

ESTUDO NUMÉRICO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

MIGUEL ANTAS FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

Coorientador: Professor Doutor Aires Manuel Silva Colaço

SETEMBRO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha mãe

*“Como nada entenderam do passado,
nada podem sonhar para o futuro.”*

Agostinho da Silva

AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao Professor Doutor Pedro Alves Costa pela ajuda e orientação ao longo da realização da dissertação.

Endereço um enorme agradecimento ao Professor Doutor Aires Colaço por toda a ajuda, motivação e conselhos transmitidos durante a realização deste trabalho, que foram essenciais para moldar o resultado final.

Agradeço a todos os meus amigos pela ajuda e companheirismo demonstrados, não só durante a realização deste trabalho, mas sim durante todo o meu percurso académico. Agradecendo de forma especial ao Eduardo, Tiago, Bruno e Pedro por toda amizade demonstrada ao longo destes anos.

Agradeço à minha família por toda a paciência e apoio. Um obrigado ao meu irmão Joel por toda a ajuda e preocupação. Por fim, um obrigado gigante à minha mãe por todo o seu carinho, alegria e resiliência contagiantes que tornaram possível a realização deste trabalho.

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do Projeto de Investigação POCI-01-0145-FEDER-029634, financiado através do COMPETE2020 (FEDER) – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).



RESUMO

A cravação de estacas ocorre através de um processo complexo de transferência de energia entre o mecanismo de cravação e a estaca e desta para o solo confinante. Este processo dinâmico tem por consequência a geração de vibrações que poderão ter impacto nas condições de utilização dos edifícios, nomeadamente ao nível do conforto humano e funcionamento de equipamentos sensíveis, e, a um nível mais extremo, nas condições de integridade estrutural, especialmente em casos que se registem anomalias pré-existentes.

Nesta dissertação, apresentam-se vários modelos de previsão empíricos e resultados de medições *in situ* de níveis de vibração à superfície. Realiza-se também um enquadramento regulamentar dos limites aos níveis de vibrações causados pela cravação de estacas.

No estudo numérico tirou-se partido de um modelo FEM-PML axissimétrico, no qual as fronteiras são tratadas com a metodologia PML (*Perfectly Matched Layers*) de forma a simular a resposta do maciço. É estudada a forma como vários parâmetros influenciam o nível de vibração à superfície bem como o seu conteúdo em frequência. No final são comparados os resultados experimentais recolhidos com os obtidos numericamente.

PALAVRAS-CHAVE: estacas cravadas, análise dinâmica, vibrações na construção, modelação numérica

ABSTRACT

Pile driving piles happens through a complex process of energy transfer between the driving device to the pile, and then to the confining soil. This dynamic process leads to the generation of vibrations that could have impact on the using conditions of buildings, especially on human comfort and operation of sensible equipment, and, in extreme scenarios, on the structural integrity conditions, especially when pre-existing pathologies are present in nearby buildings.

In this dissertation, several empirical predictions models and in situ measurements of the vibrations level at the surface are summarized. It is also made a framework of the legal limits of the vibration levels caused by pile driving.

In the numerical studies it is taken advantage of a FEM-PML axisymmetric model, where artificial boundaries are treated by the PML technique. It's studied how several parameters change the vibration level at the surface as well as its frequency content using two distinct approaches: linear analysis and equivalent linear analysis. At the end, the collected experimental results are compared with the numerical ones.

KEYWORDS: pile driving, dynamic analysis, construction vibrations, numerical modelling,

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

CONTEÚDO

INTRODUÇÃO **1**

 1.1. ENQUADRAMENTO..... 1

 1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 2

 1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO 2

GERAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS **5**

 2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO 5

 2.2 VIBRAÇÕES E MOVIMENTO VIBRATÓRIO 6

 2.2.1 GENERALIDADES DE VIBRAÇÕES E MOVIMENTOS VIBRATÓRIOS..... 6

 2.3 MODELOS DE COMPORTAMENTO DO SOLO 7

 2.4 PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS EM MEIOS ELÁSTICOS..... 8

 2.4.1 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS 8

 2.4.1.1 Ondas P ou Ondas de Compressão 9

 2.4.1.2 Ondas S ou Ondas de Corte 9

 2.4.1.3 Relação entre velocidades de propagação de ondas P e S 10

 2.4.1.4 Ondas Rayleigh 10

 2.5 DISPERSÃO E AMORTECIMENTO 11

 2.5.1 DISPERSÃO 11

 2.5.2 AMORTECIMENTO..... 12

 2.5.2.1 Amortecimento Geométrico..... 12

 2.5.2.2 Amortecimento Material 13

 2.6 TÉCNICAS DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS 15

 2.6.1 CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR IMPACTO 15

 2.6.2 CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR VIBRAÇÃO 18

 2.6.2.1 Mecanismo de Excitação na Cravação por Vibração 19

 2.7 MECANISMOS DE GERAÇÃO DE VIBRAÇÕES CAUSADAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR IMPACTO 20

 2.7.1 GENERALIDADES..... 20

2.7.2 EMISSÃO DE ONDAS VOLÚMICAS.....	20
2.7.3 SURGIMENTO DAS ONDAS SUPERFICIAIS	21
MÉTODOS DE PREVISÃO DE VIBRAÇÕES CAUSADAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS E LIMITES NORMATIVOS	25
3.1 INTRODUÇÃO.....	25
3.2 MODELOS EMPÍRICOS DE PREVISÃO.....	26
3.3 SISTEMATIZAÇÃO DE CASOS DE ESTUDO QUE ENVOLVEM A MEDIÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS	28
3.3.1 GENERALIDADES	28
3.3.2 RESULTADOS APRESENTADOS POR UROMEIHY [33] (1990).....	28
3.3.3 RESULTADOS APRESENTADOS POR HILLER E CRABB [34] (2000).....	30
3.3.4 RESULTADOS APRESENTADOS POR LEWIS E DAVIE [35] (1993).....	32
3.3.5 RESULTADOS APRESENTADOS POR DUNGCA <i>ET AL.</i> [36] (2016).....	33
3.3.6 RESULTADOS APRESENTADOS POR NILSSON [37] (1989).....	34
3.3.7 RESULTADOS APRESENTADOS POR BRENNER E CHITTIKULADILOK [38] (1975).....	36
3.3.8 COMPILAÇÃO DOS DIFERENTES CASOS PRÁTICOS AVALIADOS	38
3.4 ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR	39
3.4.1 NORMA SUECA SS 02 52 11	40
3.4.2 NORMA PORTUGUESA NP2704 (2015)	41
3.4.3 NORMA ALEMÃ DIN 4150-3 (1999)	42
3.4.4 NORMA SUÍÇA SN 640 312	43
3.4.5 ADMINISTRAÇÃO RODOVIÁRIA NORTE-AMERICANA: <i>TRANSIT NOISE AND VIBRATION IMPACT ASSESSMENT MANUAL</i>	43
3.4.6 RECOMENDAÇÕES DO GOVERNO DE HONG KONG.....	44
3.4.7 COMPARAÇÃO DAS NORMAS ANALISADAS	44
MODELAÇÃO NUMÉRICA: MODELO AXISSIMÉTRICO FEM- PML	47
4.1 INTRODUÇÃO.....	47
4.1.1 CÁLCULO NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA.....	48
4.2 MODELAÇÃO DO SISTEMA ESTACA-SOLO.....	49
4.2.1 GENERALIDADES	49
4.2.1.1 Equações de Equilíbrio.....	50
4.2.1.2 Estado tensão-deformação num problema axissimétrico	52
4.2.1.3 Sistema de coordenadas local e global.....	53
4.2.1.4 Integração Numérica: Quadratura de Gauss:	54

4.2.2 CAMADAS DE ABSORÇÃO PERFEITA (PML's).....	55
4.2.3 FORMULAÇÃO MEF-PML FINAL DO SISTEMA ESTACA-SOLO	57
4.3 DISCRETIZAÇÃO DO DOMÍNIO DE ANÁLISE	57
4.4 MODELAÇÃO DO MARTELO E INTERAÇÃO DINÂMICA MARTELO-ESTACA	57
4.4.1 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA	57
4.4.2 LIMITAÇÕES ASSOCIADAS AO MODELO ADOTADO.....	58
4.5 PROCESSOS SEQUENCIAIS DE CÁLCULO DO MODELO NUMÉRICO	59
4.5.1 ANÁLISE LINEAR	59
4.5.2 ANÁLISE LINEAR EQUIVALENTE.....	60
RESULTADOS NUMÉRICOS DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR IMPACTO	64
5.1 INTRODUÇÃO	64
5.2 ANÁLISE LINEAR	66
5.2.1 CENÁRIO BASE	66
5.2.1.1 Influência da Rigidez do Solo.....	69
5.2.1.2 Influência da Energia de Impacto.....	72
5.2.1.3 Influência da Profundidade da Ponta da Estaca.....	75
5.2.2 VALIDADE DA ANÁLISE LINEAR.....	78
5.3 ANÁLISE LINEAR EQUIVALENTE	79
5.3.1 CENÁRIO BASE	79
5.3.1.1 Influência da Rigidez do Solo.....	85
5.3.1.2 Influência da Energia de Impacto.....	88
5.3.1.3 Influência da profundidade da ponta da estaca	90
5.4 COMENTÁRIO FINAL	93
CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS.....	96
6.1 CONCLUSÕES	96
6.2 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Processo de cravação de estaca: a) de betão; b) perfil metálico H.....	2
Figura 2: Esquema representativo das problemáticas associadas ao estudo de vibrações induzidas pela cravação de estacas.	5
Figura 3:Tipologias de movimentos vibratórios: a) movimento Harmónico; b) movimento Periódico	6
Figura 4: Tipologias de movimento vibratório: a) movimento Aleatório; b) movimento transiente	7
Figura 5: Comportamento do solo em função do afastamento da estaca (adaptado de [5]).....	8
Figura 6: Propagação de ondas em meios elásticos: a) meio sem fronteiras; b) meio semi-indefinido (adaptado de [2]).	9
Figura 7: Movimento das partículas associado às ondas P [3].....	9
Figura 8: Movimento das partículas associado às ondas S [3].....	10
Figura 9: Esquematização das componentes horizontal e vertical das ondas S. [3].....	10
Figura 10: Movimentos induzidos por ondas de Rayleigh [3].....	11
Figura 11: História temporal de deslocamentos verticais em dois pontos à superfície do maciços: a) Maciço homogéneo; b) Maciço estratificado.[3]	12
Figura 12: Configuração geométrica da frente de onda em maciços semi-indefinido e homogéneos: a) ondas volúmicas; b) ondas superficiais (adaptado de [10]).	13
Figura 13: Modelo de Kelvin-Voigt [3]	14
Figura 14: Componentes principais de um mecanismo de cravação de estacas por impacto.	16
Figura 15: Funcionamento de um martelo a diesel: a) descida do pilão; b) impacto; c) pressurização e subida do pilão [15].....	16
Figura 16: Funcionamento de um martelo pneumático simples: a) pressurização da câmara e subida do pistão; b) alívio da pressão da câmara e descida do pistão [15].	17
Figura 17: Martelo Pneumático duplo: a) pressurização da parte inferior da câmara; b) início do movimento descendente [15].	17
Figura 18: Componentes de um equipamento de vibração: vibrador suspenso (adaptado de [17]).	18
Figura 19: Configurações possíveis do sistema de grampos [17].	19
Figura 20: Função de carregamento teórico de dispositivo de cravação por vibração, em função do tempo [17].	19
Figura 21: Esquematização dos mecanismos de geração de ondas no processo de cravação de estacas [11].	21
Figura 22: Evolução da direção dos vetores de velocidade para 3 pontos (adaptado de [16]).	21

Figura 23: Distância da estaca a que se inicia a propagação de ondas de Rayleigh, proposta de Dowding (adaptado de [19]).	22
Figura 24: Distância da estaca a que se inicia a propagação de ondas de Rayleigh, proposta de Massarsch e Fellenius (adaptado de [1]).	22
Figura 25: Distâncias críticas segundo a proposta de Dowding (azul) e Massarsch e Fellenius (vermelho) para: a) solo 1; b) solo 2	23
Figura 26: Movimento vibratório representado no domínio da frequência [1].	26
Figura 27: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca NDH e previsão através de modelos empíricos.	29
Figura 28: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca KGL e previsão através de modelos empíricos.	30
Figura 29: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca ANS e previsão através de modelos empíricos.	30
Figura 30: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação das estacas BLH e BHH, e previsão através de modelos empíricos.	30
Figura 31: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no local M66 e previsão através de modelos empíricos.	31
Figura 32: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no local A47 com profundidade de cravação inferior a 14 metros e previsão através de modelos empíricos.	32
Figura 33: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no local A47 com profundidade de cravação superior a 14 metros e previsão através de modelos empíricos	32
Figura 34: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no <i>Site 1</i> e previsão através de modelos empíricos.	33
Figura 35: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no <i>Site 6</i> e previsão através de modelos empíricos.	33
Figura 36: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no <i>Site A</i> e previsão através de modelos empíricos.	34
Figura 37: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca de betão e previsão através de modelos empíricos.	35
Figura 38: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca 11 e previsão através de modelos empíricos.	36
Figura 39: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação das estacas 19 e 20 e previsão através de modelos empíricos.	36
Figura 40: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação de estacas em Lak Si e previsão através de modelos empíricos.	37
Figura 41: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação de estacas em EGAT e previsão através de modelos empíricos.	37

Figura 42: PPV em função da distância radial	38
Figura 43: PPV em função da distância escalada.....	39
Figura 44: Relação entre o nível de vibrações e: a) possibilidade de dano em edifícios [2]; b) percepção humana de vibrações (adaptado de [26]).....	40
Figura 45: Limite de PPV em função da frequência para edifícios sensíveis segundo as diferentes normas e documentos abordados.	45
Figura 46: Esquematização das características axissimétricas do problema: a) esquema global; b) domínio a modelar.	48
Figura 47: Esquematização dos principais passos do modelo numérico [48].	48
Figura 48: Esquematização da passagem do domínio do tempo para o domínio da frequência [50] ..	49
Figura 49: Sólido discretizado em elementos finitos [51].	49
Figura 50: Esquematização de um elemento triangular de seis nós.	50
Figura 51: Corpo em equilíbrio	50
Figura 52: Elemento infinitesimal num problema axissimétrico (adaptado de [47]).....	52
Figura 53: Referenciais global e local com representação das coordenadas de cada nó no referencial local.....	53
Figura 54: Elemento finito e respetivos pontos de Gauss, representados no referencial local.	54
Figura 55: Representação esquemática da atenuação de ondas dentro de uma PML [7]......	55
Figura 56: Modelo de dois graus de liberdade proposto por Deeks e Randolph [54] (adaptado de [48]).	58
Figura 57: Esquematização do Impacto: a) Movimento descendente do pilão; b) Impacto; c) Movimento ascendente do pilão.	59
Figura 58: Fluxograma síntese da metodologia de cálculo da análise linear	60
Figura 59: Trajetória de tensão deformação para solicitação cíclica simétrica (adaptado de [3])......	60
Figura 60: Influência do índice de plasticidade e tensão de confinamento na lei de degradação de rigidez do solo (adaptado de [3]).	61
Figura 61: Fluxograma síntese da metodologia de cálculo da análise linear equivalente.....	62
Figura 62: Discretização do domínio modelado.	65
Figura 63: Evolução da força desenvolvida na cabeça da estaca: a) domínio do tempo; b) domínio da frequência	66
Figura 64: Norma da velocidade para diversos instantes	67
Figura 65: Deslocamento radial em função do deslocamento vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros.	68

Figura 66: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: 1 metro (azul), 5 metros (vermelho) e 15 metros (verde)..... 68

Figura 67: Velocidade de vibração de pico à superfície: vertical (azul) e radial (vermelho) em função da distância à estaca..... 69

Figura 68: Velocidade Vertical no domínio da frequência para três pontos à superfície a 1 metro (azul), 5 metros (vermelho) e 15 metros (verde) do eixo de axissimetria..... 69

Figura 69: Força desenvolvida na cabeça da estaca para solos com rigidez distinta, 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência. 70

Figura 70: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde)..... 71

Figura 71: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde)..... 72

Figura 72: PPV Vertical em função da distância à estaca para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde)..... 72

Figura 73: Força desenvolvida na cabeça da estaca para velocidades de impacto diferentes, 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3m/s (verde): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência..... 73

Figura 74: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde). 74

Figura 75: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros. Para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde). 75

Figura 76: PPV Vertical em função da distância à estaca para velocidades de impacto distintas: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde). 75

Figura 77:Força desenvolvida na cabeça da estaca para profundidades da ponta diferentes, 2,5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência 76

Figura 78: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para profundidades de cravação distintas: 2,5 metros (azul), 5 metros (vermelho) e 10 metros (verde). 77

Figura 79: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros. Para profundidades diferentes da ponta da estaca: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde)..... 78

Figura 80: PPV Vertical em função da distância à estaca para profundidade da ponta: 2.5m (azul), 5m (vermelho) e 10m (verde)..... 78

Figura 81: Distorção octaédrica efetiva associada à cravação de uma estaca com 400 mm de diâmetro, com a ponta a 5 metros de profundidade num solo com rigidez $E=80$ MPa e velocidade de impacto V_0 igual a 2 m/s, obtida através da análise linear. 79

Figura 82: Distorção octaédrica efetiva associada à cravação de uma estaca com 400 mm de diâmetro, com a ponta a 5 metros de profundidade num solo com rigidez $E=80$ MPa e velocidade de impacto V_0 igual a 2 m/s, obtida através da análise linear equivalente.	79
Figura 83: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}).....	80
Figura 84: Norma da velocidade (m/s), para diversos instantes: análise linear (esquerda) e análise linear equivalente (direita).	82
Figura 85: Deslocamento radial em função do deslocamento vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros, para a análise linear (azul) e linear equivalente (Vermelho).....	82
Figura 86: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: 1 metro (a), 5 metros b) e 15 metros c), para a análise linear (azul) e linear equivalente (vermelho).	83
Figura 87: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros, para a análise linear (azul) e linear equivalente (vermelho).....	84
Figura 88: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para a análise linear (azul) e análise linear equivalente (vermelho).	84
Figura 89: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}) para solos com diferente rigidez: a) 35 MPa, b) 80 MPa e c) 143.4 MPa.....	85
Figura 90: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).	86
Figura 91: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).	87
Figura 92: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).	87
Figura 93: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}) para diferentes velocidades de impacto: a) 1 m/s, b) 2 m/s e c) 3m/s.	88
Figura 94: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).....	89
Figura 95: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).	90
Figura 96: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).....	90
Figura 97: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}) para diferentes profundidades de cravação: a) 2,5 m, b) 5 m e c) 10 m.	91

Figura 98: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para diferentes profundidades de cravação: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde). 92

Figura 99: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para diferentes profundidades de cravação: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde). 93

Figura 100: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para diferentes profundidades de cravação: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde). 93

Figura 101: Resultados experimentais (pontos) e numéricos da análise linear (azul) e linear equivalente (vermelho) 94

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1: Campo de validade dos modelos constitutivos em função da distorção [3].	7
Quadro 2: Coeficientes de amortecimento geométrico [3].	13
Quadro 3: Resumo de alguns modelos empíricos e respetivos parâmetros.	27
Quadro 4: Valores de referência para cravação de estacas por impacto para serem usados no modelo empírico proposto pela FTA [32].	28
Quadro 5: Características do caso reportado em solos de baixa rigidez (Uromeihy (1990)) [33].	28
Quadro 6: Características dos casos reportados em solos de rigidez elevada (Uromeihy (1990)) [33].	29
Quadro 7: Características dos casos reportados (Hiller e Crabb [34] (2000)).	31
Quadro 8: Características dos casos reportados (Lewis e Davie [35] (1993)).	33
Quadro 9: Características do caso reportado (Dungca <i>et al.</i> [36] (2016)).	34
Quadro 10: Características do caso reportado da estaca de betão (Nilsson [37] (1989)).	34
Quadro 11: Características dos casos reportados de perfis tubulares metálicos (Nilsson [37] (1989)).	35
Quadro 12: Características dos casos reportados de Lak Si e EGAT (Brenner e Chittikuladilok [38] (1975)).	36
Quadro 13: Valores de Velocidade Vertical de pico não corrigidos, v_0 [42].	40
Quadro 14: Fator Corretivo F_b associado ao tipo de edifício [42].	41
Quadro 15: Fatores corretivo F_m associado ao material de construção [42].	41
Quadro 16: Fator corretivo F_g associado ao tipo de fundação [42].	41
Quadro 17: Limites para velocidades de vibração de pico (mm/s) presentes na NP2704(2015) [43].	42
Quadro 18: Limites para velocidades de vibração de pico (mm/s) para vibrações transientes presentes na DIN 4510-3 (1999) (ao nível das fundações) [32].	42
Quadro 19: : Limites para velocidades horizontais a medir no topo do edifício (mm/s) para vibrações contínuas presentes na DIN 4510-3 (1999) [32].	42
Quadro 20: Limites para velocidades de vibração de pico (mm/s) presentes na norma suíça SN 640 312 [44].	43
Quadro 21: Limites impostos à PPV para controlo de dano em edifícios presentes no manual da FTA [31].	44
Quadro 22: Limites para velocidades de pico de vibração (mm/s) presentes na APP-137 [45].	44

Quadro 23: Funções forma, N_i , para um elemento finito triangular de 6 nós.....	53
Quadro 24: Pontos de Gauss e respetivas coordenadas utilizados na integração numérica.....	55
Quadro 25: Características adotadas para o conjunto solo-estaca (meio homogéneo).....	64
Quadro 26: Valores adotados para o modelo do martelo.	65
Quadro 27: Velocidades de impacto do pilão adotadas.....	65

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	–	Amplitude (m)
T	–	Período (s)
t	–	Tempo (s)
A_p	–	Área da secção transversal da estaca (m^2)
C_p	–	Velocidade de propagação das ondas P (m/s)
C_s	–	Velocidade de propagação das ondas S (m/s)
E	–	Módulo de elasticidade (MPa)
f	–	Frequência de vibração (Hz)
ω	–	Frequência angular (rad/s)
f_0	–	Ação estacionária da cravação de estacas por vibração (kN)
f_v	–	Ação vibratória da cravação de estacas por vibração (kN)
f_d	–	Força total de cravação (kN)
G	–	Módulo de distorção (Pa ou N/m ²)
G_0	–	Módulo de distorção inicial (Pa ou N/m ²)
G_{max}	–	Módulo de distorção máximo (Pa ou N/m ²)
G_{sec}	–	Módulo de distorção secante (Pa ou N/m ²)
h	–	Altura de queda do martelo (m)
m_a	–	Massa do conjunto capacete e colchão (kg)
m_r	–	Massa do pilão (kg)
k_c	–	Rigidez da mola (N/m)
c_c	–	Coeficiente de amortecimento
ρ	–	Massa volúmica (kg/m^3)
λ e μ	–	Constantes de Lamé
ξ	–	Coeficiente de amortecimento hysterético
σ'_m	–	Tensão médio de confinamento (kPa)
[B]	–	Matriz de deformação
[B*]	–	Matriz de deformação para região PML
[D]	–	Matriz de elasticidade
[J]	–	Matriz Jacobiana
[K]	–	Matriz de rigidez
[K*]	–	Matriz de rigidez para região PML

- [L] – Operador diferencial
- [L*] – Operador diferencial para região PML
- [M] – Matriz de massa
- [M*] – Matriz de massa para região PML
- [N] – Matriz das funções de forma
- FFT – Fast Fourier Transform
- MEF – Método dos Elementos Finitos
- PML – Perfect Matched Layers
- PTV – Princípio dos Trabalhos Virtuais
- IP – Índice de Plasticidade

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A utilização de estacas como elemento de fundações indiretas é uma técnica de construção milenar, tendo sido usada, por exemplo, pelo Império Romano. Podem destacar-se duas grandes razões que justifiquem a utilização de estacas: i) necessidade de construir em terrenos pouco competentes, onde fundações superficiais (sapatas e ensoleiramentos gerais) sejam inviáveis; ii) exigência excepcional dada a magnitude e/ou natureza das cargas transmitidas pela superestrutura às fundações, de tal forma que seria apenas possível executar as mesmas através fundações profundas (estacas).

É possível dividir-se as estacas em dois grandes grupos:

1. Estacas instaladas sem deslocamento do terreno;
2. Estacas instaladas com deslocamento do terreno.

Para as estacas do primeiro grupo (instalação sem deslocamento do terreno), o problema em estudo (propagação de vibrações) não se verifica, pois não ocorre transferência de energia dinâmica, em dimensão considerável, para o terreno.

Nas estacas do segundo grupo (instalação com deslocamento do terreno) a sua instalação consiste na transferência de energia através de um mecanismo de cravação para a estaca de forma a penetrar a mesma no terreno (ilustrado na Figura 1). O processo de transferência de energia é bastante complexo, ocorrendo do mecanismo de cravação para a estaca e de seguida da estaca para o solo, onde se propaga sob a forma de ondas. A isto, acresce o facto de existirem bastantes parâmetros que poderão influenciar estas perturbações: mecanismo de cravação, profundidade da ponta da estaca, heterogeneidades do maciço e tipo de estaca.

A necessidade de estudar estes fenómenos surge do facto de as vibrações poderem ser nocivas para estruturas que se encontrem nas vizinhanças do local de cravação, o qual está, muitas vezes, inserido num contexto urbano [1]. Surge desta forma a necessidade de estudar o processo que leva à geração e propagação destas vibrações, para que seja possível desenvolver ferramentas e métodos que permitam prever as mesmas e tomar as devidas precauções aquando do processo de cravação.



a)



b)

Figura 1: Processo de cravação de estaca: a) de betão; b) perfil metálico H.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho tem como principal objetivo o estudo numérico do fenómeno de geração e propagação de vibrações induzidas pela cravação de estacas. Deste modo, é conduzido um estudo paramétrico de forma a identificar as principais tendências face aos seguintes aspetos: rigidez do solo, energia de cravação e profundidade de cravação.

São também abordados modelos de previsão empíricos e o seu ajuste a resultados provenientes da monitorização de cravação de estacas. O resumo da bibliografia normativa que aborda estas perturbações é igualmente objetivo desta dissertação.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

Este documento encontra-se estruturado em 6 capítulos, iniciando-se com exposição do enquadramento e objetivos da dissertação.

No Capítulo 2 é apresentado, numa primeira fase, um resumo dos conceitos de propagação de ondas no solo, sendo, posteriormente, abordados os diferentes tipos de cravação de estacas e os seus aspetos técnicos. O capítulo termina com uma breve exposição sobre como a estaca interage com o maciço durante a cravação e a forma como a perturbação é transmitida ao mesmo.

A primeira parte do Capítulo 3 corresponde a uma compilação dos modelos de previsão empíricos de vibrações induzidas pela cravação de estacas de maior relevo. De seguida, estes são confrontados com vários resultados de medições experimentais, de forma a verificar a adequabilidade dos mesmos. Este capítulo encerra com uma compilação de normas e recomendações que propõem limites para o nível de vibração, de forma a salvaguardar a integridade estética e estrutural de edifícios ou o conforto dos utilizadores dos mesmos.

No Capítulo 4 procede-se à exposição do modelo numérico utilizado no presente trabalho. Inicialmente é abordado com detalhe o Método dos Elementos Finitos e as equações de equilíbrio em que este se baseia. É também abordada a metodologia empregue para o tratamento das fronteiras artificiais do domínio. O Capítulo culmina com a exposição do modelo adotado para o mecanismo de cravação e a forma como este se articula com a restante modelação numérica.

O Capítulo 5 é reservado para a apresentação dos resultados obtidos do estudo paramétrico realizado, de forma verificar a influência de vários parâmetros no nível de vibração observada à superfície do solo.

No último capítulo são reunidas as conclusões do trabalho realizado, bem como propostas para trabalhos futuros.

2

GERAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS**2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO**

As vibrações induzidas por cravação de estacas são resultado do processo de transferência de energia do equipamento de cravação (martelo) para a estaca, que, por sua vez transfere a energia para o maciço envolvente. Esta energia gerada através de um processo intenso e abrupto, propaga-se no solo sob a forma de ondas sísmicas, alcançando as construções existentes nas suas imediações [2].

Para facilitar o estudo desta problemática o problema pode ser decomposto em quatro processos sequenciais, ilustrados na Figura 2, sendo os primeiros três diretamente abordados ao longo do presente trabalho:

1. Aplicação de impacto e interação dinâmica martelo-estaca;
2. Interação dinâmica estaca-solo;
3. Propagação das ondas sísmicas ao longo do solo;
4. Resposta das estruturas vizinhas sob a forma de vibrações e ruído re-radiado.

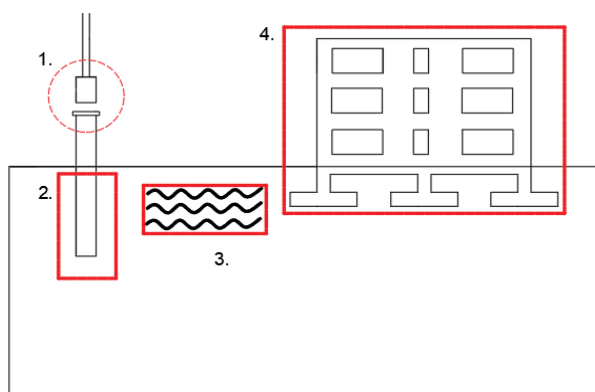


Figura 2: Esquema representativo das problemáticas associadas ao estudo de vibrações induzidas pela cravação de estacas.

Conforme se depreende da exposição anterior, a problemática em estudo é de enorme complexidade, envolvendo meios com propriedades e características muito distintas, com a agravante da existência de complexas interações dinâmicas entre estes meios. Deste modo é aconselhável uma exposição inicial dos principais conceitos associados à propagação de ondas sísmicas em maciços terrosos, a

sistematização dos diferentes processos de cravação de estacas e o processo de transmissão de energia da estaca para o maciço.

2.2 VIBRAÇÕES E MOVIMENTO VIBRATÓRIO

2.2.1 GENERALIDADES DE VIBRAÇÕES E MOVIMENTOS VIBRATÓRIOS

É possível definir vibração como todo o movimento que se repete com uma frequência associada em torno de uma posição de equilíbrio, sendo possível classificá-lo em termos de deslocamento (em relação à posição de equilíbrio), velocidade e aceleração. De modo geral podem ser considerados quatro tipos de movimentos vibratórios:

1. Harmónico ou sinusoidal;
2. Periódico;
3. Aleatório;
4. Transiente

O movimento harmónico ou sinusoidal pode ser representado através de uma função harmónica (Figura 3 a)):

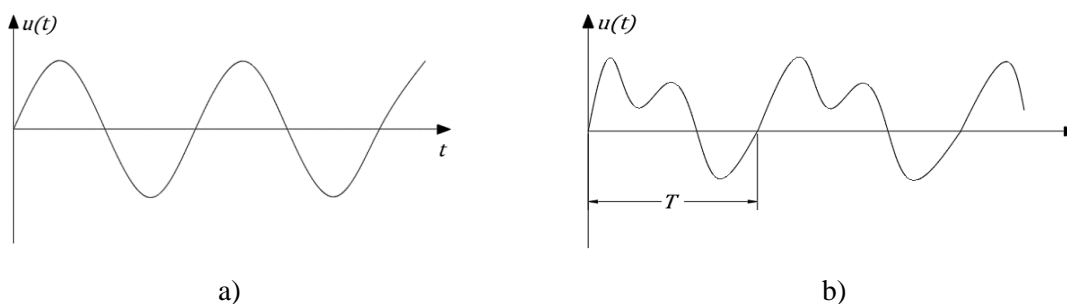


Figura 3:Tipologias de movimentos vibratórios: a) movimento Harmónico; b) movimento periódico.

