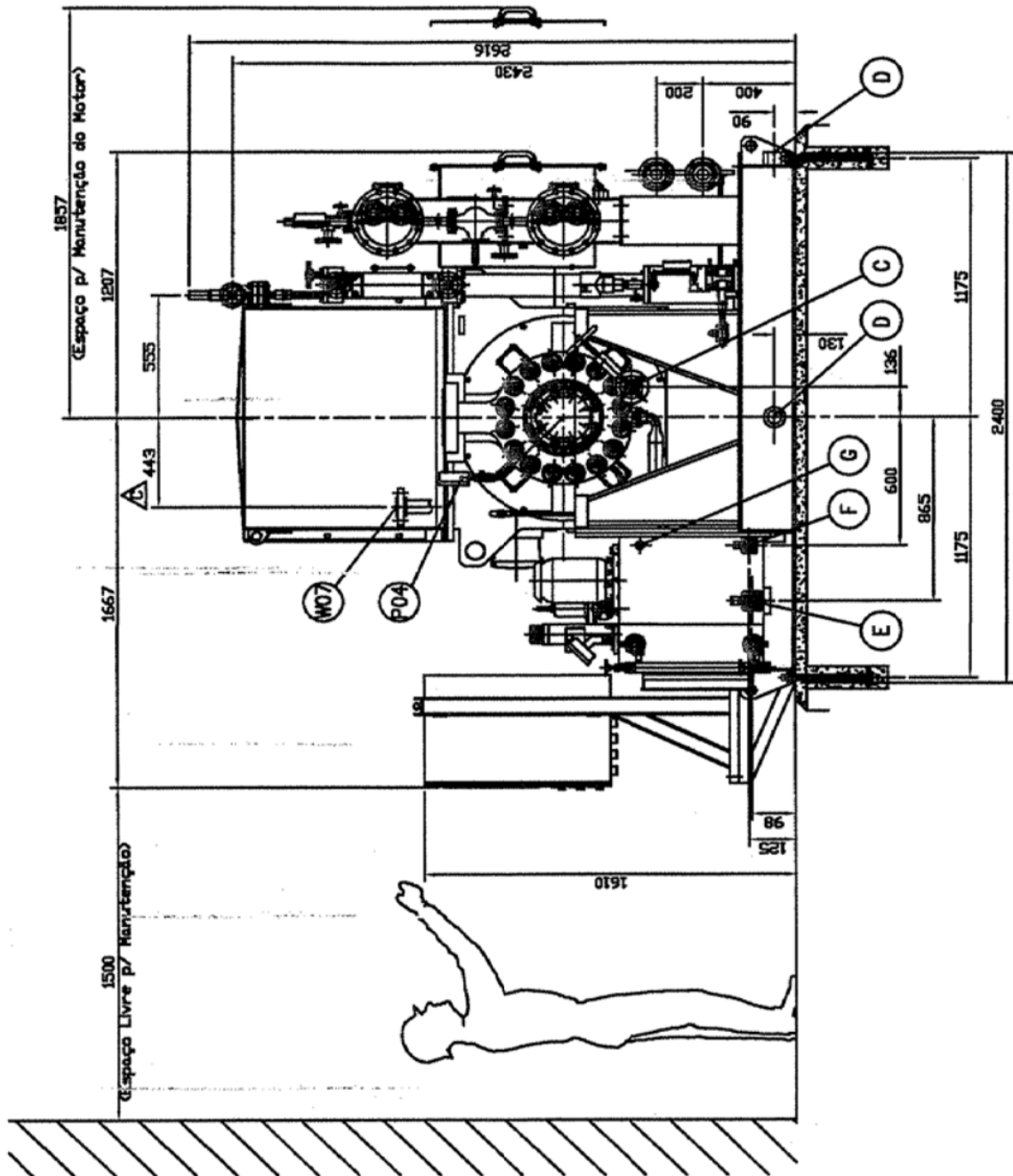


Figura 54 – Corte transversal da máquina, MACHADO (2010)