Um movimento harmónico ou sinusoidal pode ser descrito através da Eq. 1:

$$u(t) = A \sin(\omega t + \varphi) \quad \text{Eq. 1}$$

em que u representa o deslocamento, t o tempo, A a amplitude de onda, ω a frequência angular e φ o ângulo de fase. O resultado da derivação da Eq. 1 uma vez em função do tempo corresponde à velocidade $v(t)$ (Eq. 2), enquanto a segunda derivada será a aceleração $a(t)$ (Eq. 3).

$$v(t) = \frac{du}{dt} = A\omega \cos(\omega t + \varphi) \quad \text{Eq. 2}$$

$$a(t) = \frac{d^2u}{dt^2} = -A\omega^2 \sin(\omega t + \varphi) \quad \text{Eq. 3}$$

O movimento periódico representa a repetição de um movimento vibratório em função de um período T (Figura 3 b)). Já o movimento aleatório representa um deslocamento sem qualquer padrão de repetição ao longo do tempo que possa ser reconhecido (Figura 4-a)). Por último, o movimento transiente é caracterizado pela tendência de diminuição da amplitude com o decorrer temporal (Figura 4-b)) [2].

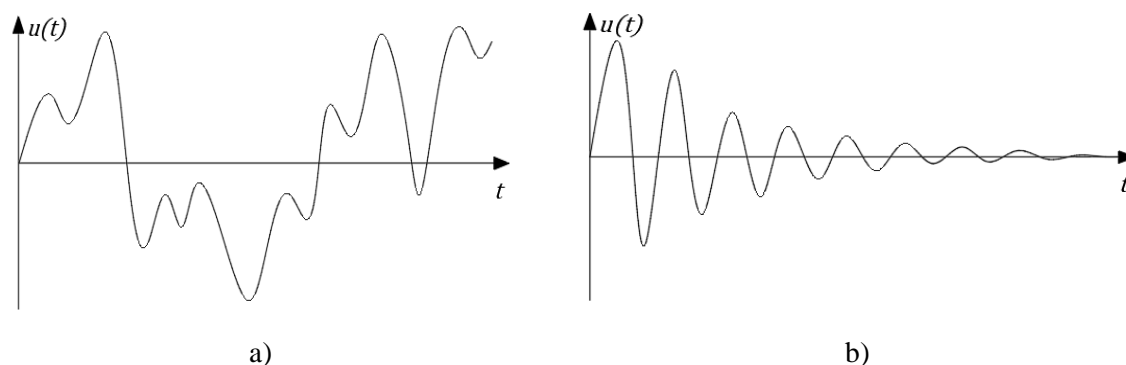


Figura 4: Tipologias de movimento vibratório: a) movimento Aleatório; b) movimento transiente.

2.3 MODELOS DE COMPORTAMENTO DO SOLO

A resolução analítica de problemas mecânicos exige que sejam adotados modelos constitutivos que representem a relação entre os estados de tensão e deformação dos materiais. A escolha do modelo está diretamente ligada ao nível de deformação expectável no problema [3]. Isto está bem patente na Quadro 1, onde se encontram resumidos vários modelos constitutivos de acordo com o nível de distorção verificada.

Quadro 1: Campo de validade dos modelos constitutivos em função da distorção [3].

Distorção, γ	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Fenómeno	Propagação de ondas, vibrações		Fissuras, assentamentos diferenciais		Escorregamento, compactação, liquefação	
Características mecânicas	Elásticas		Elastoplásticas		Rotura	
Efeito de ações repetidas				Sim	Sim	Sim
Efeito da frequência de solitação			Sim	Sim	Sim	Sim
Propriedades	Módulo de distorção, coeficiente de Poisson, amortecimento material				Ângulo de atrito e coesão	
Modelos de Simulação	Modelo (visco)elástico linear		Modelo visco elástico linear equivalente		Modelos cíclicos não lineares	

Face às vibrações induzidas pela cravação de estacas, nas imediações da mesma, o solo apresenta níveis de distorção elevados, condizentes com um comportamento plástico. Com o aumento da distância à estaca, o solo deverá exibir um comportamento não linear, ocorrendo algumas deformações permanentes (comportamento elastoplástico). Finalmente, numa zona mais afastada, poderá idealizar-se um comportamento elástico e linear [1, 4]. Massarsch [5] representa estas 3 zonas em função do nível de distorção, conforme ilustrado na Figura 5. Como se pode verificar, o modelo de comportamento do solo irá afetar a atenuação das vibrações em função da distância.

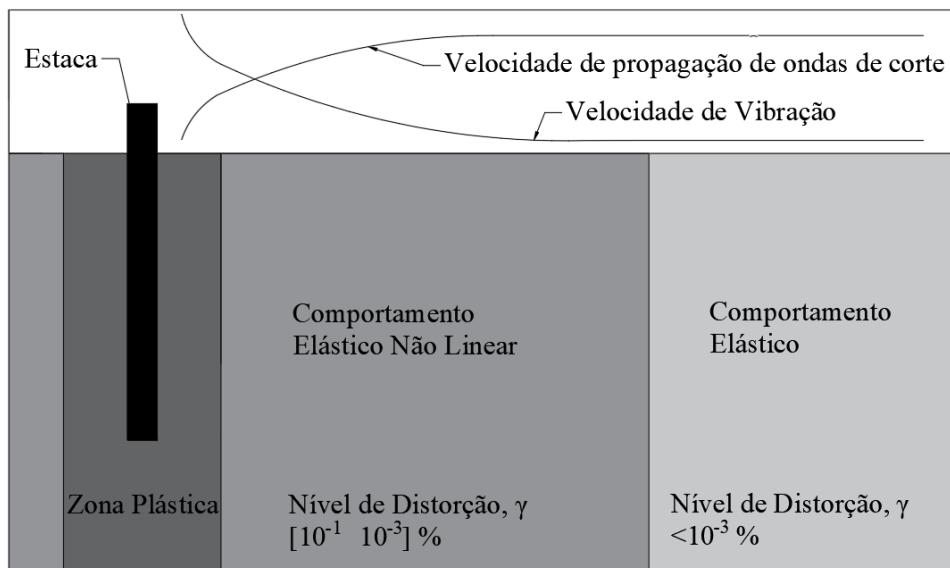


Figura 5: Comportamento do solo em função do afastamento da estaca (adaptado de [5]).

Desta forma a adoção de um modelo elástico linear poderá sobrestimar a resposta do maciço sujeito a ação dinâmica induzida pela cravação de estacas.

2.4 PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS EM MEIOS ELÁSTICOS

Num sólido, a ação de uma força que induza movimento de uma partícula, irá fazer com que esta provoque também o movimento das partículas adjacentes e assim em diante, resultando na formação de uma onda que se propaga ao longo do material. A propagação de ondas no meio consiste no transporte de energia sem que ocorra transporte material [2]. A propagação da onda ocorre devido à acumulação de energia potencial elástica e cinética na zona da perturbação, a qual induz deformação e movimento nas vizinhanças da mesma [6].

2.4.1 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS

Podem propagar-se pelo menos três tipos de ondas num meio elástico semi-indefinido quando solicitado dinamicamente: ondas P (primárias ou de compressão), ondas S (secundárias ou de corte) e ondas R (ondas de Rayleigh). Estes três tipos de ondas são distintos na sua forma (tipo de movimentos que provocam) e na sua velocidade de propagação.

As ondas P e S propagam-se de forma completamente desacoplada no interior do maciço (Figura 6 a)). No entanto, ao encontrarem uma fronteira existe transformação de ondas P em ondas S e vice-versa. Além disto, a interação destas ondas volúmicas na superfície do terreno faz com que se formem ondas superficiais de Rayleigh [3, 7] (Figura 6 b)), entre outras.

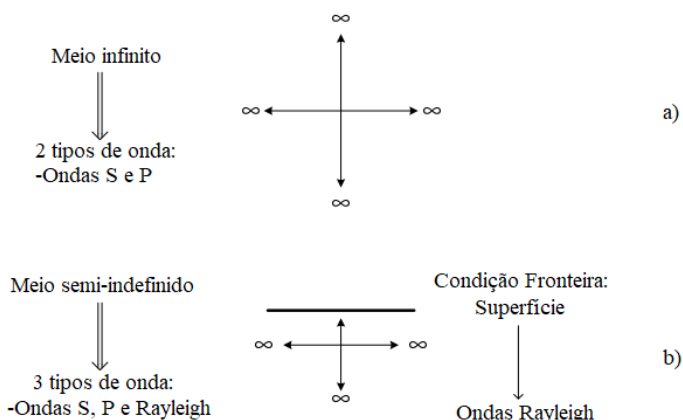


Figura 6: Propagação de ondas em meios elásticos: a) meio sem fronteiras; b) meio semi-indefinido (adaptado de [2]).

2.4.1.1 Ondas P ou Ondas de Compressão

As ondas P ou de compressão provocam movimento nas partículas na direção de propagação (ondas longitudinais), induzindo zonas de compressão e dilatação (conforme ilustrado na Figura 7), ou seja, causando deformações volumétricas no meio de propagação.

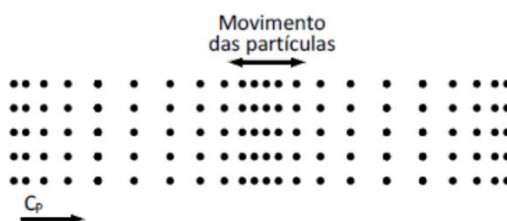


Figura 7: Movimento das partículas associado às ondas P [3].

A velocidade de propagação destas ondas, designada por C_p , poderá ser determinada através da Eq. 4.

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda^* + 2\mu}{\rho}} \quad \text{Eq. 4}$$

onde λ^* e μ correspondem às constantes de elasticidade de Lamé e ρ representa a massa volúmica do meio de propagação. Estas constantes são dependentes do módulo de elasticidade, E , e do coeficiente de Poisson, ν , do material, podendo ser calculadas através das Eq. 5 e Eq. 6.

$$\lambda^* = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \text{Eq. 5}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} = G \quad \text{Eq. 6}$$

2.4.1.2 Ondas S ou Ondas de Corte

As ondas S ou de corte provocam o movimento das partículas na direção perpendicular à direção de propagação (conforme ilustrado na Figura 8), ou seja, provocam deformações de corte no meio em que se propagam.

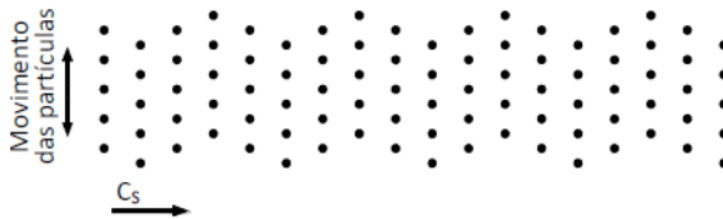


Figura 8: Movimento das partículas associado às ondas S [3].

Dada a natureza distorcional do movimento induzido por este tipo de ondas, o meio de propagação não regista variações volumétricas. A velocidade de propagação das ondas S, designada por C_S , pode ser calculada através da Eq. 7.

$$C_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad \text{Eq. 7}$$

As ondas S podem ser descritas como a soma de duas componentes vetoriais perpendiculares entre si: a componente no plano, S_V , e a componente ortogonal ao plano, S_H . Esta decomposição é ilustrada na Figura 9 [3].

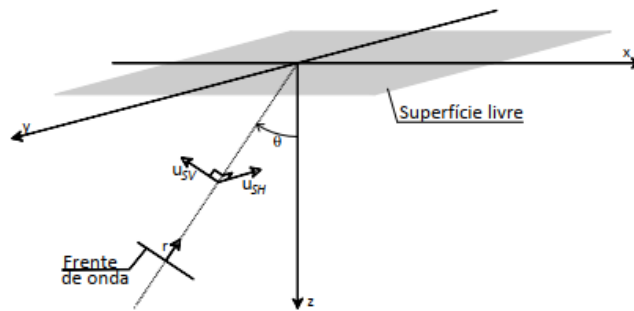


Figura 9: Esquematização das componentes horizontal e vertical das ondas S. [3]

2.4.1.3 Relação entre velocidades de propagação de ondas P e S

As expressões para as velocidades de propagação das ondas P e S (C_P e C_S , respetivamente) são função dos mesmos parâmetros do material: constantes de elasticidade de Lamé e massa volúmica. Desta forma, é possível relacionar as duas através da Eq. 8.

$$\frac{C_S}{C_P} = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2 - 2\nu}} \quad \text{Eq. 8}$$

É possível concluir-se que a relação entre as velocidades de propagação das ondas P e S depende apenas do coeficiente de Poisson do meio de propagação.

2.4.1.4 Ondas Rayleigh

As ondas Rayleigh correspondem a ondas superficiais, resultando da interação das ondas P e S (ondas volúmicas) com a superfície livre do meio. Estas ondas propagam-se apenas junto da superfície livre, verificando-se uma diminuição exponencial dos deslocamentos induzidos com o aumento da profundidade [2, 3]. A propagação das ondas de Rayleigh provoca deformações volumétricas e distorcionais, tal como ilustrado na Figura 10, dado serem resultado da interação das ondas P e S.

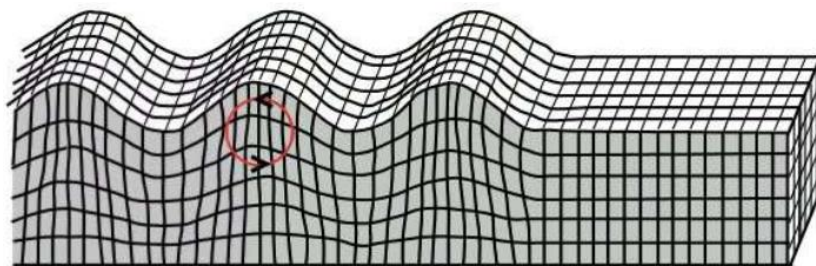


Figura 10: Movimentos induzidos por ondas de Rayleigh [3].

A velocidade de propagação de ondas de Rayleigh, C_R , em meios homogêneos pode ser estimada em função da velocidade de propagação das ondas S e do coeficiente de Poisson, através da seguinte expressão:

$$C_R \approx \frac{0.862 + 1.14\nu}{1 + \nu} C_S \quad \text{Eq. 9}$$

2.5 DISPERSÃO E AMORTECIMENTO

Com o avanço da propagação de uma onda no meio elástico, as suas propriedades são alteradas por via de dois fenómenos: dispersão e amortecimento. A dispersão consiste na alteração da configuração da onda à medida que esta se afasta do local de emissão, enquanto que o amortecimento consiste na atenuação da amplitude de onda com o afastamento à sua origem [3].

2.5.1 DISPERSÃO

Como referido anteriormente, as velocidades de propagação das ondas volúmicas dependem apenas das constantes de elasticidade de Lamé e da massa volúmica do meio elástico (ver Eq. 4 e Eq. 7). Desta forma, conclui-se que estas ondas são não dispersivas, visto não existir nenhuma relação com a frequência de excitação. O mesmo se sucede com as ondas de Rayleigh em maciços homogêneos, onde a sua velocidade de propagação é apenas função do coeficiente de Poisson e da velocidade de propagação das ondas S (ver Eq. 9), não existindo nenhuma relação ou dependência para com a frequência da solicitação [3].

Quando considerado um meio de propagação estratificado, as ondas de Rayleigh podem possuir carácter dispersivo, ou seja, apresentar dependência da sua velocidade de propagação com a frequência de excitação. Isto deve-se aos fenómenos de reflexão e refração das ondas volúmicas no interior do maciço, podendo levar a vibrações bastante distintas à superfície do terreno. Na Figura 11 são apresentados os deslocamentos à superfície para dois pontos, A e B, que se encontram a 10 e 20 metros, respetivamente, de um solicitação aplicada à superfície do terreno [3].

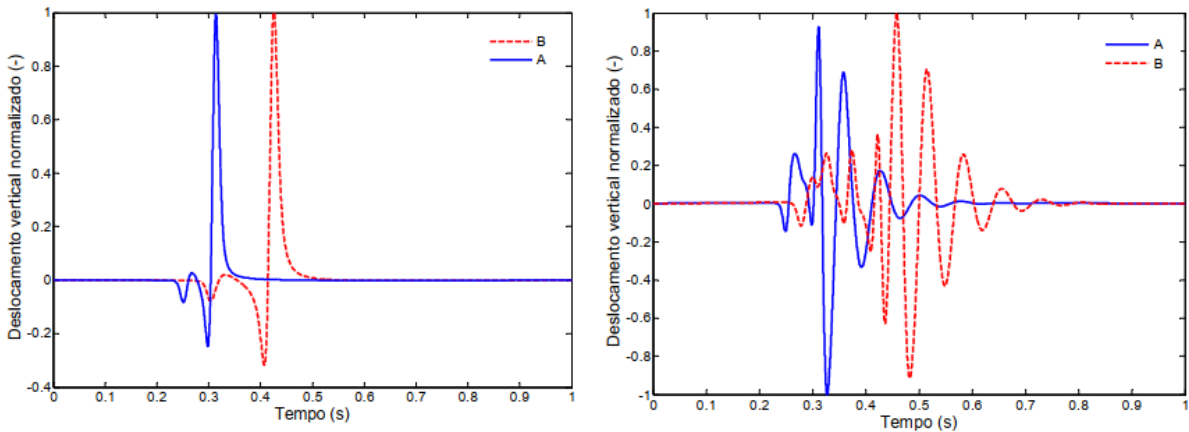


Figura 11: História temporal de deslocamentos verticais em dois pontos à superfície do maciços: a) Maciço homogéneo; b) Maciço estratificado [3].

Da análise da Figura 11, depreende-se que num meio homogéneo a configuração da onda mantém-se praticamente inalterada à medida que a distância à fonte de perturbação aumenta, enquanto que num meio estratificado, existe uma diferença considerável na configuração da onda [3].

2.5.2 AMORTECIMENTO

O fenómeno de amortecimento na propagação de uma onda consiste na diminuição da sua amplitude à medida que esta se afasta do local em que foi gerada. Podem-se considerar dois tipos de amortecimento: o geométrico e o material [3].

2.5.2.1 Amortecimento Geométrico

O amortecimento geométrico não está associado à saída de energia do sistema, mas sim ao espalhamento da energia por um volume de solo maior à medida que a onda se afasta do seu local de emissão.

A forma como a energia é difundida à medida que a onda se propaga está, naturalmente, relacionada com a morfologia da frente de onda [3, 8]. Esta última é dependente da natureza da solicitação aplicada ao meio elástico.

Considere-se os dois casos de estudo explorados por Lamb [9]: a aplicação de uma solicitação à superfície com carácter pontual e outra com desenvolvimento infinito (ou considerado infinito) [3].

A aplicação de uma carga de natureza pontual é um problema tridimensional, originando a propagação de ondas volúmicas com configuração esférica, como se pode observar na Figura 12 a). Uma vez que a quantidade de energia presente na frente de onda é constante à medida que esta se propaga, a amplitude dos deslocamentos induzidos por ondas volúmicas diminui na razão $1/r$ no interior do maciço e na razão de $1/r^2$ à superfície, onde r é a distância entre a fonte e o ponto de observação. As ondas superficiais (de Rayleigh) sofrem um amortecimento menor com razão $1/r^{0.5}$ conforme esquematizado na Figura 12 b) [3].

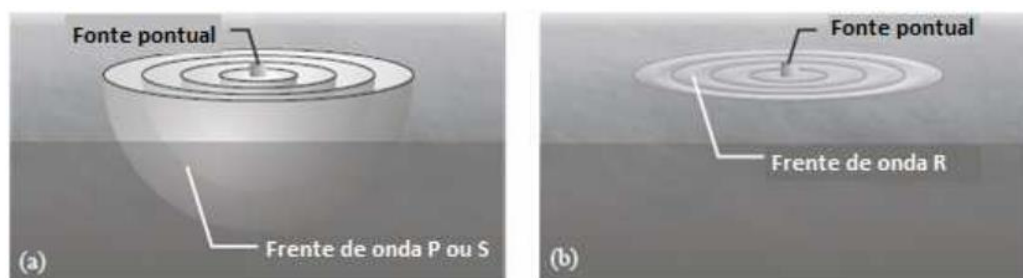


Figura 12: Configuração geométrica da frente de onda em maciços semi-indefinido e homogêneos: a) ondas volúmicas; b) ondas superficiais (adaptado de [10]).

O segundo caso, correspondente a uma solicitação linear de desenvolvimento infinito é um problema bidimensional, em que as ondas volúmicas se propagam com uma frente cilíndrica (em que o eixo longitudinal do cilindro é coincidente com a linha de aplicação da carga). A razão de diminuição da amplitude neste caso será de $1/r$. Para uma carga desta natureza, as ondas de Rayleigh não irão ter qualquer variação no volume de solo que afetam à medida que se afastam da gênese da perturbação, significando isto que não existe amortecimento geométrico para este caso específico, dado não se verificar espalhamento da energia da onda.

É possível relacionar a amplitude de vibração de dois pontos num meio elástico perfeito, tendo em conta o amortecimento geométrico, com a seguinte expressão:

$$A_2 = A_1 \left(\frac{r_1}{r_2} \right)^n \quad \text{Eq. 10}$$

em que A_1 e A_2 são as amplitudes para dois pontos a distâncias r_1 e r_2 da fonte, respetivamente, e n representa o coeficiente de amortecimento geométrico. Este último será então representativo da forma da frente de onda, adotando valores diferentes de acordo com o caso em questão [3, 11].

Quadro 2: Coeficientes de amortecimento geométrico [3].

Tipo de onda	Fonte	Localização do ponto de observação	n
Volúmica	Carga Pontual	Superfície	2
		Interior do maciço	1
	Carga Linear	Superfície	1
		Interior do maciço	0,5
Superficial	Carga Pontual	Superfície	0,5
	Carga Linear	Superfície	0

2.5.2.2 Amortecimento Material

O amortecimento material corresponde à dissipação energética que ocorre durante a propagação de uma onda sísmica. Esta saída de energia do sistema ainda não é compreendida na sua totalidade, mas é possível relacionar a mesma com comportamentos não lineares ao nível microscópico e a fenómenos ligados à fricção inter-partículas. Estes últimos fazem com que haja transformação de energia mecânica em energia térmica que será dissipada na forma de calor [3]. Através de resultados de ensaios laboratoriais cíclicos conclui-se que mesmo para deformações muito pequenas existe alguma dissipação

energética, desta forma deve-se ter em conta o efeito do amortecimento material quando se realiza uma modelação reológica do solo (onde são analisadas as relações tensão deformação do solo).

Existem vários modelos que visam representar o amortecimento material, destes destaca-se o modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt, esquematizado na Eq. 11. Este modelo consiste na associação de uma mola e um amortecedor em paralelo, onde a mola representa a parte elástica da deformação e o amortecedor a dissipação energética associada ao amortecimento material [3].

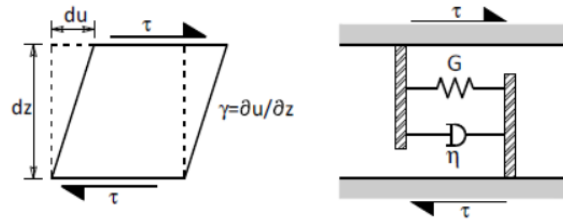


Figura 13: Modelo de Kelvin-Voigt [3].

O facto da mola e o amortecedor estarem associados em paralelo implica que a deformação sofrida por estes seja igual. Descrivendo, através do modelo de Kelvin-Voigt, o comportamento de um corpo solicitado por uma tensão de corte τ , têm-se que:

$$\tau = G * \gamma + \eta * \dot{\gamma} \quad \text{Eq. 11}$$

onde G corresponde ao módulo de distorção, γ à distorção e η ao coeficiente de viscosidade. Admitindo que a tanto a solicitação como a resposta do sistema da mesma são do tipo harmónico e tirando partido da notação complexa é possível representar a solicitação e a resposta do sistema através das Eq. 12 e Eq. 13, respetivamente [3].

$$\tau^*(t) = \tau_A * e^{i\omega t} \quad \text{Eq. 12}$$

$$\gamma^*(t) = \tau_A * e^{(i\omega t - \theta)} \quad \text{Eq. 13}$$

A diferença de fase entre a solicitação e a resposta é representada pelo ângulo de fase θ e ocorre devido à presença do amortecimento [3]. Substituindo as Eq. 12 e Eq. 13 na Eq. 11, têm-se a rigidez complexa do sistema:

$$G^* = \frac{\tau^*}{\gamma^*} = G + i\eta\omega \quad \text{Eq. 14}$$

que pode ser dividida em duas partes: a parte real e a imaginária. A primeira corresponderá à resposta elástica (G), e a última que irá representar o amortecimento do sistema ($i\eta\omega$).

Analisando a rigidez complexa do sistema, verifica-se que o amortecimento está dependente da frequência de excitação. Isto acontece com alguns materiais como elastómetros e fluídos. No entanto, para o solo, existe evidência experimental que o amortecimento se deve essencialmente por fenómenos de fricção ao nível do contacto interarticular. Será possível concluir que o amortecimento material no solo é de natureza histerética, isto é, o amortecimento não é dependente da frequência de excitação [3, 12].

A independência do amortecimento para com a frequência de excitação foi estudada por Hardin [12], que realizou vários ensaios experimentais. Estes permitiram concluir que o modelo de Kelvin-Voigt é capaz de representar o comportamento constitutivo do solo no domínio das pequenas deformações, desde que a viscosidade decresça de forma proporcional com a frequência. Desta forma, a parte

imaginária ($i\eta\omega$) da rigidez complexa do sistema torna-se constante [12]. Isto traduzir-se-á matematicamente através da introdução de parâmetros de rigidez complexos:

$$G^* = G + iG_i = G(1 + 2i\xi) \quad \text{Eq. 15}$$

onde ξ irá corresponder ao coeficiente de amortecimento hysterético do solo. Este será função do módulo de distorção do solo (G) e do coeficiente de viscosidade (η), podendo ser calculado através da Eq. 16.

$$\xi = \frac{\eta\omega}{2G} \quad \text{Eq. 16}$$

2.6 TÉCNICAS DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS

Na presente secção são abordadas as diferentes técnicas de cravação de estacas, bem como os fenómenos básicos dos mecanismos de cravação que lhes são afetos.

A cravação de estacas consiste na instalação das mesmas com deslocamento do terreno, existindo várias técnicas para tal efeito. De um modo geral, é possível dividir as técnicas de cravação de estacas em três grupos:

1. Cravação de estacas por impacto ou percussão;
2. Cravação de estacas por vibração;
3. Cravação de estacas quase-estática.

As vibrações induzidas pela cravação de estacas terão características diferentes consoante o tipo de técnica utilizada, dadas as diferenças na forma como a energia de cravação é transmitida à estaca [2, 13].

A cravação por impacto consiste na aplicação de um golpe na cabeça da estaca, causando a propagação de vibrações intensas e transientes. A cada golpe aplicado, as vibrações oriundas do golpe anterior já se terão esvanecido, justificando a sua classificação como transiente [13].

A técnica de cravação por vibração consiste na indução de movimento vibratório à própria estaca, que transmite perturbações de carácter contínuo e harmónico ao solo [13].

A cravação de estacas quase-estática não causa vibrações relevantes no solo. No entanto, esta técnica é dispendiosa (especialmente quando comparada com as duas anteriores). Desta forma, é apenas empregue em cenários muito exigentes (existência de estruturas muito sensíveis nas imediações) [13]. Esta técnica não será mais abordada no presente trabalho, uma vez que não induz perturbações consideráveis no solo dado a forma suave como a energia de cravação é transmitida ao solo.

2.6.1 CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR IMPACTO

A cravação de estacas por impacto é a técnica de cravação mais antiga. O equipamento de cravação, responsável pela aplicação do golpe na cabeça da estaca é designado por martelo.

É possível reduzir o equipamento de cravação de estacas por impacto aos seus componentes básicos: o pilão, capacete, colchão e coxim, ilustrados na Figura 14.

O pilão consiste numa massa que cai em queda-livre ou de modo acelerado sobre a estaca, sendo responsável pela aplicação do impacto. O capacete é colocado na cabeça estaca e tem como função distribuir de forma uniforme a força aplicada pelo golpe. A função do colchão é proteger as partes envolvidas no impacto. Normalmente, será colocado por cima do capacete. O coxim é encaixado entre a cabeça da estaca e o capacete, de forma a absorver parte da energia de repique [13, 14].

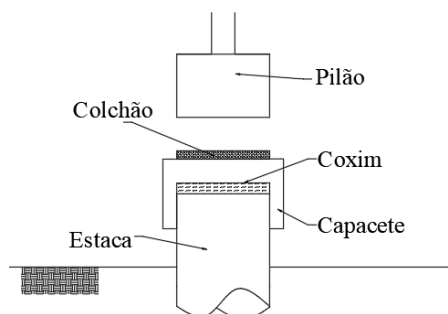


Figura 14: Componentes principais de um mecanismo de cravação de estacas por impacto.

Existem diferentes tipos de martelos, sendo os mais comuns os de queda-livre, os pneumáticos, a *diesel* e os hidráulicos [2, 13, 14].

Os martelos de queda livre são o tipo de martelo mais antigo. O seu funcionamento consiste na queda livre de uma massa (pilão) sobre a cabeça da estaca. O pilão está ligado a um cabo que, por sua vez, está ligado a um guindaste. Através de um sistema de roldanas, o guindaste eleva o pilão até à altura de queda pretendida. Este tipo de martelo tem uma eficiência baixa dada a resistência que o sistema de roldanas oferece na queda. Além disso, a frequência de golpes produzida é baixa [13, 14].

Os martelos a *diesel* consistem num cilindro que é instalado no topo da estaca. Dentro deste existe um pilão que se move na vertical. Na base do cilindro, enquanto que o pilão está levantado, é colocado combustível. De seguida o pilão é largado (Figura 15 a) e a certa altura irá causar pressurização na parte inferior do cilindro (Figura 15 b)). Isto levará ignição da mistura de combustível e ar aí presente. Esta combustão irá transferir energia para a cabeça da estaca e provocar o movimento ascendente do pilão (Figura 15 c)) por expansão dos gases de exaustão. Uma vez o pilão elevado, este inicia o processo novamente [2, 13-16]. Estes martelos são bastante ruidosos e produzem fumos poluentes, fazendo com que a sua utilização nem sempre seja possível.