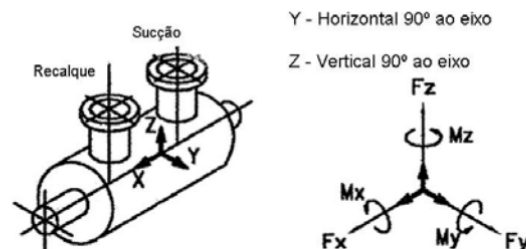
POS.	DESCRIÇÃO
01	Bomba – gsg 100-300/12
02	MOTOR ELÉTRICO 1220kw, 4000V, 60Hz, II Polos
03	Acoplamento
04	Proteção do acoplamento
05	Painel bently nevada
06	Trocador de calor do sistema de lubrificação
07	Reservatório do sistema de lubrificação
08	Detector de vazamento
09	Trocador de calor do sistema de selagem
10	Dispositivo de montagem / desmontagem do cartucho
11	Visor – ulf
12	MOTOR ULF – 2.2kw, 440V, 3 ϕ , 60Hz
13	Indicador de temperatura – ulf
14	Transmissor indicador de nível – ulf
15	Válvula de controle – ufl

Figura 55 – Relação de componentes, MACHADO (2010)

TOTAL	16430	17620
TUBULAÇÃO + SUPORTAÇÃO	40	50
TROCADOR DE CALOR DA ULF	40	50
ACOPLAMENTO + PROTEÇÃO	80	
PAINEL DE INSTRUMENTOS	200	
BASE	3500	
MOTOR ELÉTRICO	6650	
TUBULAÇÃO + SUPORTAÇÃO	1200	1500
TROCADOR DE CALOR DA ULF	270	340
RESERVATÓRIO DE ÓLEO	450	850
BOMBA CENTRÍFUGA	4000	4400
PESOS (Kg)	VAZIO	OPER / TESTE

Figura 56 – Tabela de pesos, MACHADO (2010)

X - Axial paralelo ao eixo
Y - Horizontal 90° ao eixo
Z - Vertical 90° ao eixo



BOCAL DE RECALQUE								
DN (mm/in)	FORÇAS (N)				MOMENTOS (Nm)			
	F_x	F_y	F_z	F_r	M_x	M_y	M_z	M_r
100 / 4"	± 2840	± 2320	± 3560	± 5120	± 2660	± 1360	± 2000	± 3600

BOCAL DE SUÇÃO								
DN (mm/in)	FORÇAS (N)				MOMENTOS (Nm)			
	F_x	F_y	F_z	F_r	M_x	M_y	M_z	M_r
200 / 8"	± 7560	± 6220	± 9780	± 1384	± 7060	± 3520	± 5160	± 9420

NOTAS:

- A bomba não é um ponto fixo na tubulação do cliente;
- As forças descritas podem atuar simultaneamente em cada bocal;
- As setas indicam a direção positiva;

Figura 57 – Esforços máximos admissíveis nos bocais, MACHADO (2010)

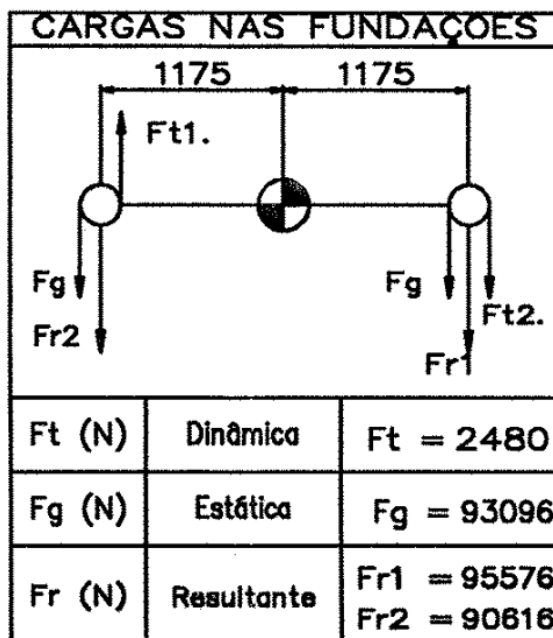


Figura 58 – Cargas nas fundações, MACHADO (2010)

REFERÊNCIAS

- [1] BRINKGREVE, R.B.J., Finite Element code for Soil and Rock Analysis - PLAXIS 2D user's manual. Rotterdam, 2002.
- [2] DIN 4024-1 – Machine Foundations; Flexible Structures that Support Machines with Rotating Elements, DIN, 1988.
- [3] DIN 4024-2 – Machine Foundations; Rigid Foundation for Machinery with Periodic Excitation, DIN, 1991.
- [4] DIN 4150-1 – Structural Vibration – Prediction of Vibration Parameters, DIN, 2001.
- [5] DIN 4150-3 – Structural Vibration – Effects of Vibration on Structures, DIN, 1999.
- [6] D4428M – Standard Test Method for Crosshole seismic Testing, ASTM, 2007.
- [7] N 1848 – Projeto de Fundações de Máquina, PETROBRAS, 2010.
- [8] NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações, ABNT, 2010.
- [9] SANTOS, S.H. de C., Curso Fundações de Máquinas, notas de aula, UFRJ, Rio de Janeiro, 2010.
- [10] 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, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- [11] NETO, E.S.A., Introdução à Análise Dinâmica de Fundações de Máquinas. Dissertação de M.Sc., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, São Paulo, Brasil, 1989.