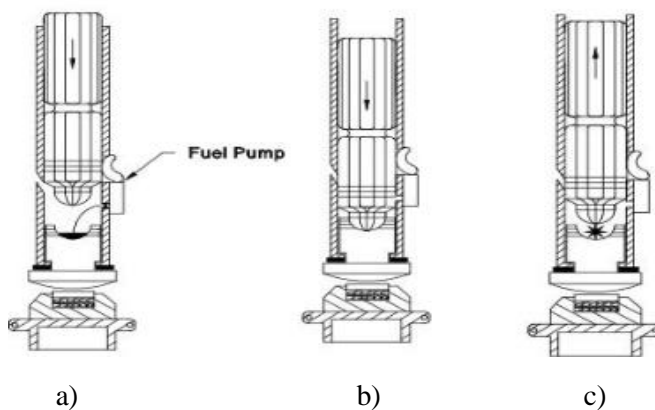


Figura 15: Funcionamento de um martelo a diesel:
a) descida do pilão; b) impacto; c) pressurização e subida do pilão [15].

Os martelos pneumáticos simples consistem num pilão ligado a um pistão que se encontra numa câmara (Figura 16). Esta última é pressurizada através da injeção de ar/vapor elevando o pistão e o pilão (Figura 16 a)). Quando o pilão está elevado, é aberta uma válvula que permite a saída dos gases e, conseqüentemente, a descida do pilão que ganha velocidade e atinge a estaca (Figura 16 b)) [13, 15].

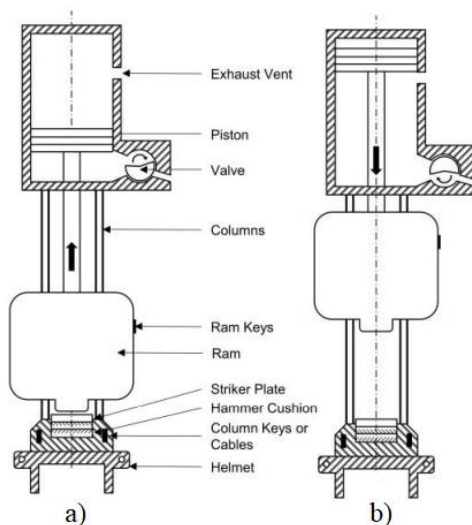


Figura 16: Funcionamento de um martelo pneumático simples:

a) pressurização da câmara e subida do pistão; b) alívio da pressão da câmara e descida do pistão [15].

Os martelos pneumáticos podem ser duplos (Figura 17). Isto quer dizer que a câmara consegue ser pressurizada também na sua parte superior, fazendo com o movimento descendente do pistão seja acelerado. Isto torna o processo mais rápido e permite velocidades de impacto do pilão superiores [13, 15].

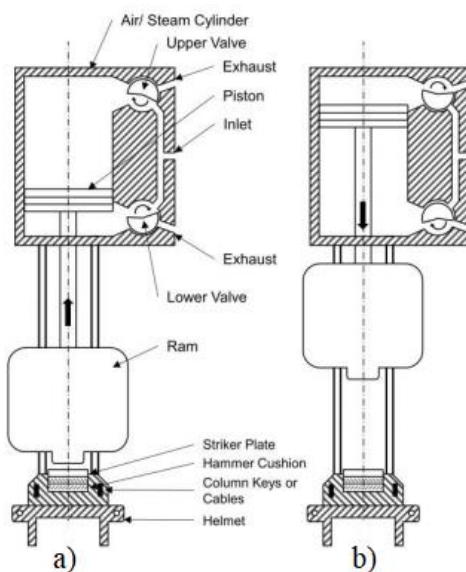


Figura 17: Martelo Pneumático duplo: a) pressurização da parte inferior da câmara; b) início do movimento descendente [15].

Os martelos hidráulicos simples utilizam sistemas hidráulicos para elevar o pilão. Os duplos têm sistemas que auxiliam a queda do pilão, tornando-a acelerada. A vantagem deste martelos é a versatilidade nos ajustes que permitem [13].

2.6.2 CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR VIBRAÇÃO

Esta técnica de cravação de estacas é bastante aliciante, dado o reduzido custo (exige poucos custos de operação) e salvaguarda da integridade das estacas. Esta técnica é utilizada em solos granulares e alguns solos coesivos (onde a sua utilização será com recursos a frequências baixas) [13, 17, 18].

A cravação ocorre devido a uma degradação do solo causada pelo movimento vibratório cíclico da estaca. Desta forma ocorre uma redução da rigidez e resistência do solo em torno da estaca, tornando possível a penetração da mesma.

É possível classificar os equipamentos de cravação de estacas por vibração em três classes, consoante a frequência em que operam:

- Vibradores de baixa frequência [5 a 10 Hz]: estes equipamentos são utilizados na cravação de estacas que encontrem resistência de ponta elevada (estacas de grande diâmetro ou de betão armado). Nestes casos é necessário gerar forças dinâmicas com amplitude elevada, que são apenas possíveis nesta gama de frequências [13];
- Vibradores de média frequência [10 a 30 Hz]: equipamentos com esta gama de frequências são utilizados na cravação de estacas de menores dimensões. Estes compõem a grande maioria dos equipamentos utilizados por esta técnica [13];
- Vibradores de alta frequência [>30 Hz]: estes dividem-se em dois grupos: equipamentos que operam numa gama de 30 a 40 Hz e 90 a 120 Hz. O primeiro grupo tem como principal vantagem a reduzida perturbação em edifícios (cuja frequência natural associada ao movimento por flexão das lajes é de cerca de 20 Hz). O segundo grupo é utilizado na extração de estacas, porque a sua gama de frequências induz a sua ressonância, facilitando este processo [13].

Os equipamentos vibratórios são compostos por três componentes principais: produção de energia, transmissão de energia e a unidade de vibração. A energia é produzida com recurso a um motor a *diesel* exterior ao corpo do vibrador. A unidade de transmissão de energia é responsável pela transmissão energética entre a produção de energia e o equipamento vibratório [13, 17, 18]. O vibrador, representado na Figura 18, é o dispositivo acoplado à estaca e responsável pela excitação da mesma. Este é constituído por três partes: sistema de grampos, massa estática e bloco de excitação [13, 17].

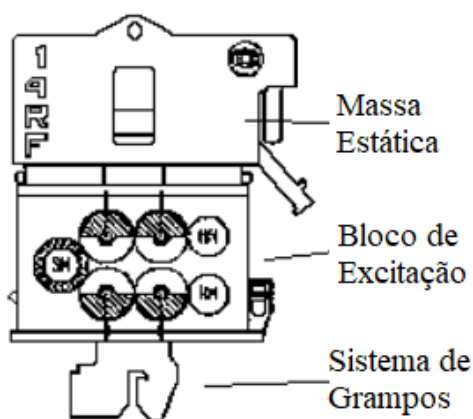


Figura 18: Componentes de um equipamento de vibração: vibrador suspenso (adaptado de [17]).

O sistema de grampos faz a ligação entre o vibrador e a estaca. Desta forma, é responsável pela transmissão da excitação a esta. Este sistema pode ter várias configurações, consoante a forma da secção transversal da estaca - Figura 19.

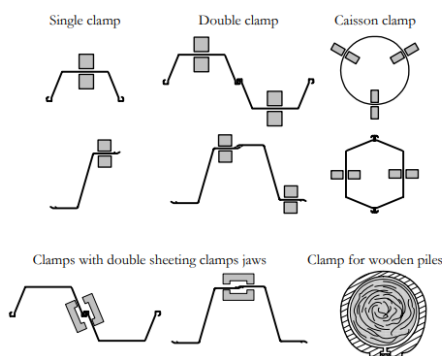


Figura 19: Configurações possíveis do sistema de grampos [17].

A massa estática é responsável pela sobrecarga estática aplicada na estaca (podendo ser considerada a parte não vibratória do sistema). Esta irá forçar a penetração da estaca, através da ação estática que aplica, quando a degradação da rigidez do solo se dá.

Por último, o bloco de excitação é o mecanismo responsável pela produção do movimento vibratório. A excitação harmónica é gerada através de motores que provocam a rotação de massas excêntricas. Estes motores existirão em pares, alinhados horizontalmente, a rodar com a mesma frequência e com sentido de rotação opostos. Desta forma, as componentes horizontais criadas pela rotação das massas excêntricas anular-se-ão.

2.6.2.1 Mecanismo de Excitação na Cravação por Vibração

É possível decompor a excitação provocada por estes equipamentos como a sobreposição de duas partes: a ação estática (associada à massa estática) e a ação dinâmica (causada pelo bloco de excitação).

A ação estática é caracterizada pela massa do sistema de vibração (f_0), sendo designada como estacionária por ser constante no tempo.

A ação dinâmica, f_v , descrita na Eq. 17, é função do tempo (t), momento excêntrico (m_e) e frequência angular (ω). O momento excêntrico é obtido através do produto da massa excêntrica pela distância entre o centro de rotação das massas e o centro de gravidade da massa.

$$f_v(t) = m_e \omega^2 \sin(\omega t) \tag{Eq. 17}$$

A ação total, f_d , será dada pela seguinte expressão:

$$f_d(t) = f_0 + \xi f_v(t) \tag{Eq. 18}$$

onde ξ é representativo da eficiência do bloco de excitação. Na Figura 20 é possível observar a ação total em função do tempo.

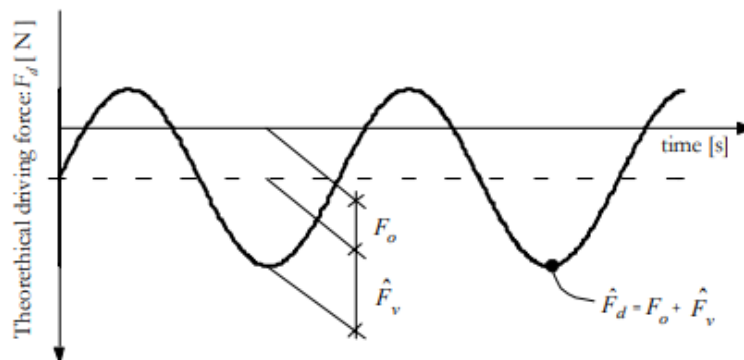


Figura 20: Função de carregamento teórico de dispositivo de cravação por vibração, em função do tempo [17].

2.7 MECANISMOS DE GERAÇÃO DE VIBRAÇÕES CAUSADAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR IMPACTO

2.7.1 GENERALIDADES

Na presente secção são expostos os processos responsáveis pelas vibrações induzidas pela cravação de estacas por impacto, mais concretamente, a transmissão de energia do martelo para a estaca, e, posteriormente, desta para o solo. É apenas abordada a cravação por impacto, pois a modelação numérica realizada neste trabalho apenas contempla esta técnica.

2.7.2 EMISSÃO DE ONDAS VOLÚMICAS

De forma a proceder à caracterização do processo de transferência de vibrações do martelo para a estaca, será necessário realizar uma pequena revisão de alguns conceitos introdutórios.

Na cravação de estacas por impacto, o impacto do martelo consiste na aplicação de uma força na cabeça da estaca. Esta origina uma onda de choque que se propaga ao longo da estaca, quando chega à ponta da mesma é refletida, propagando-se no sentido contrário. A resistência que o solo oferece à sua propagação é designada como resistência dinâmica [1].

Segundo Massarsch e Fellenius [1], a intensidade das vibrações está inevitavelmente relacionada com a resistência dinâmica mobilizada ao longo do fuste e na ponta da estaca, visto corresponder à energia transmitida ao solo. Estes autores sugerem o seguinte exemplo: imagine-se a cravação de uma estaca a um ritmo muitíssimo lento, como se de um ensaio de carga estática se tratasse. Neste cenário, poucas ou nenhuma vibrações se fariam sentir. Isto é explicado dada a oposição à penetração da estaca corresponder apenas à resistência estática.

No processo de cravação de estacas é possível considerar dois mecanismos distintos de emissão de ondas sísmicas: perturbações emitidas ao longo do fuste e pela ponta da estaca. Estas serão causadas pela resistência dinâmica mobilizada no fuste e na ponta, respetivamente.

O fuste emite ondas S polarizadas verticalmente que se propagam para fora da estaca. Apresentam uma frente de onda cónica, afinando com a profundidade, como se pode observar na Figura 21. A inclinação da frente tem pouca expressão, ao ponto de poder considerar-se cilíndrica. Desta forma é possível considerar que estas ondas irão propagar-se paralelamente à superfície do terreno e provocar distorções exclusivamente no plano vertical do solo [1, 8, 11].

Na ponta da estaca são emitidas ondas P e S que se propagam numa frente esférica. Estas propagam-se a partir da ponta da estaca, conforme igualmente esquematizado na Figura 21 [1, 8, 11].

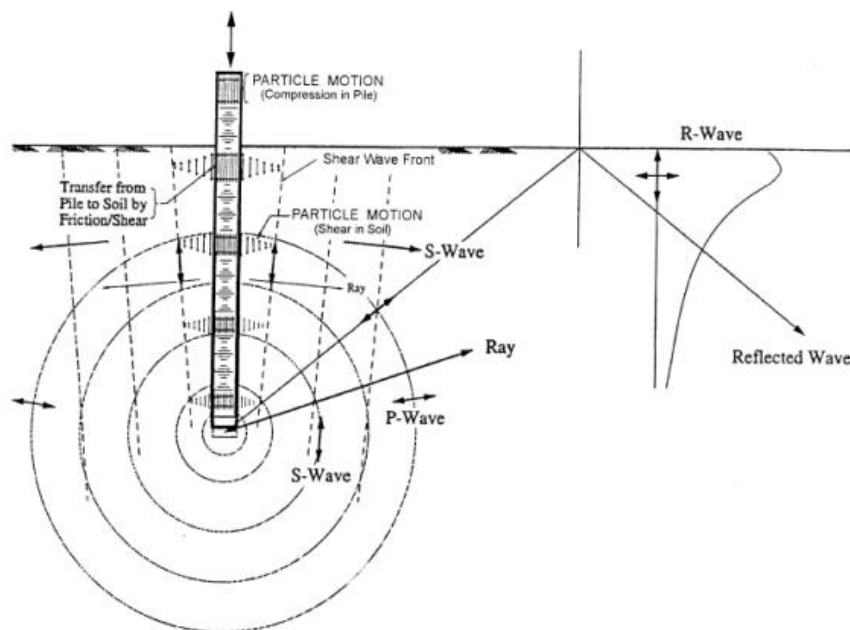


Figura 21: Esquematização dos mecanismos de geração de ondas no processo de cravação de estacas [11].

Estes padrões de emissão de ondas na cravação de estacas por impacto vão ao encontro dos resultados da monitorização da cravação de estacas prancha através do método de vibração apresentados por Deckner *et al.* [16], representados na Figura 22. Nesta figura, é visível o padrão das ondas de corte emitidas pelo fuste no ponto A. O padrão circular associado ao ponto B poderá ser explicado pela perturbação conjunta de ondas de corte emitidas pelo fuste e ondas esféricas emitidas pela ponta da estaca. Os resultados do ponto C serão correspondentes à emissão de ondas esféricas pela ponta da estaca. Este padrão permite concluir que as ondas P (de compressão) são dominantes, e que as ondas S têm pouca expressão (no ponto C).

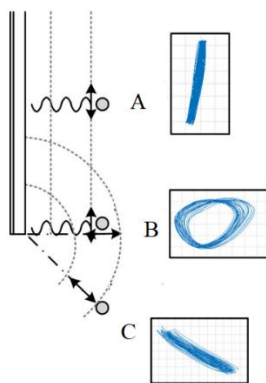


Figura 22: Evolução da direção dos vetores de velocidade para 3 pontos (adaptado de [16]).

2.7.3 SURGIMENTO DAS ONDAS SUPERFICIAIS

Como foi exposto anteriormente, a interação das ondas P e S à superfície origina ondas superficiais [3]. Dada a relevância deste assunto no nível de vibração verificado à superfície do maciço, serão expostas de seguida duas propostas analíticas para avaliar a que distância à estaca, aqui designada por d_{cri} , a partir da qual se verifica o surgimento destas ondas.

A primeira é apresentada por Dowding [19] e consiste na relação entre as velocidades de propagação das ondas P e Rayleigh, como se pode observar na Figura 23.

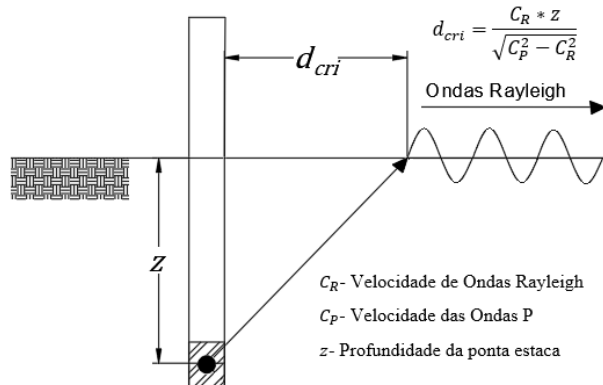


Figura 23: Distância da estaca a que se inicia a propagação de ondas de Rayleigh, proposta de Dowding (adaptado de [19]).

A segunda proposta provém de Massarsch e Fellenius [1] que propõe a definição de um ângulo crítico (θ_{cri}), conforme esquematizado na Figura 24. Este ângulo é função da relação entre as velocidades de propagação das ondas P e S.

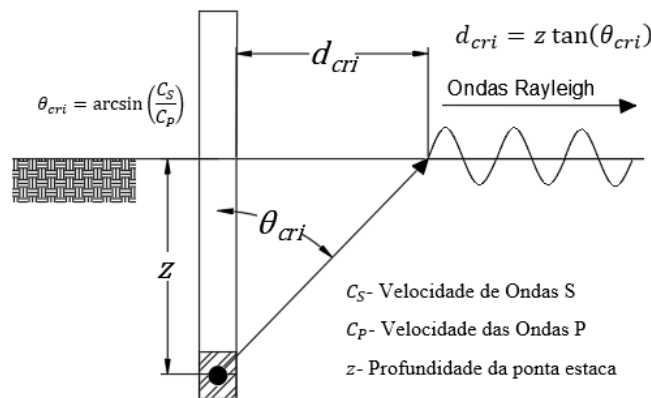


Figura 24: Distância da estaca a que se inicia a propagação de ondas de Rayleigh, proposta de Massarsch e Fellenius (adaptado de [1]).

Massarsch e Fellenius [1] sugerem através desta proposta que para solos granulares secos (com coeficiente de Poisson entre 0,2 a 0,25), a distância crítica seja aproximadamente metade da profundidade da ponta da estaca. Enquanto que para solos moles coesivos saturados (comportamento não drenado, implicando o coeficiente de Poisson próximo de 0,5), a distância crítica será próxima de zero [1], ou seja, geram-se ondas superficiais na proximidade da estaca.

De forma a comparar estas duas propostas, traçou-se a evolução do valor da distância crítica (d_{cri} , em função da profundidade de cravação para dois solos, designados por Solo 1 e 2, cujos parâmetros estão indicados abaixo:

- Solo 1: $\nu = 0,2$, $E = 80000 \text{ kPa}$ e $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$;
- Solo 2: $\nu = 0,49$, $E = 80000 \text{ kPa}$ e $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$.

Da análise da Figura 25 retira-se que para o solo 1 as propostas vão divergindo com a profundidade. Verifica-se que para um coeficiente de Poisson mais baixo (0,2) as distâncias críticas são bastante mais elevadas do que as verificadas no solo 2, que apresenta um coeficiente de Poisson elevado (0,49). Isto

pode ser explicado pelo facto de no solo 2 a velocidade de propagação das ondas P ser elevada (827,4 m/s) quando comparada com a verificada no solo 1 (210,8 m/s)., o que conduz à interação das ondas P e S, à superfície, numa zona mais próxima da estaca no solo 2.

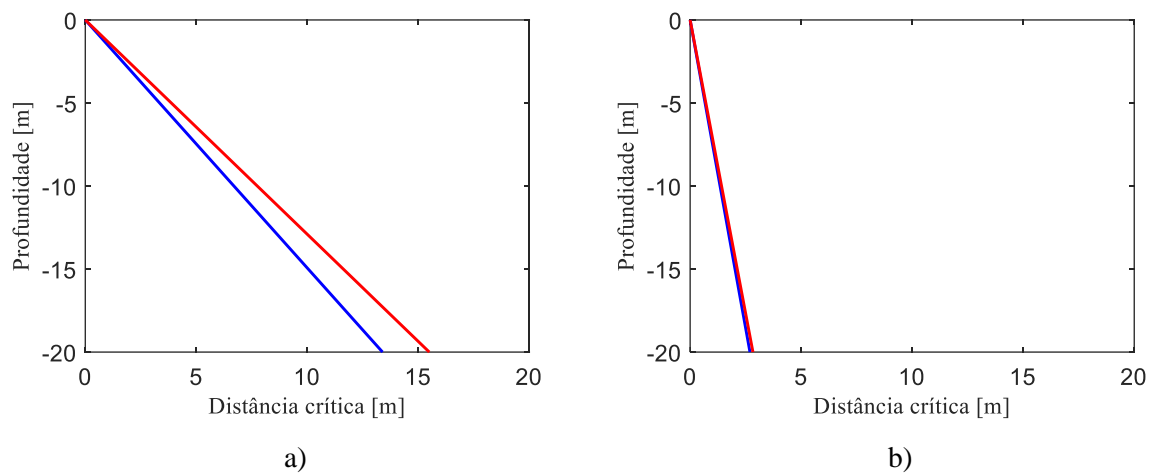


Figura 25: Distâncias críticas segundo a proposta de Dowding (azul) e Massarsch e Fellenius (vermelho) para: a) solo 1; b) solo 2.

3

METÓDOS DE PREVISÃO DE VIBRAÇÕES CAUSADAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS E LIMITES NORMATIVOS

3.1 INTRODUÇÃO

As vibrações induzidas pela cravação de estacas poderão ser prejudiciais às estruturas localizadas nas suas imediações. Ao contrário das perturbações de natureza estática, que podem ser avaliadas em termos de assentamentos ou assentamentos diferenciais, a avaliação das ações de natureza dinâmica apresenta complexidade superior. Nestas últimas, existem muitas grandezas que podem classificar o movimento vibratório. Chameau [20] verificou a existência de uma correlação entre o dano sofrido pelos edifícios e a velocidade de vibração que o solo experimenta, motivo pelo qual, a grandeza velocidade é comumente usada na classificação de vibrações [21, 22].

Para fins de Engenharia, o nível de vibração é usualmente caracterizado através da velocidade de vibração de pico (PPV, *Peak Particle Velocity*) [23]. No entanto esta definição é ambígua, podendo ser definida de várias formas, por exemplo: SRSS, velocidade de pico vertical ou velocidade instantânea de pico [2]. A metodologia de SRSS (*square root of sum of squares*) consiste na norma das velocidades máximas de cada uma das direções ortogonais x, y e z (Eq. 19). A velocidade de pico vertical corresponde à velocidade de pico nesta direção, e a velocidade instantânea de pico corresponde à resultante do instante em que a velocidade máxima foi registada (Eq. 20).

$$\text{SRSS} \quad v_{SRSS} = \sqrt{v_{x,max}^2 + v_{y,max}^2 + v_{z,max}^2} \quad \text{Eq. 19}$$

$$\text{Velocidade Instantânea de Pico} \quad v_{\max}(t) = \sqrt{v_{x(t)}^2 + v_{y(t)}^2 + v_{z(t)}^2} \quad \text{Eq. 20}$$

Além da velocidade de vibração de pico, poderá ser necessário completar a caracterização do movimento vibratório através da frequência dominante do mesmo, que é um parâmetro importante para questões que abordem os danos a edifícios. Esta poderá ser obtida através da caracterização do movimento no domínio da frequência, conforme se pode observar na Figura 26, onde a gama de frequências dominantes se encontra assinalada.

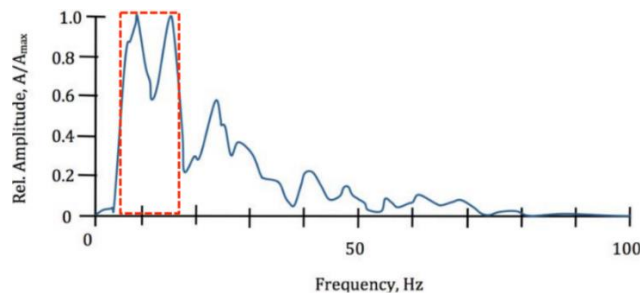


Figura 26: Movimento vibratório representado no domínio da frequência [1].

3.2 MODELOS EMPÍRICOS DE PREVISÃO

À semelhança de muitos outros problemas que envolvem fenómenos complexos, é comum estabelecerem-se modelos empíricos para a sua quantificação. Estes fornecem uma previsão inicial sobre o fenómeno que representam, permitindo uma avaliação expedita do problema. Isto verifica-se na avaliação de vibrações induzidas por atividades de construção, quer sejam elas associadas a explosões usadas em escavações, trabalhos de compactação ou cravação de estacas.

Os modelos empíricos que foram desenvolvidos no âmbito da cravação de estacas por impacto são derivados de outros associados a explosões para desmonte de maciços rochosos [24]. Este facto pode ser explicado pelas semelhanças das perturbações, nomeadamente no carácter transiente das vibrações [1, 2, 25].

Os modelos empíricos associados às vibrações induzidas por cravação de estacas têm evoluído ao longo dos tempos. No entanto, é seguro dizer-se que não existe um que seja totalmente consensual. A análise de medições do nível de vibração à superfície causadas por explosões permitiram que se verificasse uma forte dependência entre a energia libertada nas mesmas e o nível de vibração medido [26]. Este facto induziu o desenvolvimento de modelos baseados nesta relação.

Existe alguma dispersão nos modelos empíricos acerca de que grandeza se devem expressar os níveis de vibração. Cleary e Steward [25] apresentam várias propostas: a distância horizontal, H , ao local da cravação da estaca, a distância escalada (função da distância horizontal e energia de cravação: H/\sqrt{W}) e a distância, r , da ponta da estaca ao ponto de interesse à superfície. Cada uma destas propostas tem vantagens e desvantagens. No entanto é necessário destacar a distância escalada (correntemente usada no contexto da cravação de estacas), por permitir a comparação de resultados com *inputs* energéticos distintos, e a distância à ponta da estaca por ser possível a inclusão do efeito da profundidade da ponta da estaca.

Um dos modelos mais importantes, que esteve inclusive na génese de outros, é o proposto por Attwell e Farmer (1973) [27], expresso na Eq. 21:

$$v = k \left(\frac{\sqrt{W_0}}{r} \right)^x \quad \text{Eq. 21}$$

onde v é velocidade de vibração de pico (PPV), k é uma constante de proporcionalidade (obtida empiricamente), x é um parâmetro de atenuação associado ao solo (também obtido de forma empírica), W_0 a energia aplicada pelo martelo e r a distância à estaca. Nesse mesmo trabalho, Attwell e Farmer concluem que o amortecimento material das vibrações é bastante reduzido quando comparado com o geométrico, propondo que o primeiro possa ser negligenciado para fins práticos de engenharia [2]. Estes

autores sugerem a Eq. 22, afirmando que esta se correlacionava bem com resultados de medições obtidas pelos mesmos.

$$v = \frac{\sqrt{W}}{r} \tag{Eq. 22}$$

Repare-se que a última expressão é nada mais que a Eq. 21 com os valores de k e x iguais à unidade. No entanto, Attwell e Farmer sugerem que para a obtenção de valores conservativos se adote um valor de k igual a 1.5.

A partir do modelo empírico proposto por Attwell e Farmer surgem inúmeras interpretações com propostas para os parâmetros k e x (Eq. 21), baseadas em resultados experimentais. Alguns destes foram compilados por Deckner [2]:

Quadro 3: Resumo de alguns modelos empíricos e respectivos parâmetros.

Autores	Parâmetros		Grandeza estimada
	x	k	
Attwell e Farmer (1973) [27]	1,00	1,5	PPV
Whyley e Sarsby (1992) [28]	1,00	0,25 (solo mole ou solto)	PPV
		0,75 (solo rijo ou medianamente denso)	
		1,50 (solo muito rijo ou denso)	
Hiller e Crabb (1998) [29]	1,30 (a ser aplicado apenas à distância r)	1,0 (solos coesivos moles, granulares soltos e solos orgânicos)	PPV
		1,50 (solos coesivos rijos ou medianamente denso, aterros compactos)	
		3,00 (solos coesivos muito rijos, granulares densos, formações rochosas)	
		5,00 (estacas cravadas até à nega)	
ArcelorMittal (2008) [30]	1,00	0,50 (solos coesivos moles, granulares soltos e solos orgânicos)	PPV
		0,75 (solos coesivos rijos ou medianamente denso, aterros compactos)	
		1,00 (solos coesivos muito rijos, granulares densos, formações rochosas)	
Massarsch e Fellenius (2015) [23]	1,00	$k = \frac{436}{Z_p}$ (Função da impedância da estaca, Z_p) (Nota: a distância r é à ponta da estaca)	PPV vertical

O conceito de impedância, necessário para a aplicação do modelo proposto por Massarsch e Fellenius, consiste no rácio entre a força aplicada e a velocidade resultante da sua aplicação. Esta é função da

massa volúmica da estaca (ρ), da velocidade de propagação de ondas P na estaca (c_p) e área da secção transversal da estaca (A_p), conforme traduzido pela Eq. 23.

$$Z_p = c_p \rho A_p = \frac{EA_p}{c_p} \tag{Eq. 23}$$

Existem também alguns modelos empíricos baseados na Eq. 24, proposta por Woods [8]:

$$V = V_0 \left(\frac{D_0}{D} \right)^x \tag{Eq. 24}$$

onde V corresponde à velocidade de pico (PPV) a uma distância D da local de cravação; V_0 é a velocidade de pico de referência (PPV_{ref} baseada no resultado de medições) a uma distância D_0 da fonte; x é o parâmetro associado ao amortecimento do solo.

A *Federal Transit Administration* (FTA) [31], no documento *Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual* propõe a utilização da Eq. 24 com x igual a 1.5. Apresentando também a velocidade de pico de referência (PPV_{ref}) e respetiva distância (D_{ref}) para valores típicos e um de limite superior (conservativo), apresentados na Quadro 4

Quadro 4: Valores de referência para cravação de estacas por impacto para serem usados no modelo empírico proposto pela FTA [32].

	PPV_{ref} (mm/s)	D_{ref} (m)
Limite superior	38,60	7,60
Valor típico	16,36	7,60

3.3 SISTEMATIZAÇÃO DE CASOS DE ESTUDO QUE ENVOLVEM A MEDIÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS

3.3.1 GENERALIDADES

Na presente secção irão ser expostos vários casos experimentais, recolhidos a partir da bibliografia existente, efetuando-se a sua comparação com os resultados vaticinados pelos modelos empíricos expostos anteriormente.

3.3.2 RESULTADOS APRESENTADOS POR UROMEIHY [33] (1990)

O primeiro caso prático analisado corresponde ao reportado por Ali Uromeihy no Reino Unido [33], onde foram monitorizadas várias atividades de construção. As medições foram realizadas em vários locais com solos distintos. Seleccionaram-se resultados correspondentes à cravação de estacas numa marga mole, num cascalho denso, numa areia densa e em argila glaciada dura.

O primeiro caso corresponde à cravação na marga mole, adotando a nomenclatura da bibliografia, estaca NDH. As características do caso reportado encontram-se resumidas na Quadro 5.

Quadro 5: Características do caso reportado em solos de baixa rigidez (Uromeihy (1990)) [33].

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
NDH	Perfil metálico H305 x 305	2, 5, 9, 14, 18 m	Marga mole	29430 J

Utilizaram-se os coeficientes k para solos moles (indicados na Quadro 3), dado a descrição do solo. Na Figura 27, é possível verificar que os modelos de previsão empíricos majoram, regra geral, os resultados das medições.

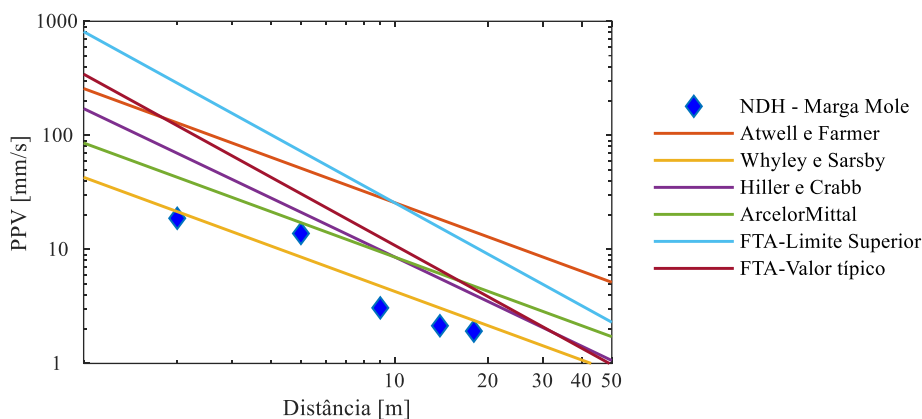


Figura 27: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca NDH e previsão através de modelos empíricos.

De forma a comparar as fórmulas empíricas com resultados que dizem respeito a cravação em solos rijos/densos foram escolhidos 4 perfis (adotando a nomenclatura original: KGL, ANS, BLH e BHH). As características dos casos reportados estão resumidas na Quadro 6:

Quadro 6: Características dos casos reportados em solos de rigidez elevada (Uromeihy (1990)) [33].

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
KGL	Perfil metálico H305 x 305	4, 7, 11, 15 e 20 m	Cascalho denso	23544 J
ANS	Estaca Prancha: Larssen (16W)	2, 5, 8, 12 e 18 m	Areia densa	68670 J
BLH	Perfil metálico H356 x 368	2, 5, 8, 15 e 20 m	Argila glacial rija	29430 J
BHH	Perfil metálico H356 x 368	2, 4, 9, 15 e 20 m	Argila glacial rija	29430 J

Nas Figura 28 a 29, é possível depreender que os modelos empíricos ultrapassam as medições nas zonas mais próximas das estacas. Com o aumento da distância radial, os resultados experimentais ultrapassam as previsões de velocidade de pico preconizadas pelos modelos empíricos. Estes últimos, não estão a representar corretamente a atenuação de PPV.

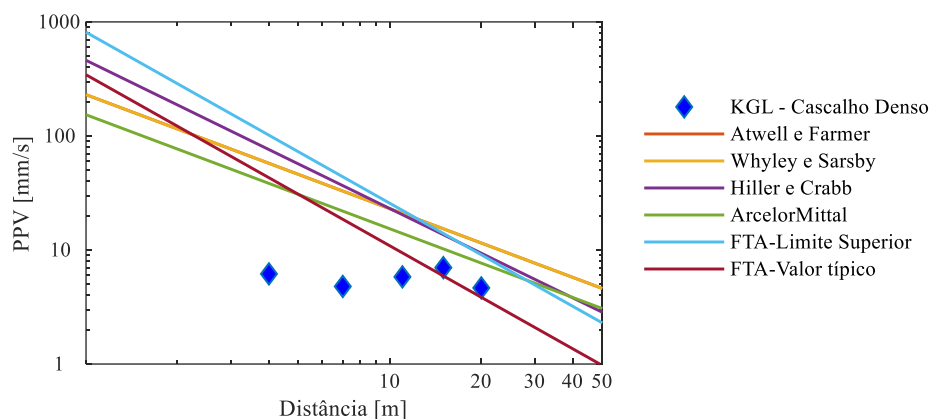


Figura 28: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca KGL e previsão através de modelos empíricos.

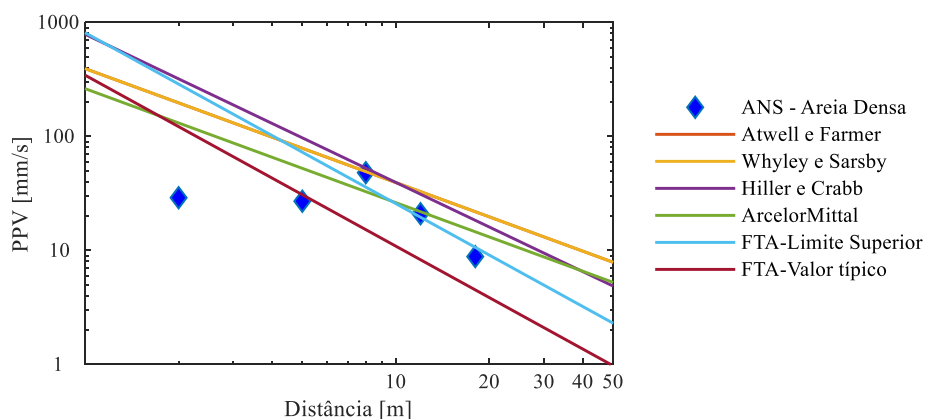


Figura 29: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca ANS e previsão através de modelos empíricos.

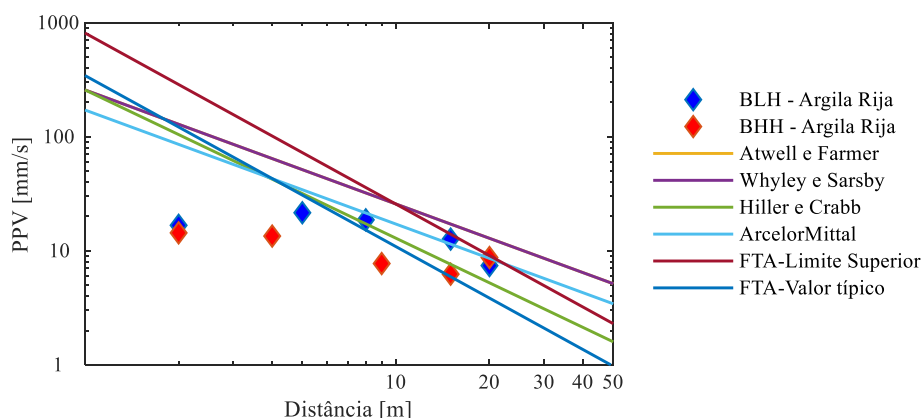


Figura 30: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação das estacas BLH e BHH, e previsão através de modelos empíricos.

3.3.3 RESULTADOS APRESENTADOS POR HILLER E CRABB [34] (2000)

Hiller e Crabb [34] realizaram uma série de medições no Reino Unido onde analisaram o nível de vibração induzido pela cravação de estacas. Apresentam-se os resultados (mantendo a nomenclatura

original) da cravação em dois locais: M66 e A47. As características dos casos reportados encontram-se resumidas na Quadro 7:

Quadro 7: Características dos casos reportados (Hiller e Crabb [34] (2000)).

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
M66	Estaca Prancha: Larssen (16W)	8, 11.5, 40, 55 e 75 m	Areia argilosa rija	24520 J
A47	Perfil metálico H305x305	1, 2, 3, 4.5, 8, 20, 30, 40 e 100 m	0-2m argila siltosa	24520 J
			2-14m-areia solta	
			14-17m-areia muito densa	
			17-30m-areia siltosa muito rija	

Na análise do caso da estaca M66, os modelos empíricos foram aplicados com coeficientes k correspondentes a solos rijos. Na Figura 31 pode-se observar que os modelos de Hiller e Crabb e o valor típico proposto pelo FTA se ajustam bem às medições.

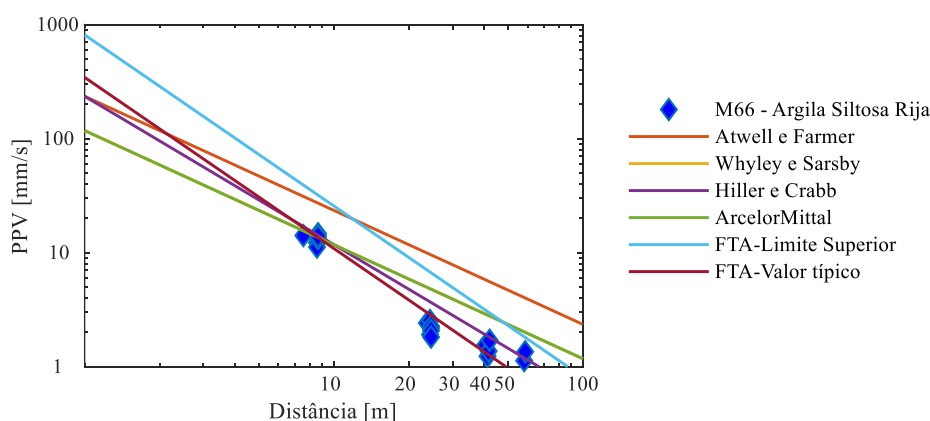


Figura 31: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no local M66 e previsão através de modelos empíricos.

A análise e comparação com os modelos de previsão empíricos no local de cravação A47 é mais complicada, pois no perfil geotécnico existem estratos que correspondem areia solta (profundidade de 2 a 14 metros), areia muito densa (14 a 17 metros de profundidade) e argila siltosa muito rija (17 a 30 metros de profundidade).

Optou-se por dividir os resultados em dois grupos: um primeiro que envolve os resultados até aos 15 metros (quando a ponta da estaca estaria no estrato de areia solta) e os resultados em que a profundidade de cravação ultrapassa os 15 metros (que irá corresponder a resultados em que a ponta da estaca estaria nos estratos de areia muito densa e argila siltosa muito rija). No primeiro grupo são adotados os modelos de previsão empíricos correspondentes a um solo mole/solto e, no segundo, a uma argila dura. Esta divisão dos resultados parte do princípio de que as ondas esféricas emitidas na ponta da estaca são predominantemente responsáveis pelas perturbações à superfície, e que a existência de estratos mais rígidos nas proximidades da ponta da estaca não tem influência nos resultados.

Como se pode deprender da Figura 32, à exceção do modelo de Atwell e Farmer e do limite superior proposto pelo FTA, a previsão dos modelos empíricos é ultrapassada pelas medições nas zonas mais afastadas da estaca. Na Figura 33, à exceção do modelo proposto por Whyley e Sarsby, para distâncias superiores a 20 metros as medições ultrapassam as previsões. Isto poderá ser explicado por uma representação errática da atenuação das vibrações por parte dos modelos de previsão. No entanto, é necessário realçar que a presença de estratos mais rígidos a partir dos 14 metros de profundidade poderá também exercer alguma influência, podendo a sua presença causar um aumento da rigidez dinâmica do solo.

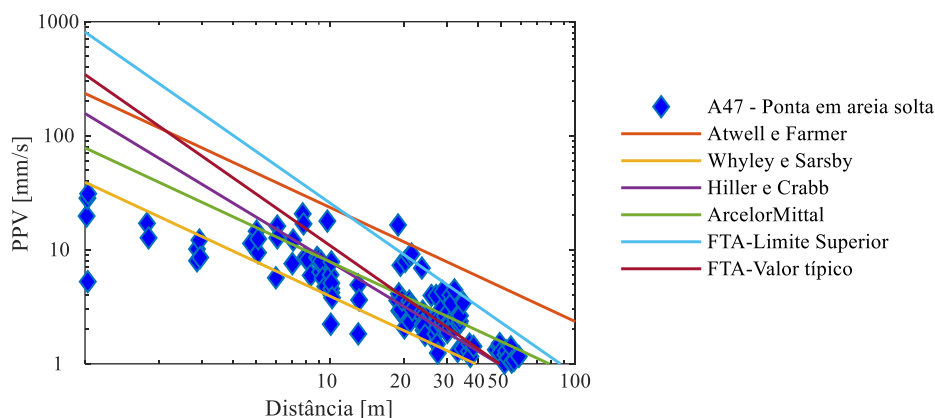


Figura 32: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no local A47 com profundidade de cravação inferior a 14 metros e previsão através de modelos empíricos.

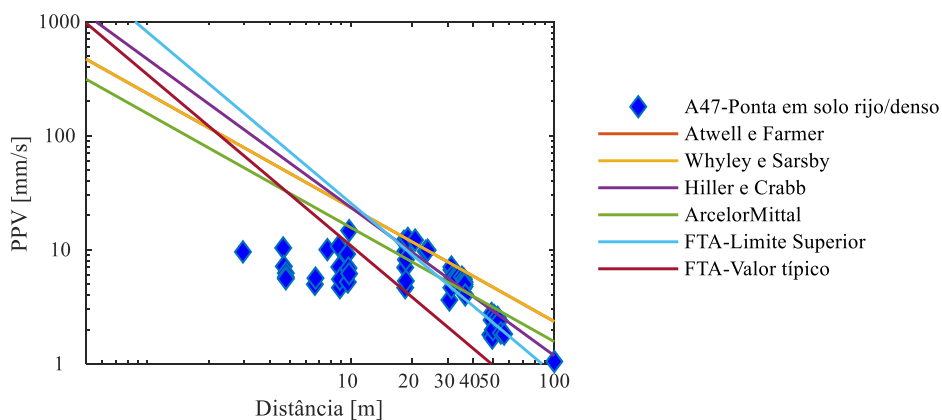


Figura 33: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no local A47 com profundidade de cravação superior a 14 metros e previsão através de modelos empíricos.

3.3.4 RESULTADOS APRESENTADOS POR LEWIS E DAVIE [35] (1993)

Lewis e Davie [35] realizaram medições em diferentes locais de cravação de estacas nos Estados Unidos da América. No presente trabalho apresentam-se as medições de duas estacas nos campos experimentais designados por *Site 1* e *Site 6*. As características dos casos reportados encontram-se na Quadro 8. De acordo com as descrições fornecidas sobre o solo, para o *Site 1* e *Site 6* foram considerados parâmetros k correspondentes a um solo denso.

Quadro 8: Características dos casos reportados (Lewis e Davie [35] (1993)).

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
Site 1	Estaca de betão (36x36 cm)	Sem locais fixos de medição	Areia solta a densa	54232 J
Site 6	Perfil metálico H14x117		Areia medianamente densa a densa	26438 J

Na Figura 34 e 35 é possível verificar que os modelos empíricos majoram as medições correspondentes ao Site 1 e Site 6.

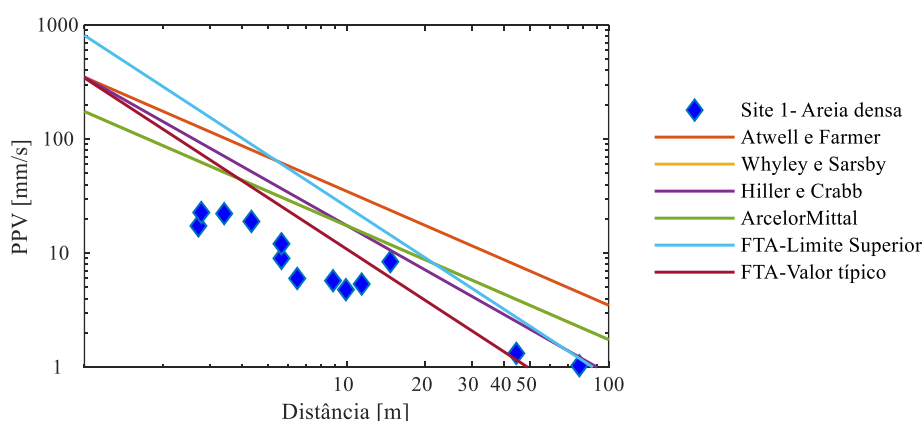


Figura 34: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no Site 1 e previsão através de modelos empíricos.

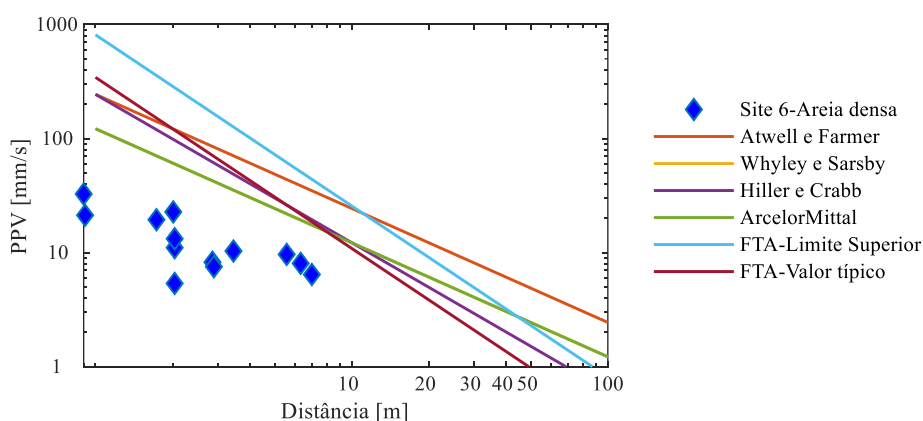


Figura 35: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no Site 6 e previsão através de modelos empíricos.

3.3.5 RESULTADOS APRESENTADOS POR DUNGCA ET AL. [36] (2016)

Dungca *et al.* [36] monitorizaram a cravação de estacas nas Filipinas. Os autores compilaram os resultados da cravação de uma estaca de betão (designada por Site A, por causa do seu local de cravação), cujas características básicas se encontram resumidas na Quadro 9. Para a aplicação dos modelos empíricos admitiu-se que o solo (dada a falta de informação) seria rijo/denso.

Quadro 9: Características do caso reportado (Dungca *et al.* [36] (2016)).

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
Site A	Estaca de betão (450x450 mm)	3, 15 e 30 metros	Depósitos alternados de areia e silte, variando densidades	69651 J

Analisando a Figura 36 é possível concluir-se os modelos de previsão empíricos, à exceção do proposto por ArcelorMittal e FTA (valor típico), majoram a totalidade dos resultados experimentais. Para distâncias maiores à estaca, as duas retas de previsão da FTA são ultrapassadas pelas medições, enquanto que os restantes modelos representam os limites superiores destas (a 15 metros) e majoram as medições (a 30 metros).

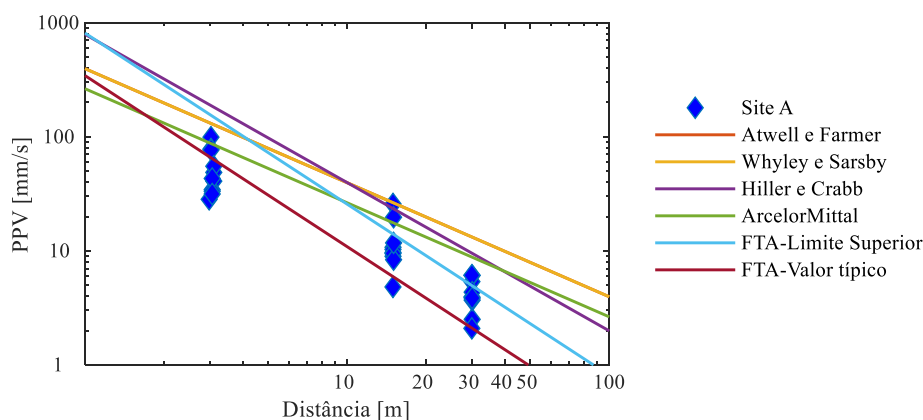


Figura 36: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca no Site A e previsão através de modelos empíricos.

3.3.6 RESULTADOS APRESENTADOS POR NILSSON [37] (1989)

São agora analisados os resultados de medições realizadas por Nilsson [37] na cravação de estacas no sul da Suécia em 1989. Durante a campanha experimental realizada, apenas a componente vertical da velocidade foi registada. Por se considerar esta componente a mais significativa, procedeu-se à comparação da mesma face aos resultados obtidos pelos modelos empíricos presentes na Quadro 3 (é de notar que estes modelos foram elaborados para ter em conta a combinação das três componentes ortogonais da grandeza velocidade. Foram ensaiados 2 tipos de estacas, estacas de betão e estacas de aço tubulares.

As estacas de betão tinham uma secção transversal quadrada com 270mm de lado apresentando uma impedância de 710 kNs/m.

Quadro 10: Características do caso reportado da estaca de betão (Nilsson [37] (1989)).

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
Estaca 11	Estaca de Betão (270x270mm)	10, 20 e 40 metros	Aterro com espessura de 3 m; Camada de argila com 12 m de espessura;	19620 J

Areia e cascalho, densos;

Para aplicação dos modelos empíricos adotou-se o valor da constante k correspondente a um solo rijo/denso (ver Quadro 3). Analisando a Figura 37, é possível verificar que os modelos empíricos majoram o resultado das medições a 10 e 20 metros da estaca. No entanto a 40 metros da estaca os níveis de vibração medidos acabam por ser mais elevados que os valores típicos propostos pelo FTA [31] e que o modelo empírico proposto por Massarsch e Fellenius (ver Quadro 3).

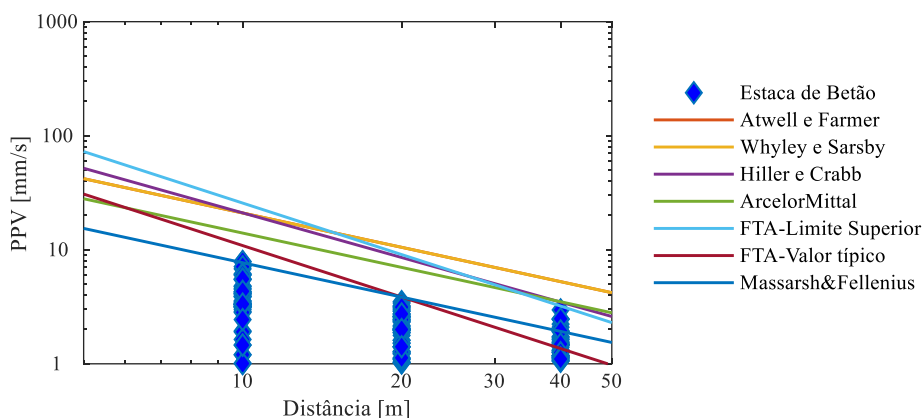


Figura 37: Registro da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca de betão e previsão através de modelos empíricos.

Os perfis metálicos das estacas ensaiadas correspondem a perfis tubulares do tipo *Gustavsberg*, constituídos por aço. Foram ensaiadas três estacas deste tipo, com dimensões da secção transversal distintas, conforme identificado na Quadro 11.

Quadro 11: Características dos casos reportados de perfis tubulares metálicos (Nilsson [37] (1989)).

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
Estaca 11	Perfil Metálico Tubular: Diâmetro de 118 mm e espessura igual a 10 mm	10, 20 e 40 metros	Aterro com espessura de 3 m; Camada de argila com 12 m de espessura;	4415 J
Estaca 19 e 20	Perfil Metálico Tubular: Diâmetro de 170 mm e espessura igual a 13 mm	10, 20 e 40 metros	Areia e cascalho, densos;	4415 J

A impedância da estaca 11 é 245 kNs/m e das estacas 19 e 20 é 130 kNs/m . Analisando a comparação das medições apresentadas por Nilsson com os modelos empíricos (Figura 38 e Figura 39), conclui-se que estes últimos majoram os resultados obtidos experimentalmente. Isto poderá ser explicado pelo facto de se tratar da cravação de perfis metálicos, que envolvem menos deslocamento de solo.

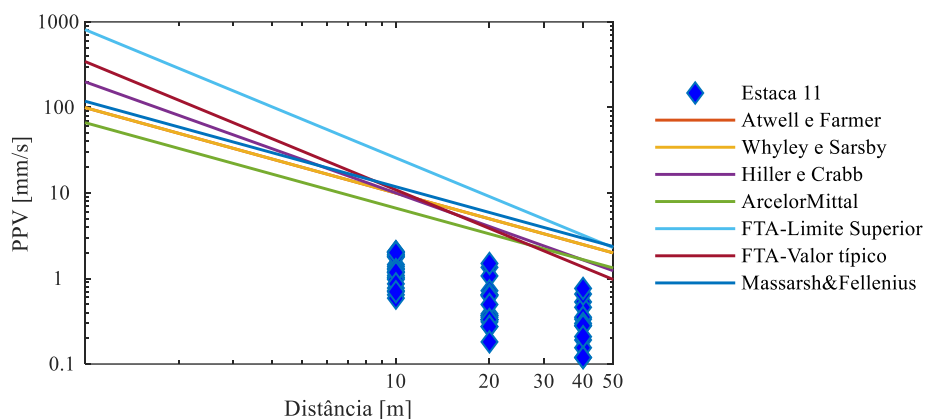


Figura 38: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação da estaca 11 e previsão através de modelos empíricos.

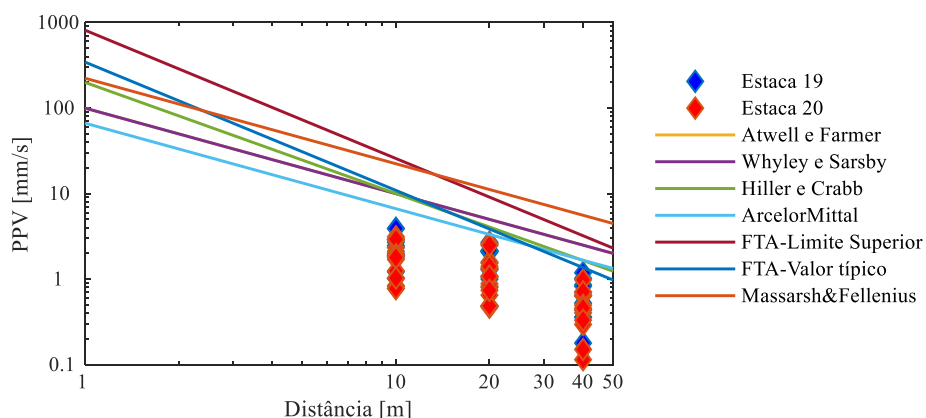


Figura 39: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação das estacas 19 e 20 e previsão através de modelos empíricos.

3.3.7 RESULTADOS APRESENTADOS POR BRENNER E CHITTIKULADILOK [38] (1975)

São agora analisados resultados de medições realizadas por Brenner e Chittikuladilok, que consistem em dois campos experimentais denominados Lak Si (a norte de Bangkok) e EGAT (a sul de Bangkok). As características dos casos reportados encontram-se representadas na Quadro 12. As medições correspondem à cravação de estacas de betão.

Quadro 12: Características dos casos reportados de Lak Si e EGAT (Brenner e Chittikuladilok [38] (1975)).

Estaca	Tipo de Estaca	Distância dos locais de medição,	Descrição do Solo	Input Energético
Lak Si	Estaca de Betão (0.0675m ²)	10, 18 e 30 metros	Camada superficial de areia (2 metros de espessura) Camada (14 metros de espessura) de argila mole intercalada com areia fina Areia e cascalho, densos;	23053,5 J

EGAT	Estaca de Betão (0.18m ²)	1, 1.2, 2, 6, 10, 17 e 20 metros	Camada superficial de areia e cascalho (2 metros de espessura). Camada (14 metros de espessura) de argila mole intercalada com areia fina. Areia e cascalhos, densos.	68670 J
------	--	----------------------------------	---	---------

A impedância das estacas cravadas em Lak Si é de 658 *kNs/m*, enquanto que em EGAT seria 1755*kNs/m*. Para aplicação dos modelos empíricos adotou-se o valor da constante *k* correspondente a um solo rijo/denso (ver Quadro 3).

Na Figura 40 é visível que os resultados de parte dos modelos de previsão empíricos são ultrapassados pelas medições. Analisando os resultados representados na Figura 41, observa-se que a aplicação dos modelos empíricos se traduz numa estimativa dos valores da velocidade de pico por excesso nas proximidades da estaca. No entanto, nas zonas mais afastadas da estaca, parte destes são ultrapassados pelos resultados experimentais, concluindo-se, novamente, que a atenuação poderá não estar bem representada.

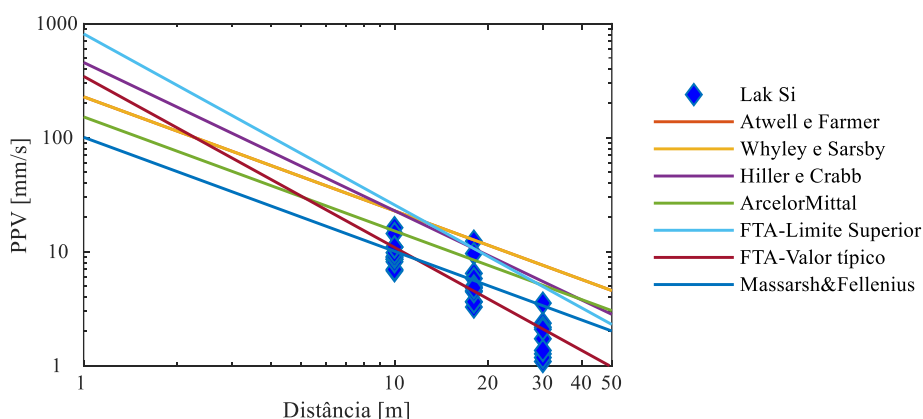


Figura 40: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação de estacas em Lak Si e previsão através de modelos empíricos.

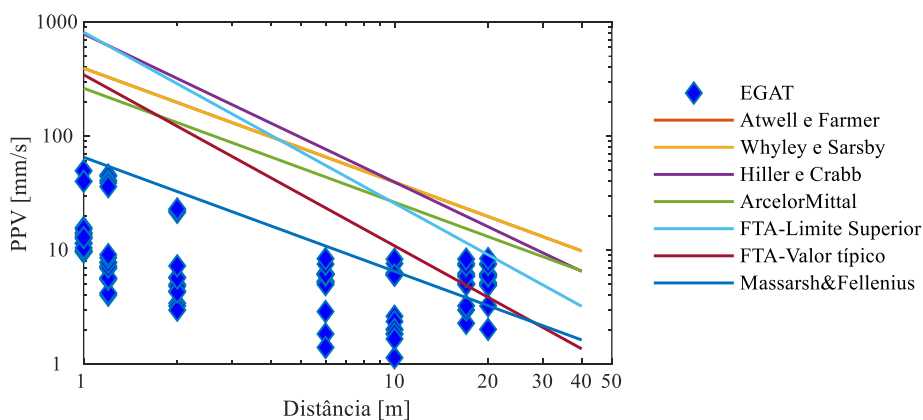


Figura 41: Registo da medição da velocidade de vibração de pico em função da distância devido à cravação de estacas em EGAT e previsão através de modelos empíricos.

3.3.8 COMPILAÇÃO DOS DIFERENTES CASOS PRÁTICOS AVALIADOS

De forma a descrever um cenário geral do nível de vibrações causadas pela cravação de estacas, compilaram-se uma série de resultados de diferentes estudos. Optou-se por representar o nível de vibração, expresso em PPV em função da distância radial à estaca, na Figura 42, e em função da distância escalada (r/\sqrt{W}), na Figura 43.