- [12] SCHNAID, F., Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações, São Paulo, Oficina de Textos, 2000.
- [13] ARYA, S., O'NEIL, M. and PINCUS, G., Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines, 4th edition, London, Gulf Publishing Company – Book Division, May 1984.
- [14] COUTINHO, D.S. do A., e MENDES, C. H. F., Projecto Automatizado de Fundações de Máquinas. Projeto Final de Curso, DME/POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [15] LIMA, S. de S., e SANTOS, S.H. de C., Análise Dinâmica das Estruturas, Rio de Janeiro, Editora Ciência Moderna Ltda., 2008.
- [16] FANG, H. Y., Foundation Engineering Handbook, 2d edition, New York, Capman & Hall, 1990.
- [17] HACHICH, W., e BARROS, J.M. de C., Fundações – Teoria e Prática, Capítulo 10, São Paulo, PINI, 1996.
- [18] CLOUGH, R. W., e PENZIEN, J., Dynamics of Structures, New York, McGraw-Hill, 1975.
- [19] LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V., Soil Mechanics, John Willey and Sons, New York, Massachusetts Institute of Technology, 1969.
- [20] LYSMER, J. e KUHLMEYER, R. L., Finite Dynamic Model for Infinite Media. ASCE J. of the ENg. Mech. Div., 1969.
- [21] VENÂNCIO FILHO, F., Notas de Aula do Curso Dinâmica Estrutural – UFRJ, 1987.
- [22] AZEVEDO, A. F. M., Mecânica dos Sólidos, 1ª edição, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1996.

- [23] AZEVEDO, A. F. M., Método dos Elementos Finitos, 1ª edição, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2003.
- [24] PACHECO, M. P., Curso Método dos Elementos Finitos, UERJ, Rio de Janeiro, 2011.
- [25] KAMESWARA RAO, N. S. V., Foundation Design: Theory and Practice, John Wiley & Sons, Singapura, 2011.
- [26] RICHART, F.E., Jr., HALL, J.R., Jr., WOODS, R.D., Vibration of Soils and Foundation, Prentice-Hall, New Jersey, 1970.
- [27] BHATIA, K.G., Foundations for Industrial Machines, D-CAD Publishers, Nova Delhi, 2008.
- [28] NOVAK, M., ABOUL-ELLA, F., PILAY – A computer program for calculation of stiffness and damping of piles in layered media, Systems Analysis Control and Design Activity (SACDA), The University of Western Ontario, London, Canadá, 1977.
- [29] HUNAMANTHARAO, C., RAMANA, G. V., Dynamic Soil Properties for Microzonation of Delhi, India, Journal of Earth Syst. Sci. 117, s2, p. 719-730, 2008.
- [30] FREITAS, A. C., Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias. Dissertação de M.Sc., Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.
- [31] NBR 10082 – Ensaio não Destrutivo – Análise de vibrações – Avaliação da vibração mecânica com velocidades de operação de 600 rpm a 15.000 rpm, ABNT, 2011.

- [32] DE MELO, V. F. B., The standard penetration test. In: Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4., 1971. San Juan, Puerto Rico.
- [33] 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.
- [34] 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.
- [35] PALACIOS, A., Theory and measurements of energy transfer during standard penetration test sampling. Thesis (Ph.D.) – University of Florida, Gainesville, USA, 1977.
- [36] SCHMERTMANN, J. H.; PALACIOS, A. Energy dynamics of SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1979, v. 105, GT8, p. 909-926, 1979.
- [37] 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.
- [38] DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R.; CAVALCANTE, E. H. Reflexões sobre a Energia no SPT e o Significado do Valor de N em Circunstâncias Particulares. In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, 14., Búzios, Rio de Janeiro, 2008.
- [39] 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.

- [40] BELINCANTA, A. Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT. 1998. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- [41] 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.
- [42] ODEBRECHT, E. Medidas de energia no ensaio do SPT. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- [43] VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações. Rio de Janeiro: Editora COPPE/UFRJ, 2002. v. 2.
- [44] NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, ABNT, 2007.