Na Figura 42, representaram-se também as curvas empíricas propostas pela *Federal Transit Administration* (FTA) para valores típicos e superiores de PPV, uma vez que este é o único modelo de previsão que não depende da energia de impacto. Conforme se pode observar, o limite superior é, grosso modo, uma estimativa conservativa dos níveis de vibração, sendo apenas ultrapassado por alguns dos casos de estudo para distâncias superiores a cerca de 15 metros.

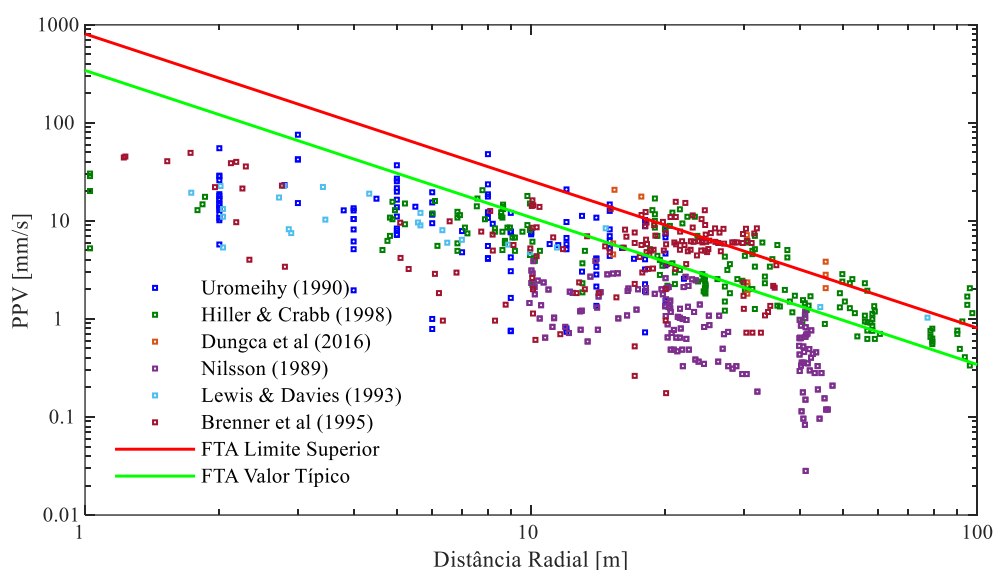


Figura 42: PPV em função da distância radial.

Na Figura 43 representou-se também a Eq. 25, que corresponde à aproximação dos limites superiores dos casos reportados a uma lei de potência com expoente 0,94 e constante de proporcionalidade de 1,7. É possível verificar que a representação do nível de vibração em função da distância escalada permite eliminar a variabilidade associada à energia de cravação existente entre os vários casos de estudo reportados. Esta representação permite evidenciar a atenuação exponencial do nível de vibração.

$$PPV = 1,7(r/\sqrt{W})^{0,94} \tag{Eq. 25}$$

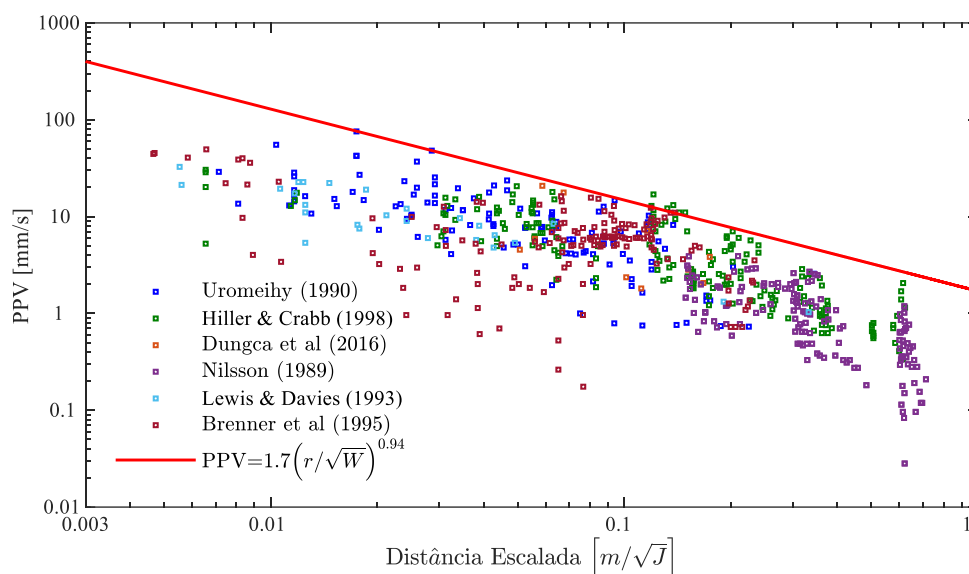


Figura 43: PPV em função da distância escalada.

3.4 ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

Na presente secção, são resumidos os documentos normativos mais significativos associados a esta temática, focando os limites e de que forma variam segundo o tipo e condição dos edifícios, assim como mediante a frequência dominante da excitação.

Na problemática de vibrações induzidas pela cravação de estacas, existem alguns documentos que procuram regular os níveis de vibração aceitáveis nesta atividade. Os documentos normativos, à semelhança do que acontece com os modelos de previsão empíricos, têm na sua génese os limites existentes para o controlo de vibrações causadas por explosões. Outro aspeto relevante é o facto das normas por vezes serem elaboradas por Engenheiros que têm pouco ou nenhum domínio sobre o fenómeno do ponto de vista geotécnico, fazendo com que as normas sejam baseadas, apenas e só, na resposta dinâmica das estruturas, negligenciando parâmetros geotécnicos que governam a propagação destas vibrações [39].

Os limites impostos ao nível de vibração poderão ter como objetivo a prevenção de danos estéticos ou estruturais em edifícios. No entanto, estes poderão existir também de forma a preservar equipamentos sensíveis e assegurar que não ocorrem vibrações que causem desconforto aos utilizadores dos edifícios. Os níveis de velocidade de vibração aceitáveis são dependentes da frequência de vibração, como se pode observar na Figura 44.

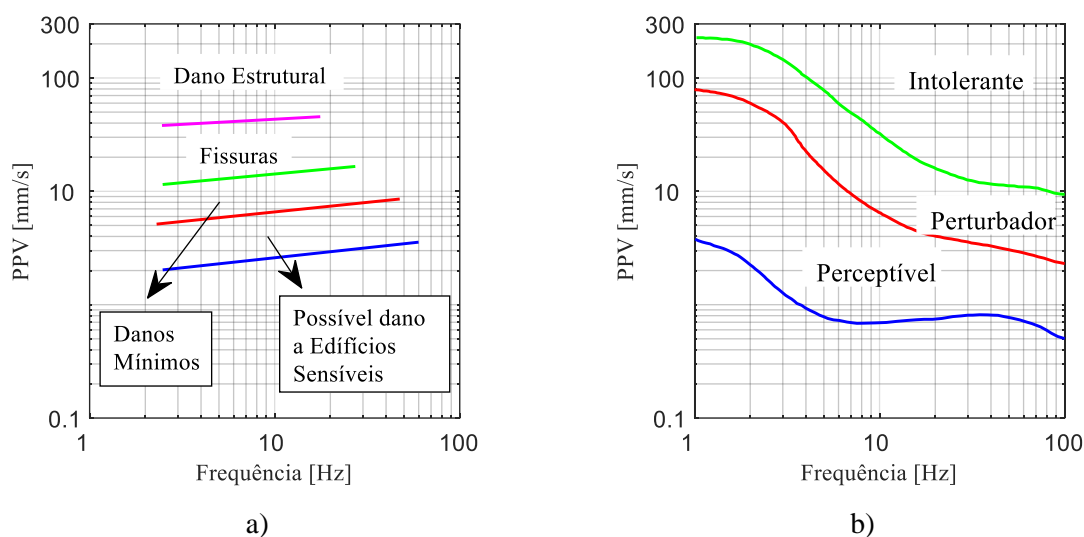


Figura 44: Relação entre o nível de vibrações e: a) possibilidade de dano em edifícios [2]; b) percepção humana de vibrações (adaptado de [26]).

3.4.1 NORMA SUECA SS 02 52 11

A norma Sueca SS 02 52 11 (*Vibration and shock – Guidance levels and measuring of vibrations in buildings originating from piling, sheet piling, excavation and packing to estimate permitted vibration levels*) apesar de não ser muito conhecida fora da Escandinávia é, provavelmente, o documento normativo mais elaborado e a única que aborda de forma específica o problema das vibrações causadas pela cravação de estacas. Esta norma apenas tem em consideração a integridade dos edifícios, não focando o desconforto e funcionalidade de equipamentos sensíveis nos mesmos e resulta da avultada experiência deste país neste método construtivo [40].

Como mencionado acima, este documento propõe limites à velocidade de pico de vibração vertical ao nível das fundações (v), através da correção da velocidade vertical de pico não corrigida (v_0). Esta é dependente do tipo de atividade (cravação de estacas ou compactação) e do tipo de solo (Quadro 13). São aplicados fatores corretivos que tentam contemplar o tipo de edifício, através de um fator corretivo F_b (*Building Factor*) escolhido através da Quadro 14, o material de construção da estrutura com o fator corretivo F_m (*Material Factor*) representado na Quadro 15 e por fim o tipo de fundações da estrutura com o fator corretivo F_g (*Foundation Factor*) obtido através da Quadro 16 [41]. A aplicação dos fatores corretivos à velocidade de vibração vertical de pico não corrigida corresponde à Eq. 26.

$$v = v_0 F_b F_m F_g \tag{Eq. 26}$$

Nesta norma o valor da velocidade de vibração a analisar é independente da frequência, pois é considerado que a frequência dominante das vibrações varia num intervalo estreito [40, 42].

Quadro 13: Valores de Velocidade Vertical de pico não corrigidos, v_0 [42].

Tipo de Solo	Natureza das Vibrações	
	Trabalhos de Compactação	Cravação de Estacas
Argila, Siltes, Areias e Cascalho	9 mm/s	6 mm/s
Tilito	12 mm/s	9 mm/s

Rocha	15 mm/s	12 mm/s
-------	---------	---------

Quadro 14: Fator Corretivo F_b associado ao tipo de edifício [42].

Classe	Tipo de Estrutura	Fator Corretivo associado ao tipo de edifício, F_b
1	Estruturas pesadas como pontes, cais e outras estruturas marítimas	1,70
2	Edifícios Industriais e Escritórios	1,20
3	Edifícios Residenciais Correntes	1,00
4	Edifícios especialmente sensíveis com grande valor ou com grandes vãos	0,65
5	Edifícios históricos em estados sensíveis	0,50

Quadro 15: Fatores corretivo F_m associado ao material de construção [42].

Classe	Tipo de Material de Construção	Fator corretivo associado ao material de construção, F_m
1	Betão armado, aço ou madeira	1,20
2	Betão, alvenaria, elementos leves de betão	1,00
3	Blocos de betão leve e gesso	0,75
4	Calcário e calcário-arenito	0,65

Quadro 16: Fator corretivo F_g associado ao tipo de fundação [42].

Classe	Tipo de Fundação	Fator corretivo associado ao tipo de fundação, F_g
1	Ensoleiramento geral, fundação por sapatas	0,60
2	Estacas em que a resistência lateral é predominante	0,80
3	Estacas em que a resistência de ponta é predominante	1,00

3.4.2 NORMA PORTUGUESA NP2704 (2015)

A norma portuguesa NP2704 (2015): Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas, cuja redação original data de 1983, tendo sido atualizada em 2015, propõe a classificação de estruturas em três classes: sensíveis, correntes e reforçadas. Para as quais serão aplicados limites à velocidade de vibração de pico, em função de intervalos de frequência (como se pode verificar através da consulta da Quadro 17).

A avaliação da velocidade limite será efetuada, ao nível da fundação e em três direções ortogonais: em que uma será obrigatoriamente a vertical e a outra, preferencialmente, estará alinhada com o local de

origem da perturbação. O local de medição, deverá ser ao nível das fundações dos edifícios presentes nas vizinhanças. Este documento especifica ainda que as velocidades a utilizar no cálculo da velocidade de vibração de pico deverão ser os máximos para cada uma das direções, independentemente de ocorrerem em instantes temporais diferentes [43].

Quadro 17: Limites para velocidades de vibração de pico (mm/s) presentes na NP2704(2015) [43].

Tipo de Estrutura	Frequência		
	$f \leq 10$ Hz	$10 \text{ Hz} < f \leq 40$ Hz	$f > 40$ Hz
Sensíveis	1,5	3,0	6,0
Correntes	3,0	6,0	12,0
Reforçadas	6,0	12,0	40,0

3.4.3 NORMA ALEMÃ DIN 4150-3 (1999)

A norma Alemã DIN 4150-3 (1999) (*Vibration in buildings – Part 3: Effects on structures*) prevê duas situações: vibrações transientes e contínuas. Para as primeiras, impõem-se limites de velocidade de vibração de pico medidas ao nível da fundação, e para o segundo grupo de vibrações, impõe limites de velocidade horizontal medida no topo dos edifícios. A primeira situação poderá ser aplicada para cravação de estacas por impacto, enquanto que a segunda poderá corresponder a utilizações de martelos vibratórios. Os limites de velocidade estão definidos em função da gama de frequências dominante no espectro de resposta, conforme exposto na Quadro 18 e Quadro 19.

Quadro 18: Limites para velocidades de vibração de pico (mm/s) para vibrações transientes presentes na DIN 4510-3 (1999) (ao nível das fundações) [32].

Tipo de Estrutura	Frequência		
	$f \leq 10$ Hz	$f = 50$ Hz	$f = 100$ Hz
Escritórios ou fins industriais	20,0	40,0	50,0
Habitções ou Edifícios Semelhantes	5,0	15,0	20,0
Edifícios Sensíveis	3,0	8,0	10,0

Quadro 19: : Limites para velocidades horizontais a medir no topo do edifício (mm/s) para vibrações contínuas presentes na DIN 4510-3 (1999) [32].

Tipo de Estrutura	Frequência
	$f \leq 100$ Hz
Escritórios ou fins industriais	10,0
Habitções ou Edifícios Semelhantes	5,0
Edifícios Sensíveis	2,5

3.4.4 NORMA SUÍÇA SN 640 312

A norma suíça SN 640 312, *Swiss Standard on vibration effects on buildings*, é baseada na experiência deste país na cravação de estacas. Esta propõe igualmente valores limites para as velocidades de pico de vibração dependentes da frequência. À semelhança da norma alemã, esta propõe uma divisão dos edifícios que poderão vir a ser afetados em quatro classes (ver Quadro 20): I, II, III e IV, em que a classe I representa uma vizinhança pouco sensível e a classe IV representa uma vizinhança muito sensível, às quais irão ser impostos limites às velocidades de vibração de pico (PPV) ao nível da fundação [44].

Quadro 20: Limites para velocidades de vibração de pico (mm/s) presentes na norma suíça SN 640 312 [44].

Tipo de Estrutura	Frequência		
	10 Hz < f < 30 Hz	f = 30 Hz	f = 60 Hz
Classe I	12,0	12,0	18,0
Classe II	8,0	8,0	12,0
Classe III	5,0	5,0	8,0
Classe IV	3,0	3,0	5,0

Para aplicação desta norma, nomeadamente para frequências entre 30 e 60Hz (Quadro 20), será necessário proceder a uma interpolação.

3.4.5 ADMINISTRAÇÃO RODOVIÁRIA NORTE-AMERICANA: *TRANSIT NOISE AND VIBRATION IMPACT ASSESSMENT MANUAL*

A Administração Rodoviária Americana (FTA) (do inglês, *Federal Transit Administration*) propõe limites às vibrações induzidas pela cravação de estacas no documento *Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual*, dividindo a análise do nível de vibração em dois grupos: análise qualitativa e análise quantitativa.

A primeira análise destina-se a projetos em que poderá haver exposição a vibrações de carácter prolongado no tempo ou quando não são expectáveis que ocorram danos estruturais nos edifícios. Esta encontra-se associada ao desconforto que poderá ser sentido nos utilizadores dos edifícios (associada a equipamentos e trabalhos que causem vibrações modestas, como, por exemplo, tráfico de pesados, trabalhos de compactação e outros equipamentos). A segunda análise destina-se a projetos em que as vibrações possam vir a causar danos estruturais nos edifícios e perturbações nos utilizadores dos edifícios, ou seja, associada a fontes de vibração intensas, como, por exemplo, cravação de estacas, explosões, demolições ou furações.

Na presente dissertação, apresentam-se os limites impostos associados à análise quantitativa, que, à semelhança dos documentos normativos apresentados anteriormente, propõe classes (ou categorias estruturais) para diferentes edifícios e limites de PPV associados às mesmas (embora não especificado no documento, presume-se que seja ao nível da fundação), conforme se pode verificar na Quadro 21 [31].

Quadro 21: Limites impostos à PPV para controlo de dano em edifícios presentes no manual da FTA [31].

Classe/Categoria Estrutural	PPV (mm/s)
I. Betão armado, aço ou madeira (sem gesso)	12,70
II. Betão Simples e alvenaria	7,62
III. Madeira e alvenaria estrutural	5,08
IV. Edifícios extremamente sensíveis a vibrações	3,05

3.4.6 RECOMENDAÇÕES DO GOVERNO DE HONG KONG

O *Hong Kong Buildings Department* lançou uma publicação, APP-137 “*Ground-borne Vibrations and Ground Settlements Arising from Pile Driving and Similar Operations*” em que emitem uma série de recomendações face à prática de cravação de estacas, como limitações à velocidade de vibração de pico e valores limites para assentamentos causados por esta prática (sendo mesmo o único documento dos analisados que o faz) [40]. Os valores limites das velocidades de vibração de pico, são independentes das frequências dominantes de vibração e poderão ser consultados na Quadro 22.

Quadro 22: Limites para velocidades de pico de vibração (mm/s) presentes na APP-137 [45].

Tipo de Estrutura	Vibrações Transientes	Vibrações Contínuas
Edifícios robustos ou Estáveis	15,0	7,5
Edifícios Sensíveis/ Edifícios Degradados	7,5	3,0

3.4.7 COMPARAÇÃO DAS NORMAS ANALISADAS

Apresenta-se de seguida uma comparação simples das normas acima referidas, de forma a avaliar se existe uma discrepância muito elevada entre as mesmas. De forma a conseguir obter uma comparação mais real, optou-se por utilizar o critério mais rigoroso que se poderá obter em cada norma, que será naturalmente, correspondente a situações em que se encontrem edifícios degradados ou sensíveis a vibrações. Desta comparação exclui-se a norma sueca (SS 02 52 11), pois esta exige valores específicos afetos ao tipo de solo e tipo de fundações, que, poderiam desvirtuar a comparação entre as normas, perdendo o objetivo da mesma.

Na Figura 45 é possível observar que para as frequências mais baixas, até 10 Hz, os documentos analisados propõem valores semelhantes: entre 1,5 e 3 mm/s. Para frequências de excitação mais elevadas existe alguma discrepância nos limites, podendo variar entre os 3 e 10 mm/s.

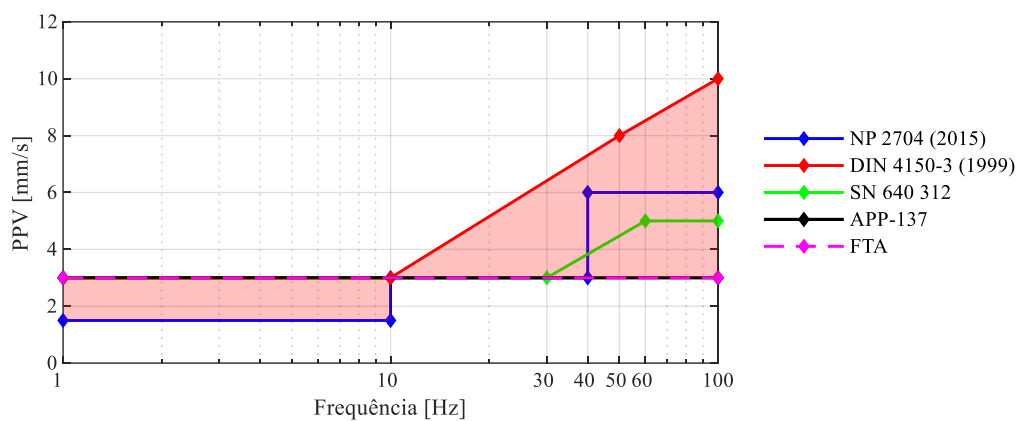


Figura 45: Limite de PPV em função da frequência para edifícios sensíveis segundo as diferentes normas e documentos abordados.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA: MODELO AXISSIMÉTRICO FEM-PML

4.1 INTRODUÇÃO

A complexidade dos fenómenos inerentes à geração e propagação de vibrações induzidas pela cravação de estacas justifica a utilização de métodos numéricos avançados. Estes métodos devolvem uma resposta não exata do problema, mas que poderá ser tão aproximada quanto o nível de detalhe e critérios adotados na formulação do modelo numérico [6]. Os resultados obtidos numericamente devem ser validados através da confrontação com resultados da monitorização do fenómeno que pretendem representar, com o objetivo de verificar a adequação da metodologia ou dos parâmetros adotados no mesmo.

No presente trabalho, o Método dos Elementos Finitos (MEF) será o método numérico utilizado. Este tem um uso generalizado em problemas de Engenharia Civil, permitindo a modelação de geometrias com um elevado grau de complexidade e tornando possível a adoção de materiais com características distintas [46].

O primeiro passo na resolução de um problema através do MEF é a definição da geometria a analisar [47]. Neste caso, irá ser tirado partido do facto do problema ser axissimétrico (considerando uma estaca de secção circular). Isto é possível devido à existência de um eixo de simetria coincidente com o eixo longitudinal da estaca. As frentes de onda geradas na cravação de estacas (cilíndricas a partir do fuste e esféricas na ponta) também partilham desta simetria, sendo então possível a representação das mesmas através de um modelo axissimétrico. Desta forma, é possível estudar o problema de forma bidimensional, modelando o domínio de interesse como um plano que se desenvolve de forma radial a partir do eixo de simetria. Este tratamento bidimensional do problema permite uma redução bastante significativa do esforço computacional, quando comparado com o necessário para uma modelação puramente tridimensional.

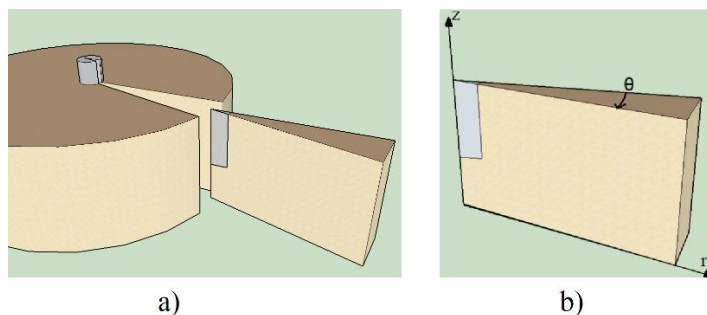


Figura 46: Esquematização das características axissimétricas do problema: a) esquema global; b) domínio a modelar.

Dada a natureza dinâmica do problema em estudo, o MEF não será suficiente para modelar a resposta do domínio. As condições de fronteira normalmente empregues neste método em problemas estáticos (deslocamentos restringidos) não serão adequadas para problemas dinâmicos, pois levariam à reflexão de ondas para o domínio em análise, desvirtuando os resultados. De forma a contornar esta problemática, é necessário realizar um tratamento artificial das fronteiras do domínio. No presente trabalho, foi empregue o método das camadas de absorção perfeita (no anglicismo: *Perfectly Matched Layers* - PML). Será utilizada, portanto, uma formulação axissimétrica MEF-PML.

É possível dividir o modelo numérico adotado em dois módulos principais: a modelação do sistema solo-estaca, realizada através da formulação MEF-PML, e a simulação dinâmica do martelo, através de um modelo analítico. O acoplamento destes dois (esquematizado Figura 47) permite que sejam garantidas as condições de equilíbrio e compatibilidade entre os mesmos.

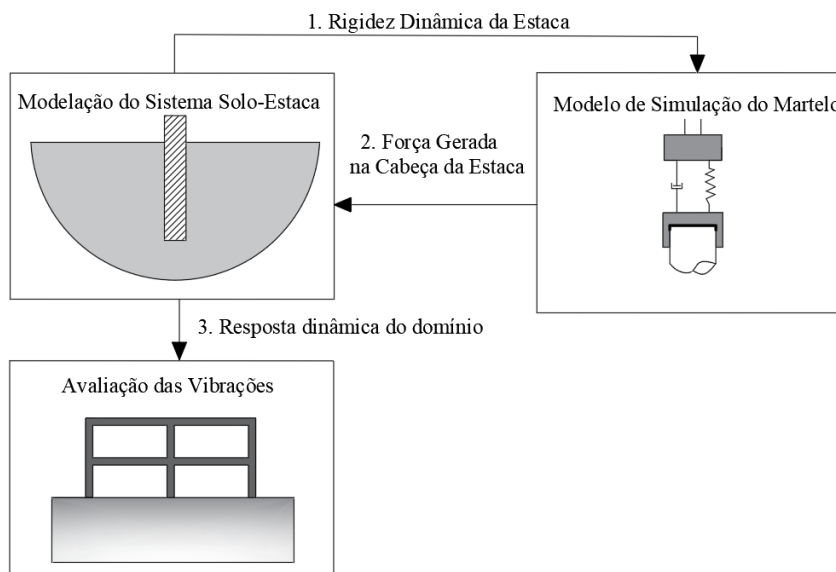


Figura 47: Esquematização dos principais passos do modelo numérico [48].

4.1.1 CÁLCULO NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

A modelação numérica será realizada no domínio da frequência, visto haver vantagens do ponto de vista computacional em relação a uma análise no domínio do tempo [7]. No entanto, é de notar que a análise o domínio da frequência não permitem a inclusão de não linearidades do comportamento do solo no que diz respeito à relação tensão-deformação [49]. Na Figura 48, está esquematizada a mudança de domínio para uma função representativa de movimento vibratório.

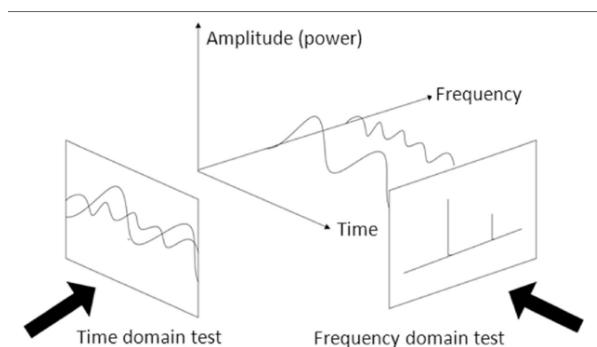


Figura 48: Esquemática da passagem do domínio do tempo para o domínio da frequência [50].

A passagem do domínio da frequência para o domínio do tempo poderá ser facilmente realizada através da transformada inversa de Fourier. A Eq. 27 representa esta operação: passando a função $F(\omega)$ no domínio da frequência, para a função $f(t)$ no domínio do tempo.

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad \text{Eq. 27}$$

Este processo pode ser realizado no sentido contrário, ou seja, a passagem do domínio da frequência para o domínio do tempo, através da transformada de Fourier, representada na Eq. 28.

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{i\omega t} dt \quad \text{Eq. 28}$$

O *software* MATLAB, no qual o modelo numérico utilizado se encontra implementado, tem incorporado um algoritmo eficiente para o seu cálculo, denominado *Fast Fourier Transform* (FFT), o qual executa uma transformada de Fourier discreta.

4.2 MODELAÇÃO DO SISTEMA ESTACA-SOLO

4.2.1 GENERALIDADES

Na presente secção serão expostos os procedimentos inerentes à modelação do sistema estaca-solo, através da formulação MEF-PML.

O MEF consiste na discretização do domínio de análise em vários subdomínios com geometrias simples (elementos finitos) [47], conforme esquematizado na Figura 49.

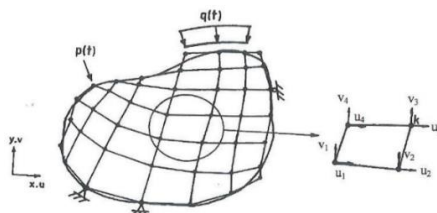


Figura 49: Sólido discretizado em elementos finitos [51].

Os elementos finitos são compostos por um conjunto de nós, os quais têm associados diferentes graus de liberdade. Estes serão utilizados nas equações de equilíbrio. Na modelação numérica, realizada foram adotados elementos triangulares compostos por seis nós (Figura 50).

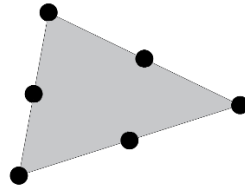


Figura 50: Esquemática de um elemento triangular de seis nós.

4.2.1.1 Equações de Equilíbrio

Para resolução de um problema através do MEF é necessário estabelecer equações de equilíbrio que irão reger o cálculo efetuado. Para este efeito é normal recorrer-se à aplicação do princípio dos trabalhos virtuais (PTV). Este consiste, descrevendo-o de uma forma geral, na igualdade entre o trabalho realizado pelas tensões internas na deformação e o trabalho externo realizado pelas forças externas e deslocamentos nos seus pontos de aplicação [47].

Considere-se um corpo sólido tridimensional de volume V e massa volúmica ρ que está sujeito a um campo de tensões σ e um campo de deformações μ . Este estará sujeito a um campo de forças externas p sobre uma superfície S .

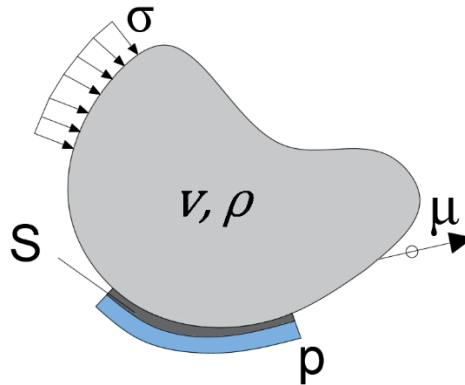


Figura 51: Corpo em equilíbrio.

Da aplicação do PTV resulta a Eq. 29, a qual é representativa do equilíbrio do corpo.

$$\int_V \delta_\varepsilon^T \sigma dV + \int_V \delta_u^T \rho \frac{d^2 u}{dt^2} dV = \int_S \delta_u^T p dS \quad \text{Eq. 29}$$

No domínio da frequência, a equação anterior assume o seguinte aspeto:

$$\int_V \delta_\varepsilon^T \sigma dV - \omega^2 \int_V \delta_u^T \rho u dV = \int_S \delta_u^T p dS \quad \text{Eq. 30}$$

onde δ_ε^T é representativo do campo das extensões virtuais e δ_u^T do campo dos deslocamentos. De forma a representar a relação tensão-deformação do meio, é aplicada a lei de Hooke:

$$\sigma = D\varepsilon \quad \text{Eq. 31}$$

onde σ é representativo do campo de tensões, ε é o campo de deformações e D a matriz de elasticidade. Esta última será dependente dos parâmetros que regem o estado de tensão-deformação linear-elástico: o coeficiente de Poisson, ν , e o módulo de Young, E .

Como foi referido no capítulo anterior, existe dissipação de energia na propagação de ondas devido a fenómenos de amortecimento. De forma a ter em conta o amortecimento material, foi aplicado um modelo com amortecimento hysterético através da inclusão do módulo de Young complexo, E^* , função do coeficiente de amortecimento hysterético, ξ . Este poderá ser obtido através da Eq. 32.

$$E^* = E(1 + 2i\xi) \quad \text{Eq. 32}$$

Continuando a análise, o campo de deformações, ε , pode ser obtido através da derivação do campo de deslocamentos u . Para tal, é introduzido um operador matemático L :

$$\varepsilon = Lu \quad \text{Eq. 33}$$

Por sua vez o campo dos deslocamentos poderá ser descrito em função dos deslocamentos nodais u_N , aplicando funções forma ou interpoladoras, N :

$$u = Nu_N \quad \text{Eq. 34}$$

Combinando as equações Eq. 33 e Eq. 34, tem-se que:

$$\varepsilon = LNu_N \quad \text{Eq. 35}$$

Considerando B como a matriz de deformação, igual ao produto do operador matemático L e das funções de forma N , temos que:

$$B = LN \quad \text{Eq. 36}$$

Combinando as equações Eq. 31, Eq. 35 e Eq. 36, temos:

$$\sigma = DBu_N \quad \text{Eq. 37}$$

Substituindo na equação de equilíbrio (Eq. 30) as Eq. 34 e Eq. 37, surge a seguinte expressão:

$$\int_V N^T \delta_{u_N}^T L^T DBu_N dV - \omega^2 \int_V N^T \delta_{u_N}^T \rho Nu_N dV = \int_S N^T \delta_{u_N}^T p dS \quad \text{Eq. 38}$$

Analisando a Eq. 38, é possível verificar que $\delta_{u_N}^T$ é comum em todos os membros, desta forma é possível excluir o mesmo da expressão, que passa a apresentar a seguinte configuração:

$$\int_V N^T L^T DBu_N dV - \omega^2 \int_V N^T \rho Nu_N dV = \int_S N^T p dS \quad \text{Eq. 39}$$

Sendo ainda possível simplificar a última expressão:

$$\int_V B^T DBu_N dV - \omega^2 \int_V N^T \rho Nu_N dV = \int_S N^T p dS \quad \text{Eq. 40}$$

Esta equação de equilíbrio, conforme mencionado anteriormente, é aplicável a um caso tridimensional. No entanto, a natureza do problema em estudo permite uma reformulação da equação para um estado axissimétrico. O volume diferencial dV poderá ser reescrito como $2\pi r dS$, onde r será a distância ao eixo de simetria (eixo longitudinal da estaca), e a superfície diferencial, dS , poderá ser reescrita como $2\pi r dL$ [48].

$$2\pi \int_S B^T DBu_N r dS - 2\pi \omega^2 \int_S N^T \rho Nu_N r dS = 2\pi \int_L N^T p r dL \quad \text{Eq. 41}$$

Desta forma, e de acordo com a notação clássica associada ao MEF, a matriz de massa $[M]$ e a matriz de rigidez $[K]$ correspondem às seguintes relações:

$$[M] = 2\pi \int_S N^T \rho N r dS \quad \text{Eq. 42}$$

$$[K] = 2\pi \int_S B^T D B r dS \quad \text{Eq. 43}$$

4.2.1.2 Estado tensão-deformação num problema axissimétrico

Neste tipo de problemas, e de forma a caracterizar o estado de tensão-deformação consideram-se três direções: vertical (z), radial (r) e a circunferencial (θ), que se encontram esquematizadas na Figura 52.

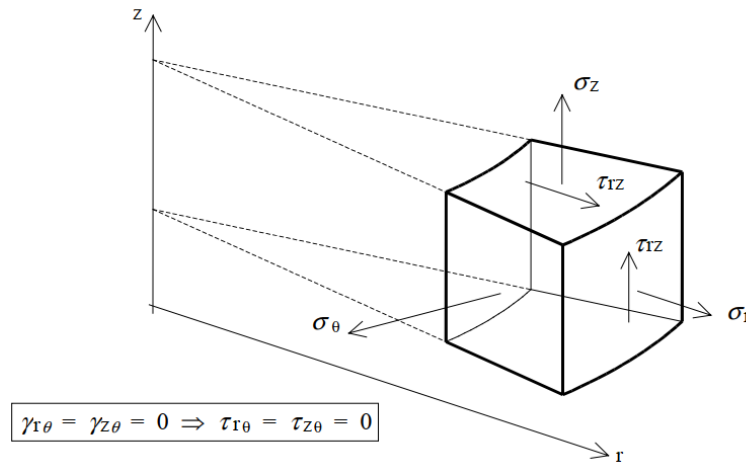


Figura 52: Elemento infinitesimal num problema axissimétrico (adaptado de [47]).

Por se tratar de um problema axissimétrico, pode-se dizer que as distorções $\gamma_{r\theta}$ e $\gamma_{z\theta}$ são nulas, tornando o problema semelhante a um estado plano de deformação. Desta forma, o campo das deformações (ε) pode ser descrito através da Eq. 44.

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 44}$$

A extensão circunferencial será igual à taxa de variação do arco desenhado pelo elemento infinitesimal. Manipulando a expressão, obtém-se:

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \quad \text{Eq. 45}$$

em que u_r representa o deslocamento radial. Substituindo a Eq. 44 na Eq. 35, a relação deslocamento-deformação toma seguinte forma:

$$\varepsilon = B u_N \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N}{\partial z} \\ \frac{N}{r} & 0 \\ \frac{\partial N}{\partial z} & \frac{\partial N}{\partial r} \end{bmatrix} u_N \quad \text{Eq. 46}$$

A matriz constitutiva, D , para um meio isotrópico solicitado em condições axissimétricas será [48]:

$$D = \frac{E^*}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 - \nu \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 47}$$

4.2.1.3 Sistema de coordenadas local e global

No presente trabalho foram adotados elementos finitos triangulares com seis nós, conforme esquematizado na Figura 53. As funções de forma (N) são definidas ao nível do elemento, afetas ao referencial local do mesmo (ξ, η), que varia no intervalo $[0;1]$. Estas encontram-se expressas na Quadro 23.

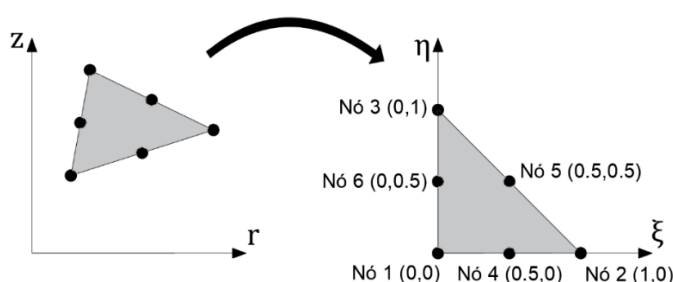


Figura 53: Referenciais global e local com representação das coordenadas de cada nó no referencial local.

Quadro 23: Funções forma, N_i , para um elemento finito triangular de 6 nós.

Nó i	Função de forma N_i
Nó 1	$N_1 = 2(1 - \xi - \eta) \left(\frac{1}{2} - \xi - \eta \right)$
Nó 2	$N_2 = 2 \left(\xi - \frac{1}{2} \right) \xi$
Nó 3	$N_3 = 2 \left(\eta - \frac{1}{2} \right) \eta$
Nó 4	$N_4 = 4\xi(1 - \xi - \eta)$
Nó 5	$N_5 = 4\xi\eta$
Nó 6	$N_6 = 4\eta(1 - \xi - \eta)$

Atendendo ao facto de as funções interpoladoras estarem definidas num referencial local, é necessário considerar uma relação que permita a passagem para o referencial global (r, z). Esta relação entre os dois referenciais poderá ser estabelecida com recurso ao determinante da matriz Jacobiana do elemento, $|J|$, conforme expresso na Eq. 48:

$$drdz = |J| d\xi d\eta \quad \text{Eq. 48}$$

Sendo a matriz Jacobiana igual a:

$$[J] = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} r_i & \frac{\partial N_i}{\partial \xi} z_i \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} r_i & \frac{\partial N_i}{\partial \eta} z_i \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 49}$$

Aplicando esta transformação ao cálculo das matrizes de massa e rigidez de um elemento finito (Eq. 42 e Eq. 43, respetivamente), obtêm-se a seguinte formulação:

$$[M] = 2\pi \int_0^1 \int_0^1 N^T \rho N r |J| d\xi d\eta \quad \text{Eq. 50}$$

$$[K] = 2\pi \int_0^1 \int_0^1 B^T D B r |J| d\xi d\eta \quad \text{Eq. 51}$$

O cálculo destas matrizes é realizado elemento a elemento, realizando, posteriormente, a assemblagem das mesmas, construindo as matrizes de massa e rigidez globais (correspondentes à totalidade do domínio).

4.2.1.4 Integração Numérica: Quadratura de Gauss:

A integração numérica dos integrais das Eq. 50 e Eq. 51 é, no modelo implementado, realizada através do procedimento clássico de integração bidimensional pelo método de Gauss, que é a técnica de integração numérica mais utilizada na aplicação do MEF [47]. Esta técnica consiste no somatório do produto de vários valores da função a integrar ($f(x_i)$) por pesos adequados (W_i). Pode-se genericamente descrever esta técnica de integração numérica da seguinte expressão:

$$\int_{-1}^1 f(x) dx = \sum_{i=1}^n f(x_i) * W_i \quad \text{Eq. 52}$$

onde n corresponde ao número de pontos de Gauss adotados. Neste caso foram utilizados 3 pontos, como se pode verificar na Figura 54.

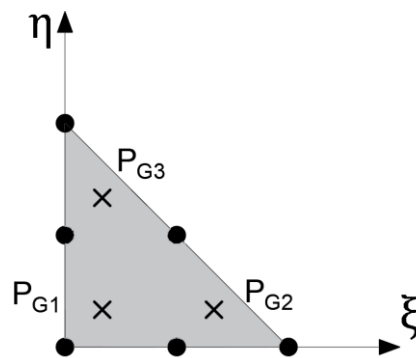


Figura 54: Elemento finito e respetivos pontos de Gauss, representados no referencial local.

Os pontos de Gauss e respetivas coordenadas podem ser consultadas na Quadro 24.

Quadro 24: Pontos de Gauss e respetivas coordenadas utilizados na integração numérica.

Ponto de Gauss, P_{Gi}	Coordenadas (ξ, η)	Peso, W_i
P_{G1}	$(\frac{1}{6}, \frac{1}{6})$	$W_1 = \frac{1}{6}$
P_{G2}	$(\frac{2}{3}, \frac{1}{6})$	$W_2 = \frac{1}{6}$
P_{G3}	$(\frac{1}{6}, \frac{2}{3})$	$W_3 = \frac{1}{6}$

Aplicando esta técnica de integração nas Eq. 50 e Eq. 51, obtêm-se as seguintes expressões, que facilmente são implementadas no cálculo computacional.

$$[M] = 2\pi \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^3 N^T \rho N r |J| W_i W_j \quad \text{Eq. 53}$$

$$[K] = 2\pi \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^3 B^T D B r |J| W_i W_j \quad \text{Eq. 54}$$

4.2.2 CAMADAS DE ABSORÇÃO PERFEITA (PML'S)

Como referido na secção inicial do presente capítulo, foi adotada a metodologia das camadas de absorção perfeita (PML) para realizar o tratamento das fronteiras artificiais. Este tratamento é necessário, recorde-se, para evitar reflexões espúrias no domínio de interesse. Estas fronteiras são adicionadas quando se pretende simular a continuidade do meio ou o seu carácter infinito.

O método das camadas de absorção perfeita, inicialmente desenvolvido por Bérenger [52], consiste na adição de fronteiras artificiais ao domínio discretizado de forma a conferir a atenuação das ondas incidentes, sem que, no entanto, se verifique qualquer tipo de reflexão para o interior do domínio de interesse [7, 53]. Este conceito é esquematizado na Figura 55

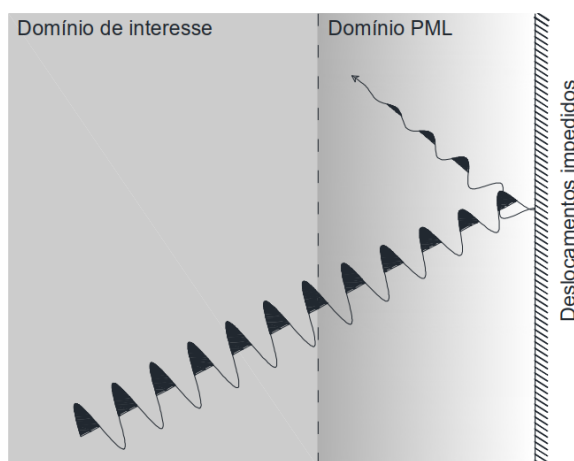


Figura 55: Representação esquemática da atenuação de ondas dentro de uma PML [7].

Este efeito da camada PML é alcançado através da mudança das coordenadas nodais que a constituem para o domínio complexo, originando, desta forma, o aumento artificial da atenuação da onda dentro

desta camada [7]. A mudança para o referencial complexo poderá ser concretizada com recurso às funções de mudança de referencial, λ_r e λ_z , para as direções r e z do referencial global (r, z) :

$$\lambda_r(r) = \frac{2\pi}{abs(k)H_r} r - i \frac{k_0}{k} \left(\frac{r}{H_r} \right)^2 \quad \text{Eq. 55}$$

$$\lambda_z(z) = \frac{2\pi}{abs(k)H_z} z - i \frac{k_0}{k} \left(\frac{z}{H_z} \right)^2 \quad \text{Eq. 56}$$

onde H_r e H_z correspondem à espessura das camadas PML nas direções r e z , respetivamente; k_0 é uma constante de valor adequado (Lopes *et al.* propõe $k_0=20$ [53]). Por fim, k é o número de onda efetivo que se propaga no domínio de análise. Este pode ser obtido em função da frequência angular, ω , e da velocidade de propagação das ondas S no maciço, C_S , através da Eq. 57.

$$k = \frac{\omega}{C_S} \quad \text{Eq. 57}$$

As coordenadas transformadas (\tilde{r}, \tilde{z}) poderão ser calculadas através das Eq. 58 e Eq. 59 [53].

$$\tilde{r} = \int_0^r \lambda_r(r) dr \quad \text{Eq. 58}$$

$$\tilde{z} = \int_0^z \lambda_z(z) dz \quad \text{Eq. 59}$$

Na formulação do MEF, mais concretamente para o cálculo da matriz de deformação B , é necessário recorrer a um operador matemático, L , que tem como função derivar as funções forma para cada elemento. Nas camadas PML estas derivadas deverão ser em ordem ao referencial complexo, sendo então necessário estabelecer a relação entre as derivadas das coordenadas nodais dos domínios físico e complexo, que podem ser obtidas da seguinte forma [53]:

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{r}} = \frac{1}{\lambda_r(r)} \frac{\partial}{\partial r} \quad \text{Eq. 60}$$

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{z}} = \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z} \quad \text{Eq. 61}$$

Estabelecendo o paralelismo com a formulação do MEF, é possível introduzir as Eq. 60 e Eq. 61 num novo operador matemático designado por L^* , representado na Eq. 62.

$$L^* = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_r(r)} \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{1}{\tilde{r}} & 0 \\ \frac{1}{\lambda_z(z)} \frac{\partial}{\partial z} & \frac{1}{\lambda_r(r)} \frac{\partial}{\partial r} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 62}$$

Com o operador L^* , é possível calcular B^* , que corresponde à matriz deformação de um elemento da camada PML:

$$B^* = L^* N \quad \text{Eq. 63}$$

Deste modo, as matrizes de massa (M^*) e rigidez (K^*) para um elemento pertencente à camada PML podem ser calculadas da seguinte forma:

$$[M^*(\omega)] = 2\pi \int_z \int_r N^T \rho N r \lambda_r \lambda_z dr dz \quad \text{Eq. 64}$$

$$[K^*(\omega)] = 2\pi \int_z \int_r B^{T*} D B^* r \lambda_r \lambda_z dr dz \quad \text{Eq. 65}$$

Em termos da malha de elementos finitos, a camada de PML terá espessura igual a um metro, dividida em 6 subcamadas de elementos.

4.2.3 FORMULAÇÃO MEF-PML FINAL DO SISTEMA ESTACA-SOLO

De toda a exposição anterior, é possível obter o sistema de equações geral de movimento subjacente à formulação axissimétrica FEM-PML, correspondendo ao acoplamento das matrizes afetas ao MEF convencional e as que estão afetas às matrizes PML:

$$\{([K]_{g,MEF} + [K^*(\omega)]_{g,PML}) - \omega^2([M]_{g,MEF} + [M^*(\omega)]_{g,PML})\}\{u(\omega)\} = \{P(\omega)\} \quad \text{Eq. 66}$$

Nesta equação, o índice g é representativo da matriz que lhe está associada ser global, ou seja, a matriz obtida após a assemblagem da totalidade dos elementos finitos, por grau de liberdade dos nós. Os índices MEF e PML são, naturalmente, representativos das matrizes que estão a designar, ou seja, a matriz global dos elementos afetos ao FEM ou PML, respetivamente.

O segundo membro da formulação, $P(\omega)$, corresponde às forças exteriores aplicadas no meio discretizado. No presente caso, força exterior é aplicada na cabeça da estaca.

4.3 DISCRETIZAÇÃO DO DOMÍNIO DE ANÁLISE

Como ficou subjacente pela exposição anterior, a realização de estudos numéricos através do MEF pressupõe a geração de uma malha de elementos finitos para o domínio em análise. Este processo levanta algumas questões relativas ao grau de refinamento da malha e, conseqüentemente, às dimensões a adotar para os elementos finitos.

A primeira questão está indiscutivelmente ligada à natureza do problema em causa, devendo ser mais refinada em zonas do domínio em que ocorram maiores gradientes das grandezas envolvidas no problema [3]. Neste caso será junto à estaca, onde os elementos irão sofrer deslocamentos e deformações mais avultadas. As zonas mais afastadas da estaca, que irão sofrer perturbações menores, podem ser menos refinadas. Isto porque um refinamento elevado aumenta a exigência computacional e uma malha mais grosseira nessas zonas não irá prejudicar os resultados [3, 47]. No processo de criação da malha recorreu-se ao *software Gmsh*.

Os elementos finitos deverão ter uma dimensão máxima compatível com o menor comprimento de onda a calcular. Seguindo a regra atualmente consolidada, foram idealizados elementos com dimensão máxima igual a cerca de 1/6 do comprimento de onda mínimo propagante [3].

4.4 MODELAÇÃO DO MARTELO E INTERAÇÃO DINÂMICA MARTELO-ESTACA

4.4.1 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

Na pancada aplicada no martelo é natural que ocorram não linearidades na deformação do colchão que irão influenciar a força transmitida à estaca. Desta forma, será necessário adotar um modelo que represente estas perdas, de forma a realizar uma representação o mais fidedigna do processo de transferência de energia para a estaca no momento do impacto [48].

Será utilizado um modelo analítico proposto por Deeks e Randolph [54], esquematizado na Figura 56, que consiste na simulação do impacto do martelo na cabeça da estaca através de um sistema de dois graus de liberdade. Este sistema consiste em duas massas o pilão (*ram*), e o conjunto capacete/colchão (*anvil*). Estas duas massas estão ligadas por uma mola e um amortecedor em paralelo, com o intuito da mola ser representativa das deformações lineares (elásticas) do colchão e capacete, enquanto que o amortecedor tem o propósito de tomar em consideração as deformações não lineares que ocorrem durante o impacto, que são causadoras da perda de energia do sistema.

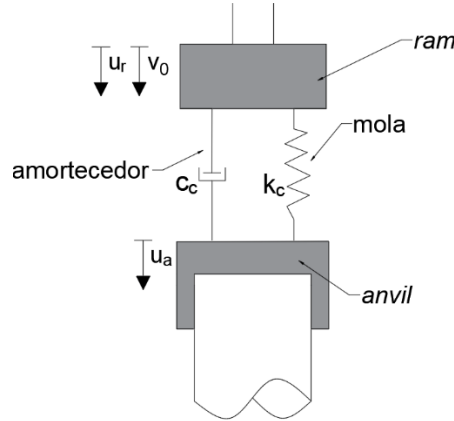


Figura 56: Modelo de dois graus de liberdade proposto por Deeks e Randolph [54] (adaptado de [48]).

A mola será caracterizada pela sua rigidez k_c e o amortecedor pelo seu coeficiente de amortecimento c_c . O modelo pode ser descrito através do sistema de equações, no domínio da frequência e na formulação matricial, expresso na Eq. 67 [48].

$$\left(-\omega^2 \begin{bmatrix} m_r & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} c_c & -c_c \\ -c_c & c_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_c & -k_c \\ -k_c & k_c + k_p \end{bmatrix} \right) \times \begin{bmatrix} u_r \\ u_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_r v_0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 67}$$

onde m_r e m_a são as massas da *ram* e *anvil*. O valor de v_0 é representativo da velocidade da *ram* no instante do impacto. A rigidez dinâmica da estaca, k_p , é obtida através da razão entre a força gerada na cabeça da estaca, $P(\omega)$, e o deslocamento vertical experimentado pela mesma, $u_z(\omega)$, conforme se pode verificar na Eq. 68.

$$k_p(\omega) = \frac{P(\omega)}{u_z(\omega)} \quad \text{Eq. 68}$$

Será possível calcular a rigidez dinâmica da estaca através da modelação do sistema solo-estaca (FEM-PML). Isto é possível através do cálculo da resposta deste sistema a uma carga dinâmica unitária aplicada na cabeça da estaca. Com a resposta do sistema solo-estaca é possível obter o deslocamento vertical da cabeça da estaca, $u_z(\omega)$. Desta forma serão conhecidos os deslocamentos da cabeça da estaca resultantes da aplicação de uma carga unitária dinâmica, $P(\omega)$, a Eq. 68 passará a:

$$k_p(\omega) = \frac{1}{u_z(\omega)} \quad \text{Eq. 69}$$

O modelo adotado para o martelo está totalmente caracterizado e é possível a sua aplicação para o cálculo da força gerada pelo mesmo, tendo em conta a rigidez do sistema solo-estaca.

4.4.2 LIMITAÇÕES ASSOCIADAS AO MODELO ADOTADO

Antes da exposição das limitações do modelo é necessário salientar que este é um modelo simplificado que tenta representar um processo complexo.

Repare-se que este modelo permite que ocorram trações na mola e amortecedor, residindo aí a principal limitação do mesmo. Após o impacto na cabeça da estaca, existe ressalto do martelo, que irá causar o desenvolvimento de trações na mola e amortecedor. Estas vão originar forças negativas, isto é, o equivalente à estaca ser puxada para fora do terreno, não sendo de forma alguma representativa da realidade.

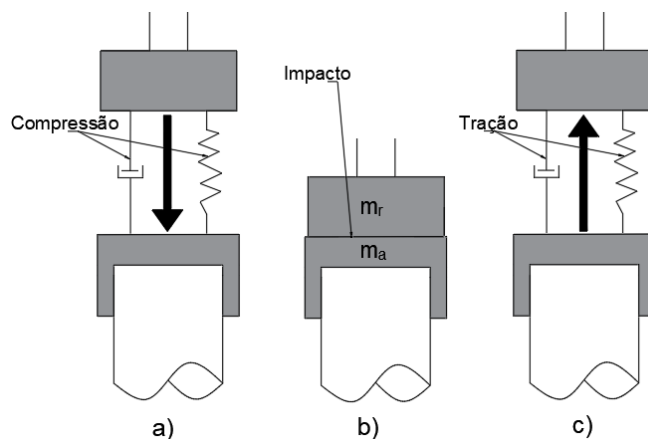


Figura 57: Esquemática do Impacto: a) Movimento descendente do pilão; b) Impacto; c) Movimento ascendente do pilão.

De modo a contornar esta particularidade é adotado o seguinte procedimento, baseado no trabalho de Parente *et al.* [48]:

1. Cálculo da força de impacto no domínio da frequência;
2. Conversão dos resultados de 1. para o domínio do tempo;
3. Truncar a força quando o equilíbrio entre tração e compressão é atingido (momento em que se iniciam as trações na mola e amortecedor);
4. Conversão, de volta, para o domínio da frequência.

Assim o desenvolvimento da força aplicada na cabeça da estaca corresponde ao intervalo temporal desde o instante de impacto até que o contacto entre a estaca e pilão (*ram* e *anvil*) cessa, estando definida a força de impacto de uma forma mais aproximada da realidade.

4.5 PROCESSOS SEQUENCIAIS DE CÁLCULO DO MODELO NUMÉRICO

Na presente secção irão ser expostos os processos sequenciais de cálculo associados ao modelo numérico nas diferentes tipologias de cálculo utilizadas. Serão realizados dois tipos de análise: uma análise linear, que assume um comportamento linear elástico do solo; e uma análise linear-equivalente, que permite a inclusão do efeito de não linearidade no comportamento do solo.

4.5.1 ANÁLISE LINEAR

É possível constituir um modelo numérico que represente as vibrações causadas pela cravação de estacas por impacto através do acoplamento da modelação MEF-PML e o sistema do martelo. Neste caso, tratando-se de uma análise linear, é considerado que o domínio modelado apresenta um comportamento elástico e linear. Isto é, não são consideradas não linearidades que possam ocorrer na deformação do solo. A sequência de cálculo adotada pelo modelo, resumida no fluxograma da Figura 58, consiste no

escalamento da resposta do domínio modelado para uma carga unitária dinâmica em função da carga gerada pelo modelo do martelo.

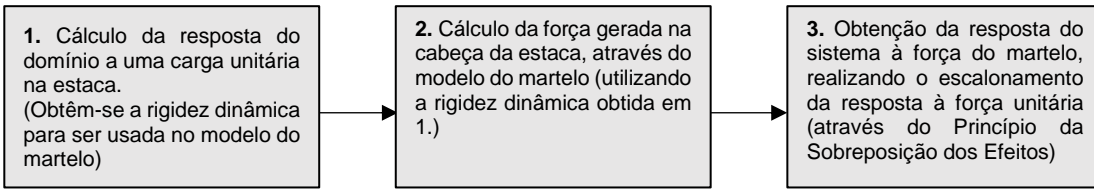


Figura 58: Fluxograma síntese da metodologia de cálculo da análise linear.

4.5.2 ANÁLISE LINEAR EQUIVALENTE

A cravação de estacas causa deformações que não serão compatíveis com a adoção de um regime linear-elástico considerado na análise linear. Justifica-se este facto pelos níveis de deformação elevados que se verificam nas proximidades da estaca. Foi então adotada uma metodologia, designada como análise linear equivalente, com a capacidade de considerar não linearidades no comportamento do solo em função do nível de distorção nele induzido.

Este tipo de análise representa o comportamento mecânico do solo de forma aceitável para níveis de distorção nas ordens de grandeza 10^{-3} a 10^{-4} . Neste intervalo é possível verificar que existe um decréscimo da rigidez e um aumento da dissipação energética à medida que o nível de distorção aumenta [3].

Como se pode observar na Figura 59, para níveis elevados de distorção existe uma diminuição da rigidez, representada através do módulo de distorção, G . Existe uma diminuição da rigidez de G_0 , módulo de distorção elástico, para G_{sec} , que é o módulo de distorção equivalente para o nível de distorção experimentado pelo solo. É também possível verificar que em paralelo com esta diminuição, a energia dissipada aumenta, isto é, existe um aumento do amortecimento (representado pela área interior do ciclo). Repare-se que para distorções pequenas pode-se dizer que G_0 é igual a G_{sec} , representando isto um comportamento próximo do elástico linear.

Desta forma, é possível caracterizar o comportamento constitutivo do solo, através da consideração de dois parâmetros dependentes do nível de distorção e que caracterizarão a trajetória tensão-deformação: i) a sua inclinação, que é caracterizada pela rigidez secante; ii) a área interior ao ciclo, que corresponde ao amortecimento [3].

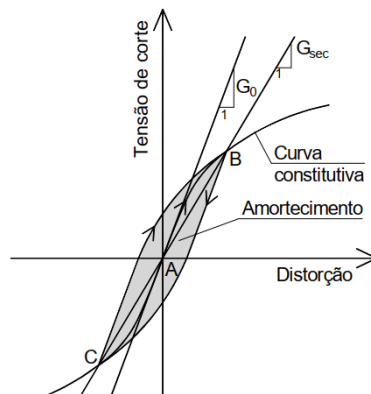


Figura 59: Trajetória de tensão deformação para solitação cíclica simétrica (adaptado de [3]).

Para aplicar esta metodologia, será necessário conhecer o valor da rigidez para níveis de distorção pequenos e as leis de degradação da rigidez em função da distorção do solo. Estas últimas poderiam ser obtidas laboratorialmente. No entanto, existem propostas baseadas em correlações de alguns parâmetros do solo. No âmbito desta dissertação, foi adotada a proposta de Ishibashi e Zhang [55], também designada por proposta unificada, por ser aplicável a solos plásticos e não plásticos [3]. Na proposta adotada para as leis de degradação da rigidez, os parâmetros do solo que podem influenciar as mesmas são a tensão de confinamento, σ'_m , e o índice de plasticidade, IP .

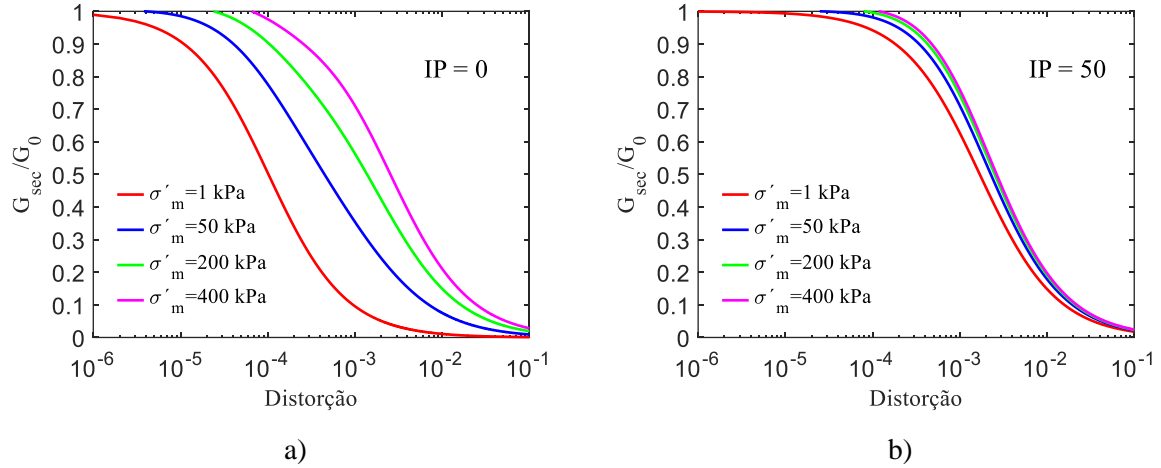


Figura 60: Influência do índice de plasticidade e tensão de confinamento na lei de degradação de rigidez do solo (adaptado de [3]).

Como se pode constatar na Figura 60, a tensão de confinamento exerce grande influência nas leis de degradação da rigidez do solo para solos não plásticos. O mesmo não se verifica para solos plásticos, em que a tensão de confinamento não influencia de forma substancial a degradação da rigidez do solo, segundo a proposta unificada.

As expressões matemáticas das leis de degradação de rigidez e aumento de amortecimento adotadas são dadas pelas Eq. 70 e Eq. 71, respetivamente.

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = k(\gamma, IP) \sigma'_m{}^{m(\gamma, IP) - m_0} \quad \text{Eq. 70}$$

$$\xi = \frac{1}{6} \frac{1 + e^{-0.0145 IP^{1.3}}}{2} \left[0,586 \left(\frac{G_{sec}}{G_0} \right)^2 - 1,547 \frac{G_{sec}}{G_0} + 1 \right] \quad \text{Eq. 71}$$

As funções $k(\gamma, IP)$ e $m(\gamma, IP) - m_0$, ambas funções dependentes do nível de distorção γ e do índice de plasticidade IP , são dadas pelas seguintes expressões:

$$k(\gamma, IP) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(IP)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad \text{Eq. 72}$$

$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} e^{-0.0145 IP^{1.3}} \quad \text{Eq. 73}$$

A função $n(IP)$, presente na Eq. 72 é dada por:

$$n(IP) = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & , se IP = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} IP^{1.401} & , se 0 < IP \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} IP^{1.976} & , se 15 < IP \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} IP^{1.115} & , se IP > 70 \end{array} \right\} \quad \text{Eq. 74}$$

Para a definição do nível de distorção, de acordo com o que tem sido praticado na engenharia sísmica [3], será utilizada a distorção octaédrica efetiva, $(\gamma_{oct})_{eff}$, que será obtida através da Eq. 75 [14].

$$(\gamma_{oct})_{eff} = \alpha \frac{1}{3} \sqrt{(\varepsilon_r - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_\theta - \varepsilon_r)^2 + 6\gamma_{rz}^2} \quad \text{Eq. 75}$$

onde ε_i e γ_{ij} correspondem às componentes do tensor de deformação e α corresponde a um parâmetro de ponderação que assume valores entre 0,5 e 0,7. Este último é introduzido tendo em consideração o facto da ação não ser cíclica e simétrica (aplicando-se à cravação de estacas), querendo isto dizer que no registo temporal a distorção apresente um carácter harmónico [3]. No âmbito desta dissertação, irá ser adotado um valor 0,65 para o parâmetro α , por ser um valor habitualmente adotado no âmbito da Engenharia Sísmica [3].

O modelo numérico da análise linear equivalente é assente no escalonamento da resposta do maciço a uma carga dinâmica unitária com a força gerada pelo martelo na cabeça da estaca. Até este passo a sequência de cálculo é idêntica à empregue na análise linear. No entanto, desta vez os níveis de deformação e propriedades do material irão ser analisados de modo a verificar se, para o nível de deformação obtido, as propriedades usadas no cálculo estariam de acordo com as leis de degradação do material. Se esta conformidade se verificasse o cálculo estaria terminado.

No caso de não se verificar concordância entre a rigidez do material e o nível de deformação obtido (de acordo com as leis de degradação), a rigidez e amortecimento desses elementos serão atualizados de acordo como nível de distorção. O cálculo é de novo iniciado para um domínio modelado com as propriedades atualizadas. O próximo passo seria proceder novamente ao cálculo da resposta do maciço para o domínio com propriedades alteradas.

Este processo iterativo será repetido até que sejam atingidos resultados em duas iterações consecutivas com diferença até 5% (valor limite de convergência adotado) nas propriedades mecânicas do material [3].

A sequência de operações da análise linear equivalente está disposta no fluxograma da Figura 61.

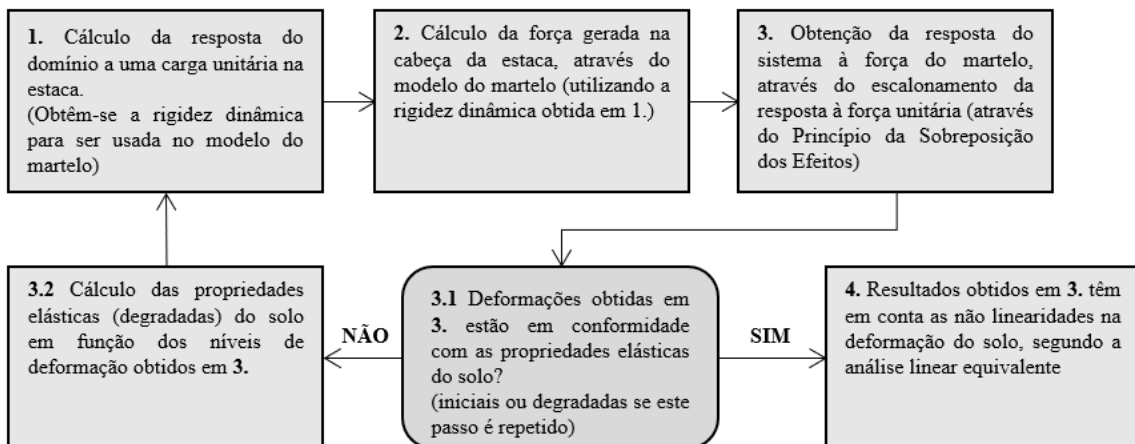


Figura 61: Fluxograma síntese da metodologia de cálculo da análise linear equivalente.

5

RESULTADOS NUMÉRICOS DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA CRAVAÇÃO DE ESTACAS POR IMPACTO

5.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo destina-se à apresentação e discussão dos resultados obtidos por intermédio do modelo numérico descrito no capítulo transato. Na primeira parte serão expostos os resultados da aplicação de um modelo de análise linear e, posteriormente, os de um modelo análise linear equivalente. Para cada uma destas metodologias será estudada a influência da rigidez do solo, velocidade de impacto e profundidade de cravação da estaca no nível de vibração gerado. No final do capítulo, os resultados obtidos através das duas metodologias de cálculo serão confrontados com os resultados experimentais compilados no Capítulo 3, de forma a verificar a validade dos mesmos.

O caso de estudo elaborado correspondente à cravação de uma estaca circular de betão armado, de diâmetro igual a 400 mm, num maciço homogéneo, para o qual se consideram diferentes valores de rigidez: $E=35, 80$ e 143.4 MPa, aos quais estão associadas velocidades de propagação das ondas S (C_S) iguais a 80, 120 e 160 m/s, respetivamente.

As propriedades elastodinâmicas admitidas para o conjunto solo-estaca: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coeficiente de amortecimento (ξ) e densidade (ρ); estão resumidas na Quadro 25.

Quadro 25: Características adotadas para o conjunto solo-estaca (meio homogéneo).

Meio	E [MPa]	ν	ξ	ρ [kg/m^3]
Estaca (Betão)	40.000	0,25	0,01	2500
Solo	35	0,40	0,04	2000
	80			
	143,4			

Em termos de propriedades do modelo do martelo, a Quadro 26 resume os valores adotados para as massas do pilão e conjunto colchão-capacete, rigidez da mola e coeficiente de amortecimento.

Quadro 26: Valores adotados para o modelo do martelo.

Massa do Pilão (<i>ram</i>)	6860 kg
Massa do conjunto capacete/colchão (<i>anvil</i>)	850 kg
Rigidez da mola	1,6E6 kN/m
Amortecimento	588 kNs/m

O mecanismo de cravação fica totalmente definido com a velocidade de impacto com que o pilão atinge o capacete (v_0), para a qual foram adotados os valores indicados na Quadro 27.

Quadro 27: Velocidades de impacto do pilão adotadas.

Velocidade de Impacto do Pilão (<i>ram</i>)	1 m/s
	2 m/s
	3 m/s

Do ponto de vista numérico, o conjunto solo-estaca é modelado através de uma malha FEM-PML, com um total de cerca de 34000 elementos finitos. Tendo em conta as condições de axissimetria adotadas na formulação numérica, o problema é então resolvido como se tratasse de um problema bidimensional, no qual o centro da estaca corresponde ao eixo de axissimetria. A secção transversal, de dimensões 30x20 m², é ilustrada na Figura 62.

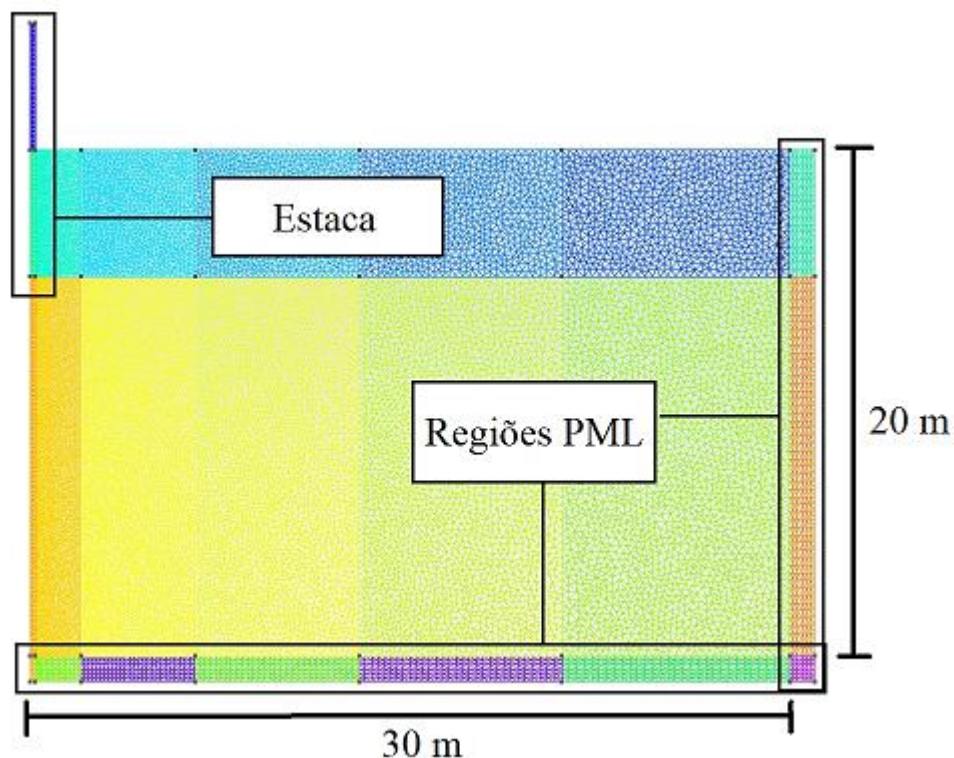


Figura 62: Discretização do domínio modelado.

5.2 ANÁLISE LINEAR

Na presente secção serão apresentados os resultados obtidos através do modelo numérico linear. Inicialmente, são expostos os resultados de um cenário base, prosseguindo com o estudo da influência da rigidez do solo, velocidade de impacto e profundidade de cravação da ponta da estaca.

5.2.1 CENÁRIO BASE

O cenário base adotado engloba as seguintes características: rigidez do solo igual a 80 MPa ($C_S=120\text{m/s}$); velocidade v_0 do pilão igual a 2 m/s no momento do impacto; profundidade da ponta da estaca no momento da cravação de 5 m. Para estas condições, a Figura 63 apresenta os registos da força desenvolvida na cabeça da estaca, nos domínios do tempo e da frequência. Pelos resultados obtidos, é possível verificar que grande parte da energia se encontra concentrada numa gama de frequências até 80 Hz.

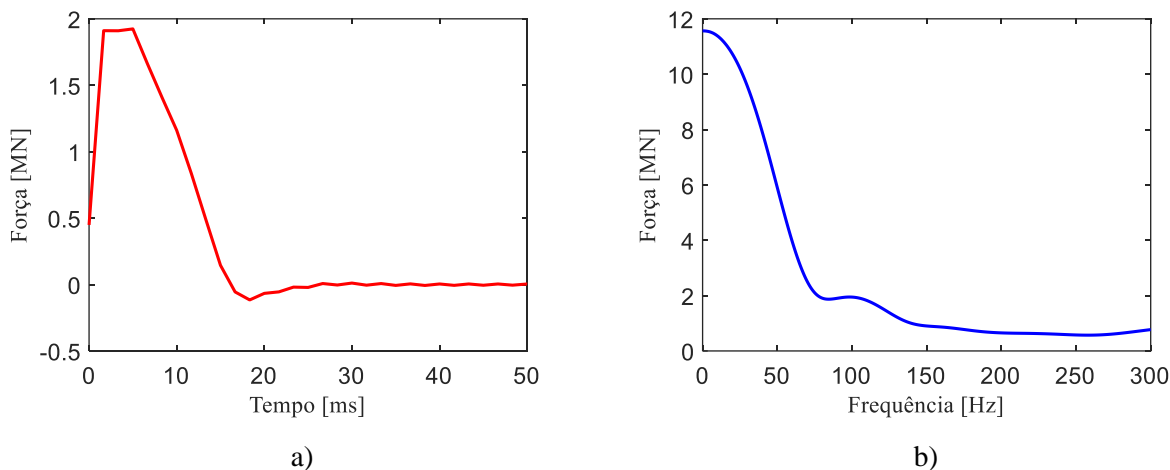


Figura 63: Evolução da força desenvolvida na cabeça da estaca: a) domínio do tempo; b) domínio da frequência.

A resposta do conjunto solo-estaca é representada na Figura 64, na qual é representada a norma da velocidade de vibração para diferentes instantes temporais. A formação das ondas de corte com frente cilíndrica emitidas pela interação do fuste com o solo e de ondas esféricas na ponta da estaca é claramente visível nos instantes iniciais (Figura 64 a) e b)). A partir de um certo instante (Na Figura 64 c)), é possível constatar a prevalência das ondas de Rayleigh. Estas ondas têm a particularidade de sofrerem uma atenuação exponencial com o aumento da profundidade. O amortecimento geométrico e material é também patente nestas figuras, onde se pode verificar a diminuição da amplitude de vibração à medida que a onda se afasta da estaca.

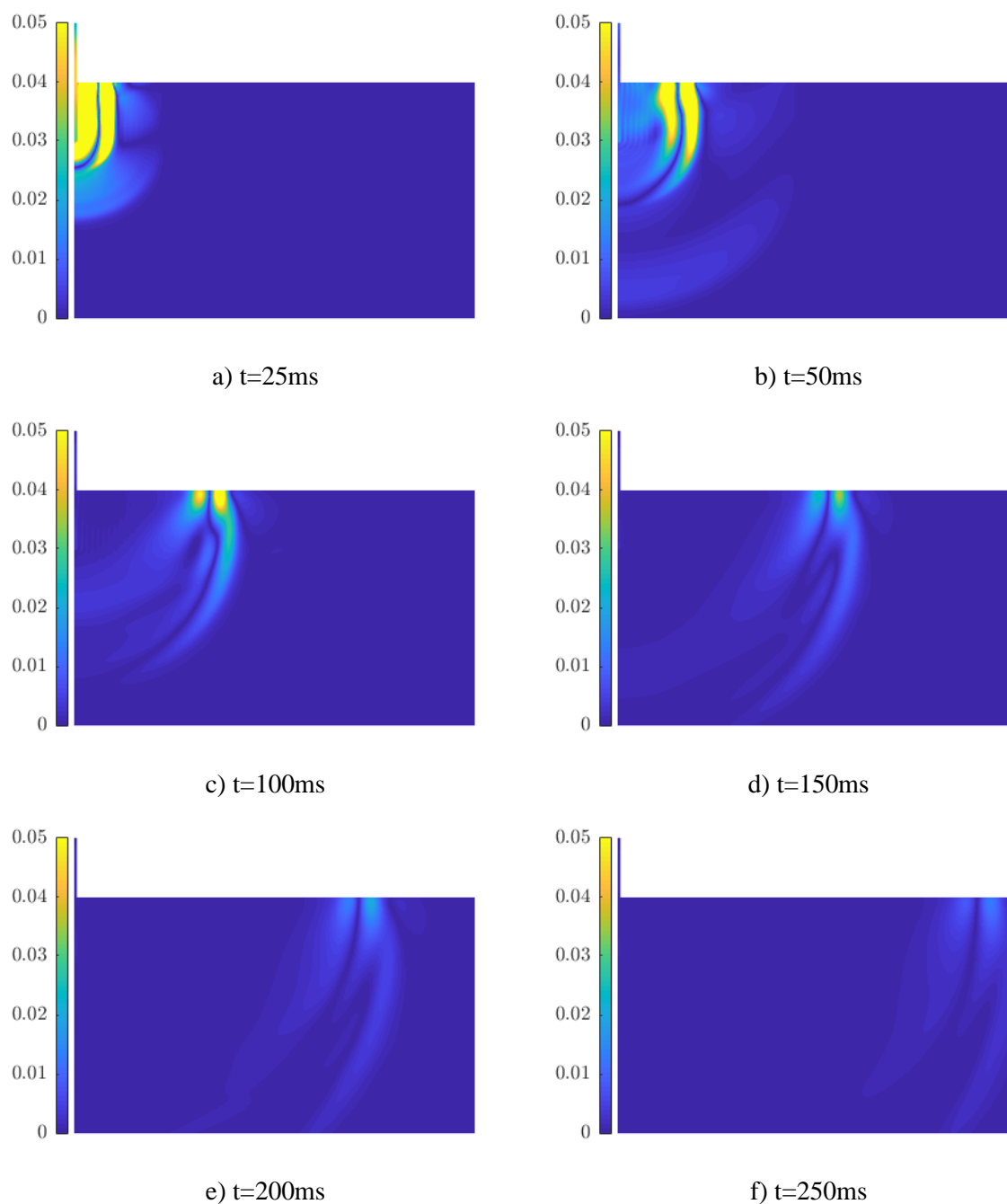


Figura 64: Norma da velocidade para diversos instantes.

Na Figura 65-a) estão representados os padrões de deslocamentos para três pontos à superfície, a 1, 5 e 15 metros da estaca. Da sua análise é evidenciado que a componente vertical dos deslocamentos à superfície é mais elevada que a radial (horizontal). É possível também observar o efeito do amortecimento geométrico e material, representado na diminuição de expressão na amplitude dos deslocamentos (Figura 65 a), b) e c)).

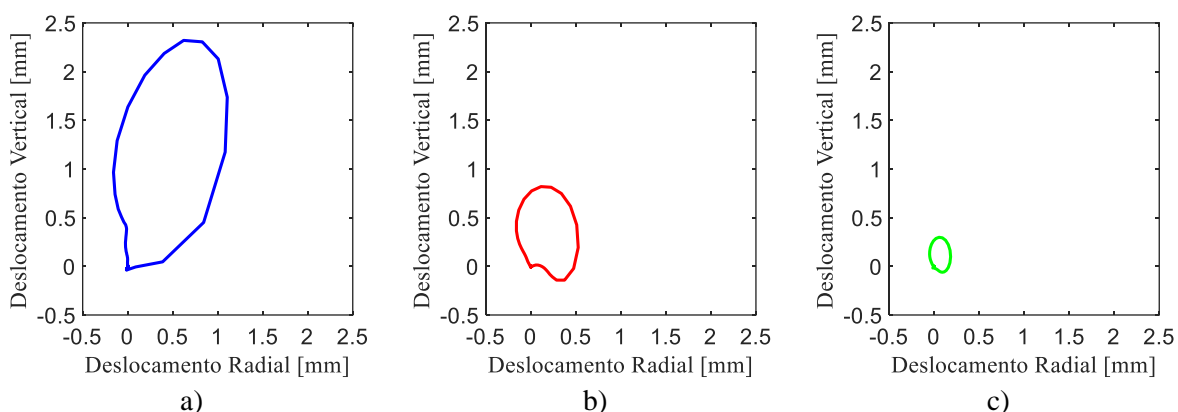


Figura 65: Deslocamento radial em função do deslocamento vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros.

Analisando a Figura 66, onde está representado o desenvolvimento temporal da velocidade vertical para três pontos à superfície, o efeito do amortecimento geométrico e material são também visíveis, verificando-se a diminuição da velocidade de vibração com o aumento da distância.

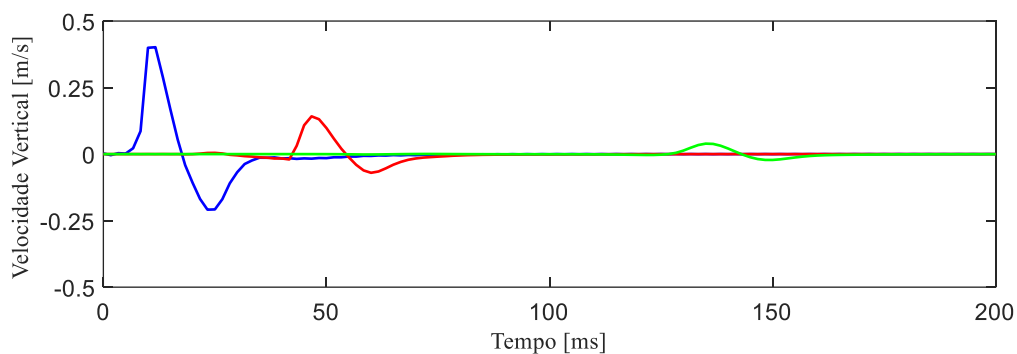


Figura 66: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: 1 metro (azul), 5 metros (vermelho) e 15 metros (verde).

A evolução da velocidade de pico vertical com o aumento da distância radial, representada a azul na Figura 67, evidencia um decréscimo exponencial à medida que a distância aumenta. Esta tendência vai ao encontro dos resultados experimentais apresentados anteriormente no Capítulo 3. Verifica-se também a prevalência da componente vertical da velocidade em relação à velocidade de pico radial (representada a vermelho).

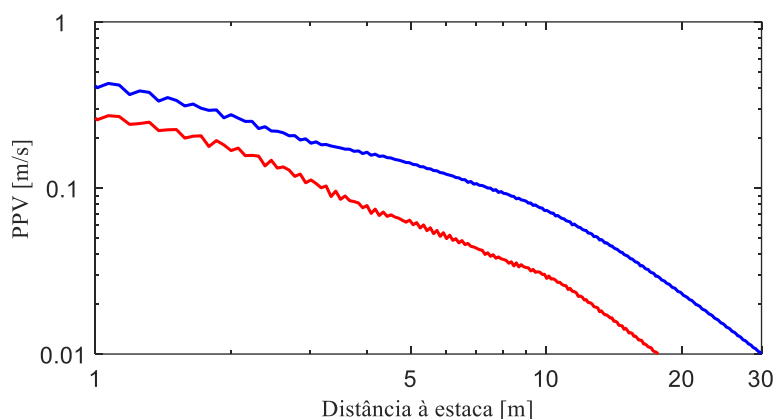


Figura 67: Velocidade de vibração de pico à superfície: vertical (azul) e radial (vermelho) em função da distância à estaca.

Analisando agora o conteúdo em frequência da resposta, representado na Figura 68, é possível constatar uma concentração de energia numa gama de frequências mais baixa, sensivelmente até 75 Hz. Isto pode ser explicado pelo facto de o amortecimento material induzir uma atenuação mais pronunciada em frequências elevadas [11, 16].

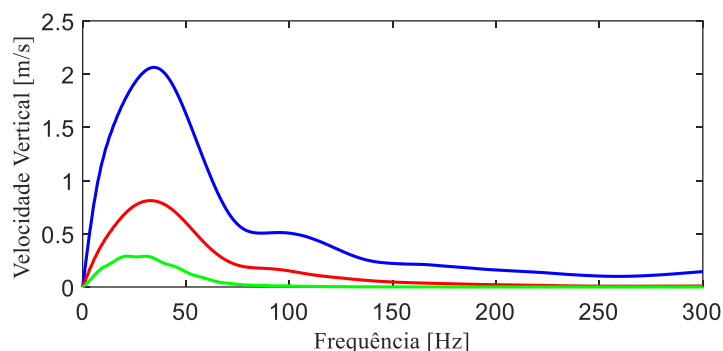


Figura 68: Velocidade Vertical no domínio da frequência para três pontos à superfície a 1 metro (azul), 5 metros (vermelho) e 15 metros (verde) do eixo de axissimetria.

5.2.1.1 Influência da Rigidez do Solo

A influência da rigidez do solo no nível de vibrações induzidas pela cravação é objetivo imediato. Deste modo, e adicionalmente ao cenário anterior, consideram-se dois solos adicionais com uma rigidez de 35 e 143.4 MPa, correspondentes a velocidades de propagação de ondas S de 80 e 160 m/s. Os restantes parâmetros físicos mantêm-se os mesmos relativamente ao cenário base.

Na Figura 69 está representada a força desenvolvida na cabeça da estaca. É possível ver que o aumento da rigidez do solo provoca um aumento da rigidez dinâmica, aumentando a capacidade de reação do sistema à força aplicada pelo martelo, levando assim a valores de força gerada mais elevados. O conteúdo em frequência da resposta é igualmente alterado, obtendo-se uma maior amplitude da força e um ligeiro aumento da gama de frequências com conteúdo significativo: 50 Hz (35MPa), 75 Hz (80 MPa) e 85 Hz (143,4 MPa).

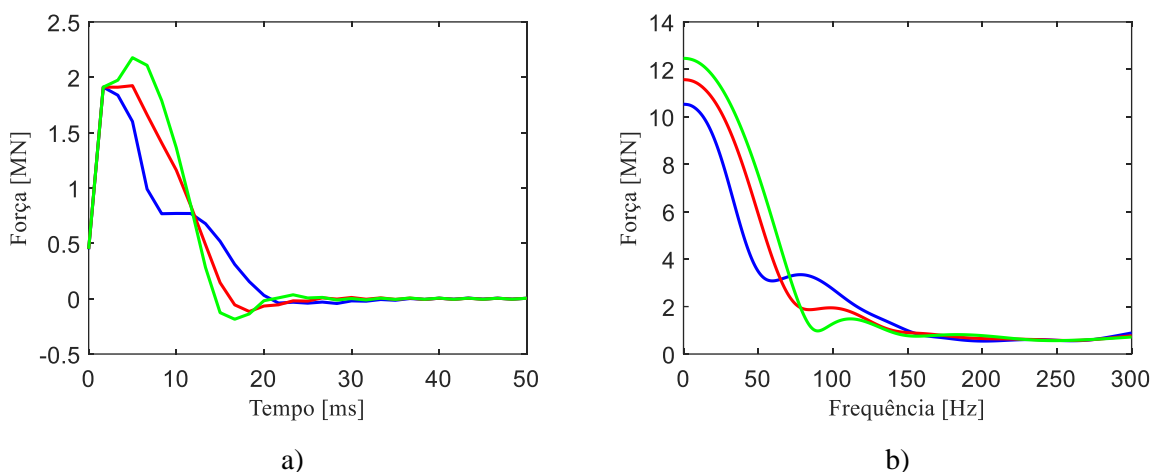
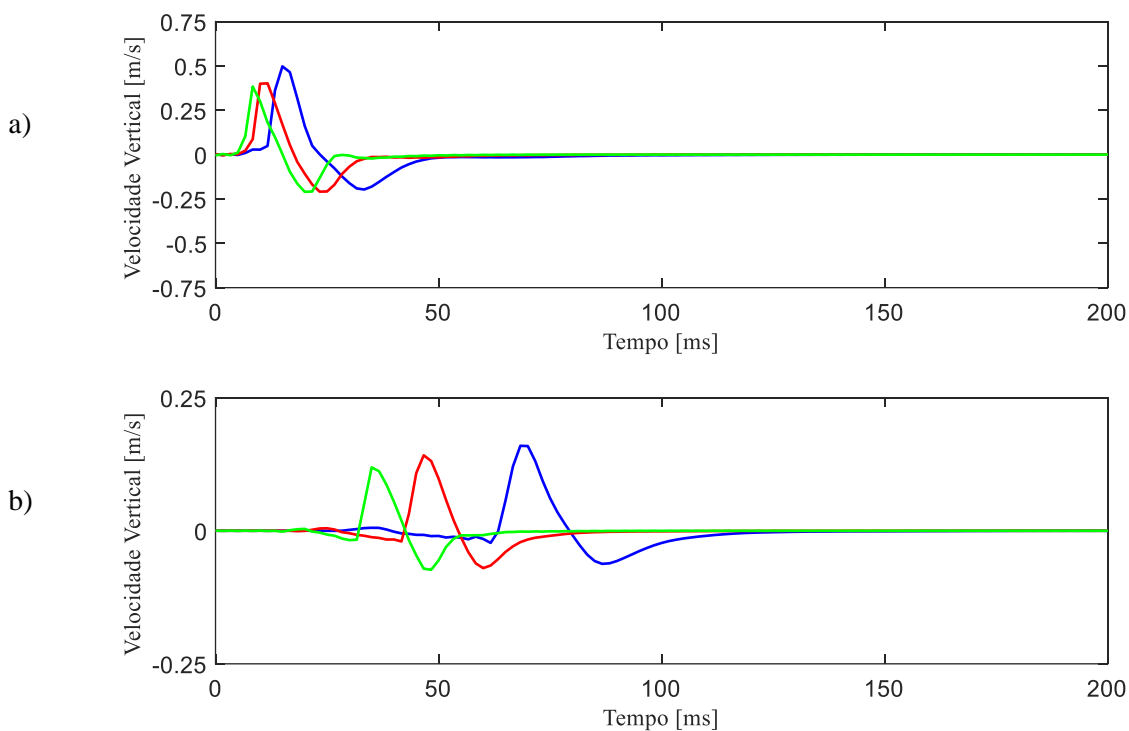


Figura 69: Força desenvolvida na cabeça da estaca para solos com rigidez distinta, 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência.

O desenvolvimento temporal da velocidade vertical à superfície para três pontos distados de 1, 5 e 15 metros da estaca é representado na Figura 70. O efeito da rigidez na velocidade de propagação de ondas é notório, observando-se um desfaseamento temporal das ondas superficiais.



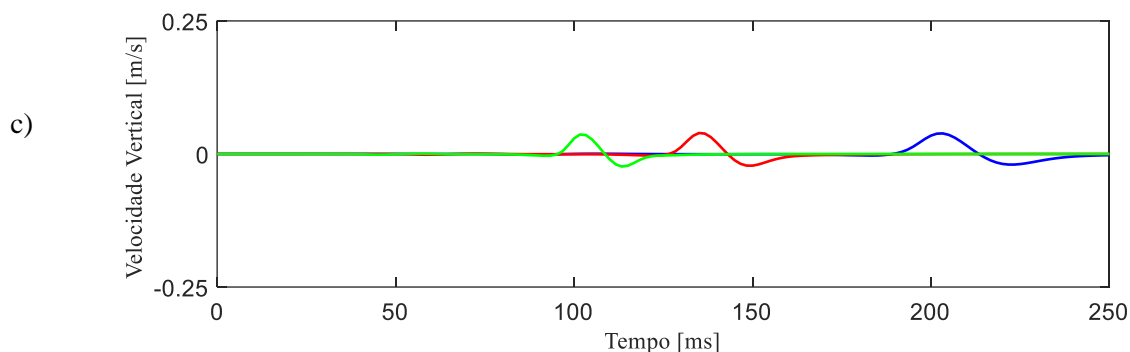
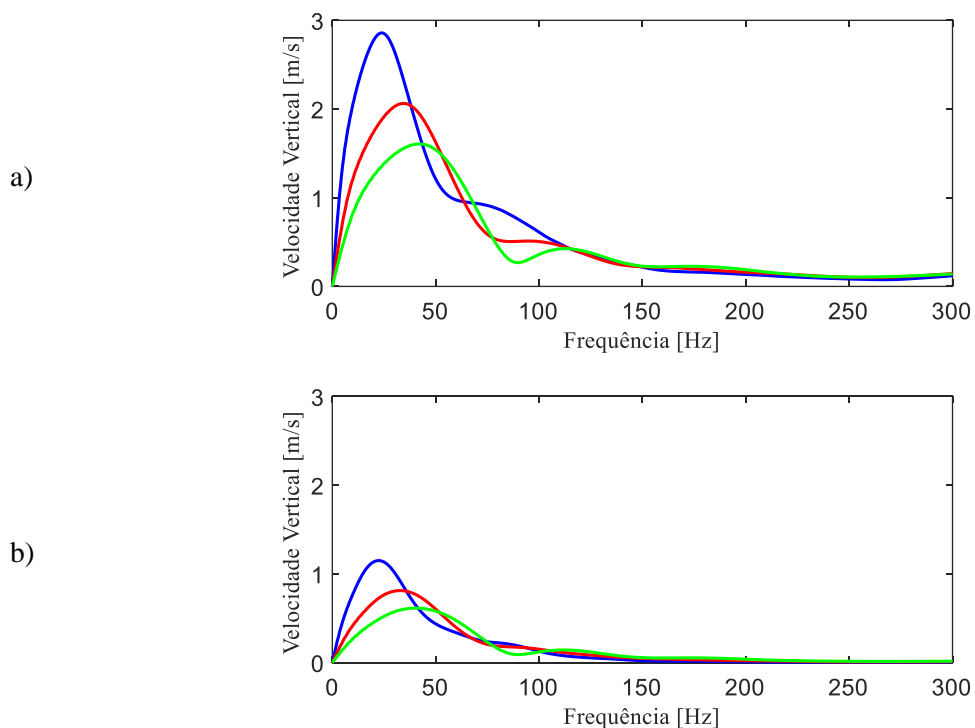


Figura 70: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).

Na Figura 71 é representada a velocidade vertical de vibração no domínio da frequência. É possível concluir que com o aumento da distância à estaca, os intervalos de frequências dominantes mantêm-se. Para o cenário com rigidez mais elevada do solo (representado a verde) a energia distribui-se de forma mais dispersa e em frequências mais elevadas, aproximadamente entre 40 e 50 Hz. Porém, para solos menos rígidos (a azul) existe uma concentração mais acentuada em frequências mais baixas, onde a frequência dominante se encontra sensivelmente entre 20 e 30 Hz.



c)

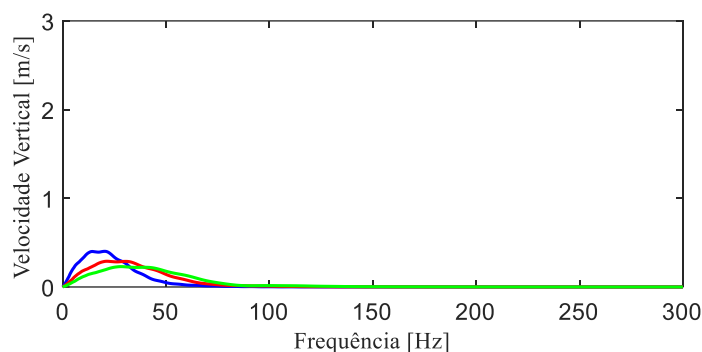


Figura 71: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).

Na Figura 72 encontra-se representada a evolução da velocidade de pico vertical em função do afastamento à estaca para os três tipos de solos analisados. É possível verificar que, junto à estaca, o solo menos rígido (a azul) apresenta níveis de vibração um pouco mais elevados. À medida que a distância aumenta, a diferença entre as curvas vai-se tornando menos pronunciada, significando que nos solos de menor rigidez a atenuação é maior. É possível concluir que isto resulta do amortecimento material, uma vez que o amortecimento geométrico depende apenas da forma da frente de onda. O facto de solos menos rígidos apresentarem amortecimento efeito de material mais elevado já havia sido comprovado por Clough e Chameau [56] através de resultados experimentais.

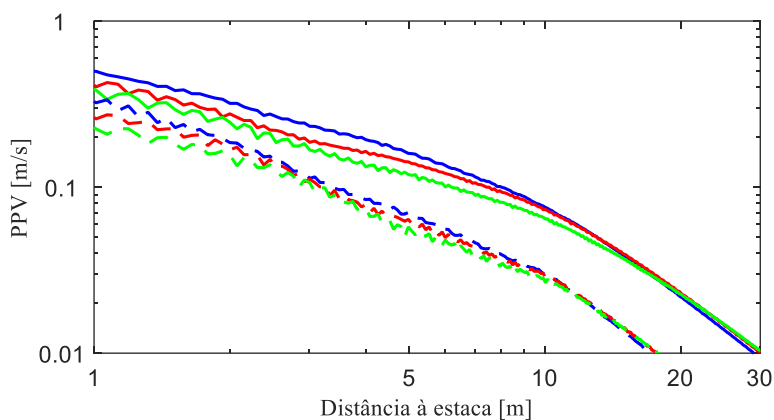


Figura 72: PPV Vertical em função da distância à estaca para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).

5.2.1.2 Influência da Energia de Impacto

Com o intuito de se estudar a forma como a energia aplicada à estaca influencia as perturbações transmitidas ao solo, foram considerados três cenários, variando-se a velocidade de impacto (v_0) do pilão entre os valores de 1, 2 e 3 m/s. As restantes características do caso de estudo mantêm-se iguais às adotadas no cenário base.

Na Figura 73 está representada a força gerada na cabeça da estaca nos domínios do tempo e da frequência. Conforme expectável, o aumento da velocidade de impacto faz com que a força máxima gerada seja mais elevada, não causando, todavia, grandes alterações na forma no desenvolvimento

temporal. No domínio da frequência, verifica-se o mesmo padrão, com um aumento significativo do conteúdo energético sem grandes na gama de frequências mais significativa (intervalo 0 – 75 Hz)

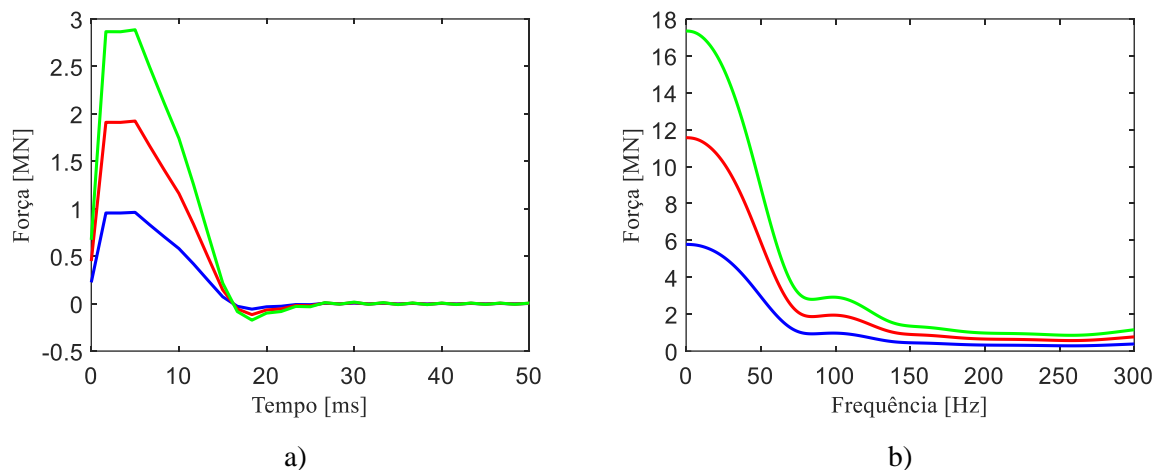
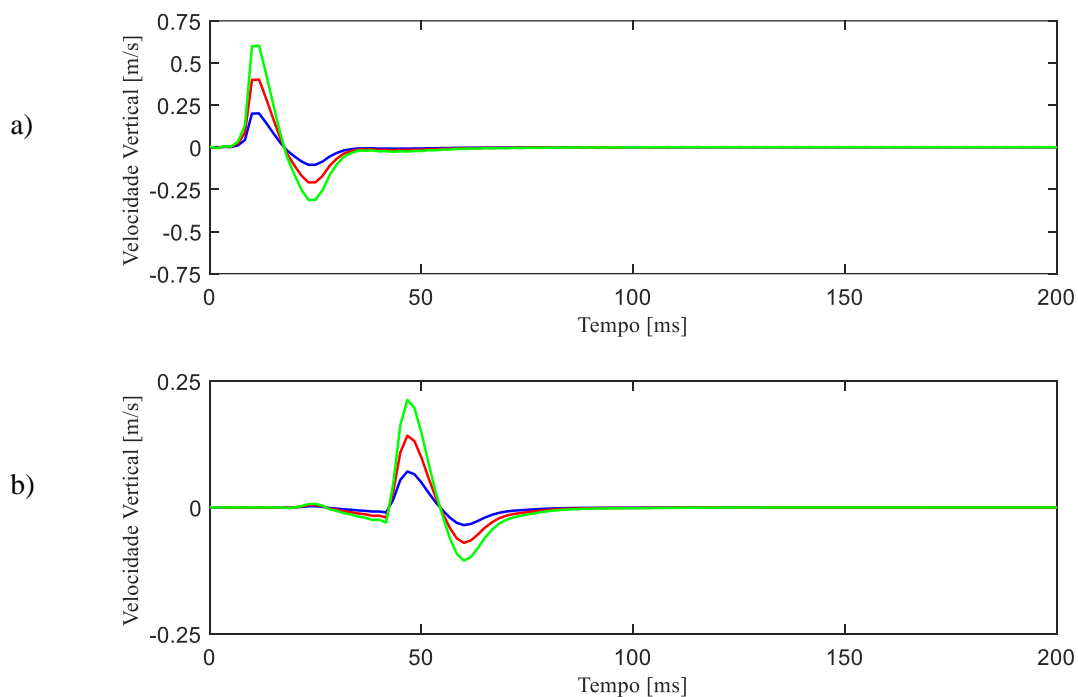


Figura 73: Força desenvolvida na cabeça da estaca para velocidades de impacto diferentes, 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3m/s (verde): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência.

Analisando o desenvolvimento temporal da velocidade vertical à superfície, conforme representado na Figura 74, observa-se que a alteração da velocidade de impacto apenas tem influência na amplitude, não se verificando nenhuma alteração no tipo de resposta com o aumento da distância à estaca.



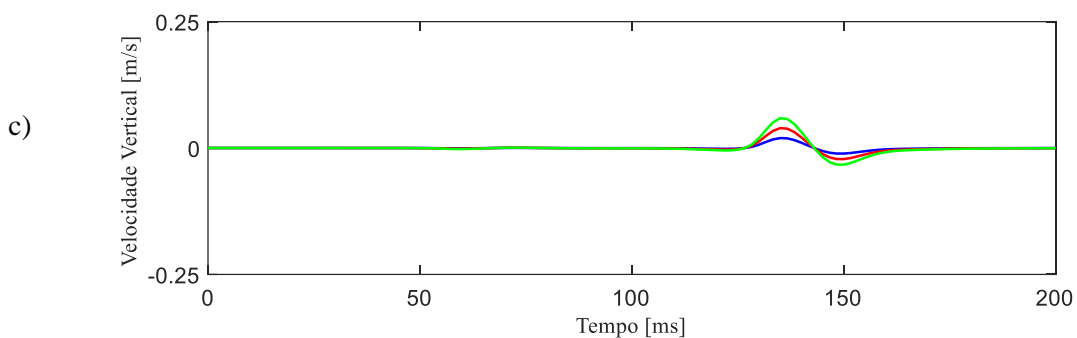
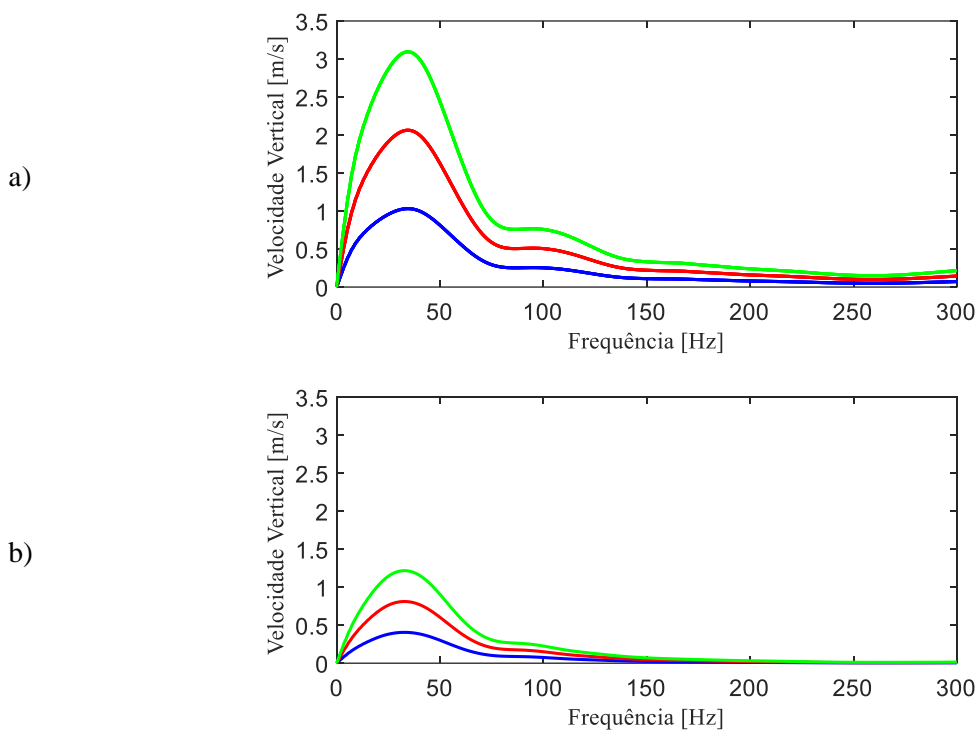


Figura 74: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).

A distribuição das velocidades verticais no domínio da frequência é representada na Figura 75 para três pontos à superfície do maciço. O aumento da energia de impacto faz com que a velocidade máxima aumente. No entanto, a forma como estas se distribuem no espectro de frequências não é alterada com o aumento da distância à estaca e nas diferentes velocidades de impacto, mantendo-se a sua concentração entre os 0 e 75 Hz.



c)

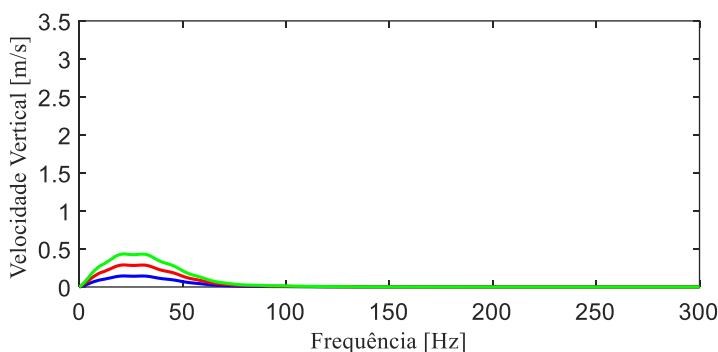


Figura 75: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros. Para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).

Na Figura 76 encontra-se representada a evolução da velocidade vertical de pico máximas em função da distância à estaca para os diferentes valores de velocidade inicial. Conforme expectável dada a natureza de análise realizada, a magnitude das vibrações é diretamente proporcional à energia de impacto. Assim, a curva associada à velocidade de 3 m/s (a verde) é bastante superior às curvas das velocidades de impacto de 1 e 2 m/s. A lei de atenuação é a mesma, independentemente da velocidade de impacto.

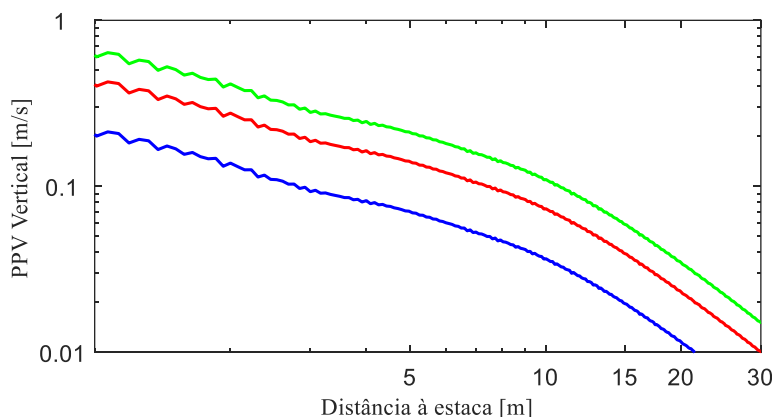


Figura 76: PPV Vertical em função da distância à estaca para velocidades de impacto distintas: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).

5.2.1.3 Influência da Profundidade da Ponta da Estaca

Para estudar a influência da profundidade a que se encontra a ponta da estaca no momento da cravação consideraram-se três cenários diferentes, em conformidade com a localização da ponta da estaca a: 2,5, 5 e 10 metros.

Analisando a força gerada na cabeça da estaca, exposta na Figura 77, é possível verificar que esta aumenta para uma maior profundidade da ponta da estaca. Isto pode ser justificado pelo aumento área de contacto entre solo e a estaca, resultando numa rigidez dinâmica maior. A distribuição no domínio da frequência é, também, alterada. O crescimento da profundidade faz com que a concentração energética se dê numa gama de frequências mais ampla: até 50 Hz para 2,5 metros, cerca de 75 Hz para 5 metros e sensivelmente 125 Hz para 10 metros.

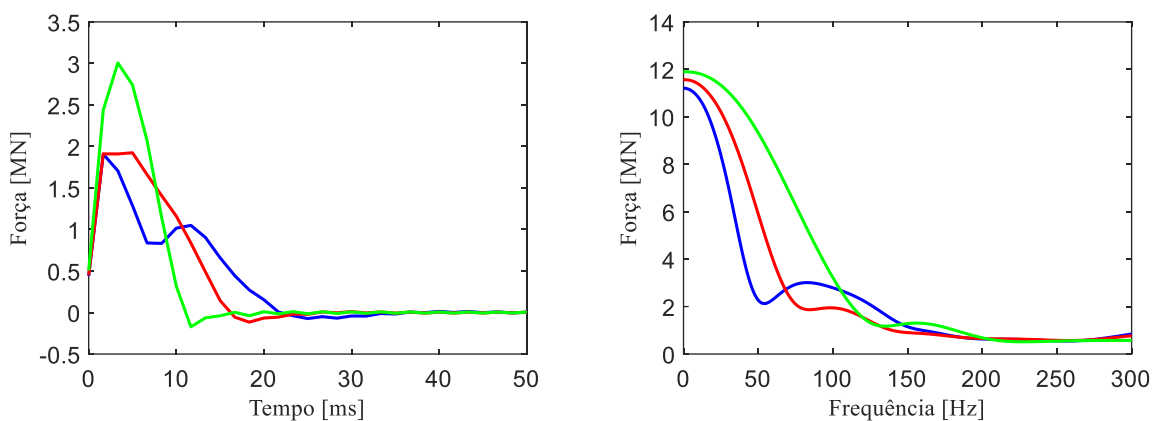
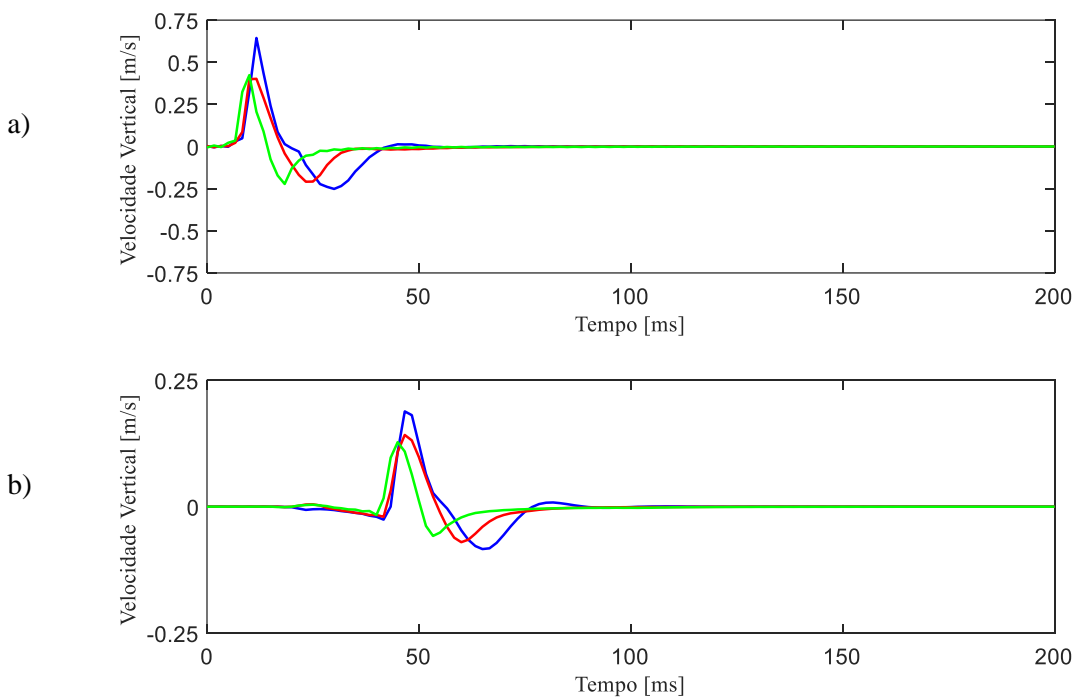


Figura 77: Força desenvolvida na cabeça da estaca para profundidades da ponta diferentes, 2,5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde): a) no domínio do tempo; b) no domínio da frequência.

Analisando o desenvolvimento temporal da velocidade vertical à superfície, representado na Figura 78, verifica-se que para profundidades de cravação menores os níveis de vibração serão mais elevados. Esta diferença vai sendo menor com o aumento da distância à estaca, existindo uma aproximação das respostas para a diferentes profundidades de cravação.



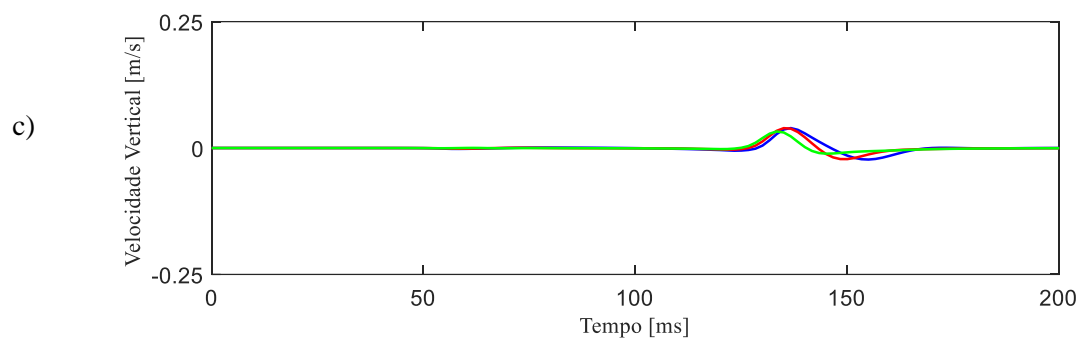
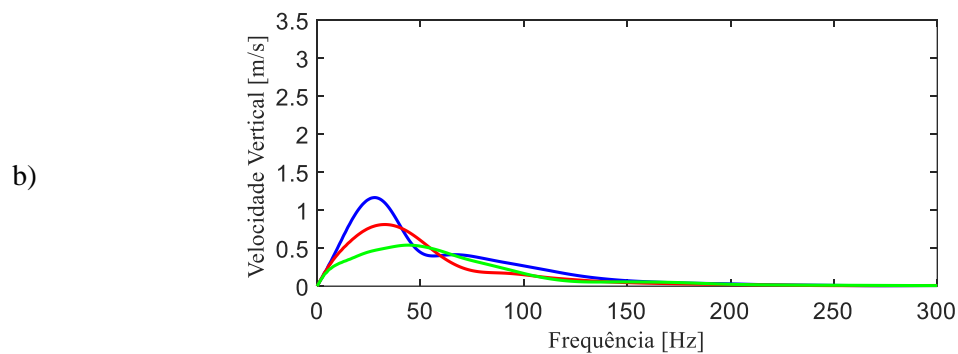
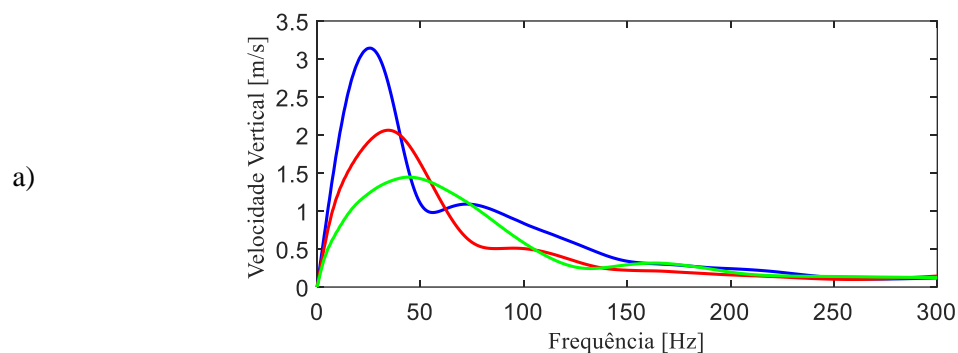


Figura 78: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para profundidades de cravação distintas: 2,5 metros (azul), 5 metros (vermelho) e 10 metros (verde).

O conteúdo em frequência da velocidade vertical está representado na Figura 79, verificando-se que o aumento da distância à estaca não provoca diferenças significativas na distribuição no espectro de frequências. Pode-se concluir que o aumento da profundidade da ponta da estaca faz com que a frequência dominante aumente ligeiramente e que a concentração não seja tão acentuada e se dê numa gama mais extensa: até aos 50 Hz para 2,5 metros, 75 Hz para 5 metros e 120 Hz para 10 metros.



c)

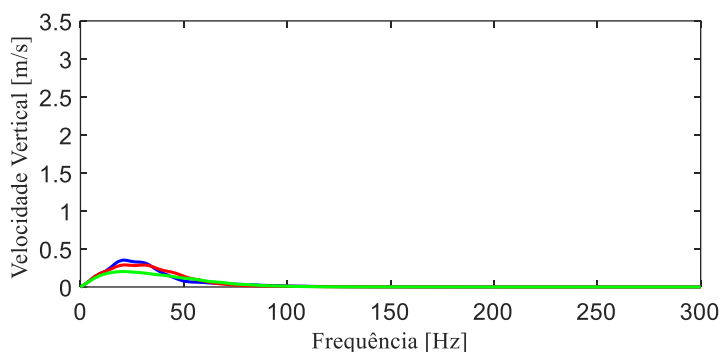


Figura 79: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros. Para profundidades diferentes da ponta da estaca: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde).

A evolução da velocidade de pico vertical em função do afastamento da estaca, representada na Figura 80, indica que a profundidade da ponta da estaca exerce alguma influência no nível de vibrações sentido à superfície. Como se pode observar, quando a ponta da estaca se encontra em zonas mais próximas da superfície, os níveis de vibração são mais elevados na proximidade da estaca, o que pode ser explicado pelo facto da transferência de energia da estaca para o solo ocorrer mais próxima da superfície.

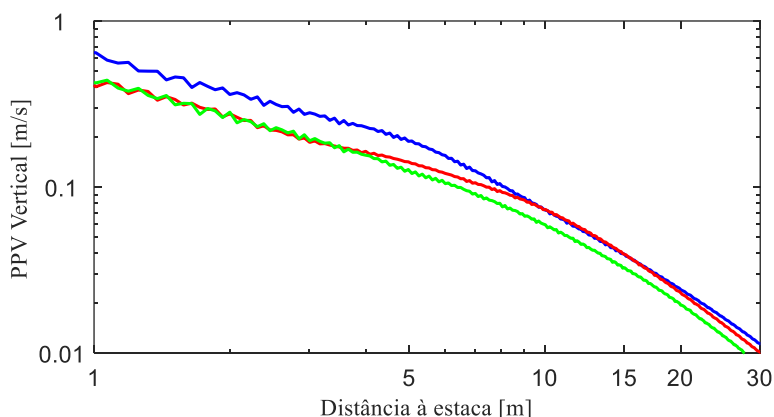


Figura 80: PPV Vertical em função da distância à estaca para profundidade da ponta: 2.5m (azul), 5m (vermelho) e 10m (verde).

5.2.2 VALIDADE DA ANÁLISE LINEAR

A validade da análise linear, que assume um modelo visco elástico linear do comportamento do solo, é dependente do nível de deformação a que o solo é sujeito. Este modelo constitutivo é válido para níveis de distorção na ordem de 10^{-6} a 10^{-5} (remete-se o leitor para a Quadro 3 do Capítulo 2). De forma a verificar a validade da aplicação do mesmo, o nível de distorção octaédrica efetivas obtido no cenário base é representado na Figura 81. Conforme é possível observar, nas imediações da estaca o nível de distorção é superior a 10^{-5} , comprometendo a utilização de um modelo visco elástico linear. Deste modo, a utilização de um modelo linear equivalente será uma alternativa a equacionar, apresentando-se nas secções seguintes as principais conclusões da sua aplicação aos casos de estudo abordados anteriormente.

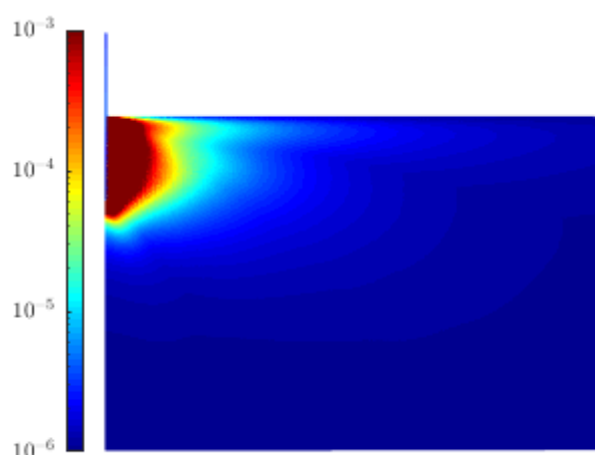


Figura 81: Distorção octaédrica efetiva associada à cravação de uma estaca com 400 mm de diâmetro, com a ponta a 5 metros de profundidade num solo com rigidez $E=80$ MPa e velocidade de impacto V_0 igual a 2 m/s, obtida através da análise linear.

5.3 ANÁLISE LINEAR EQUIVALENTE

Na presente secção serão expostos e analisados resultados da aplicação do modelo visco elástico linear equivalente aos casos de estudo apresentados na secção 5.2. Esta metodologia permite a consideração de não linearidades do comportamento do solo, sendo válida para distorções na ordem dos 10^{-4} a 10^{-3} . Será, assim, feita uma análise da influência de vários parâmetros nos níveis de vibração induzidos pela cravação de estacas: rigidez do solo, energia de impacto e profundidade de cravação.

5.3.1 CENÁRIO BASE

Aplicando o modelo linear equivalente ao cenário base anteriormente definido, representa-se, na Figura 82, distorção octaédrica efetiva resultante. Como se depreende, mesmo com esta metodologia, e numa área circunscrita e imediatamente junto à estaca, verificam-se níveis de distorção superiores ao recomendado para a aplicação deste modelo, correspondentes a níveis de deformação compatíveis com um comportamento plástico.

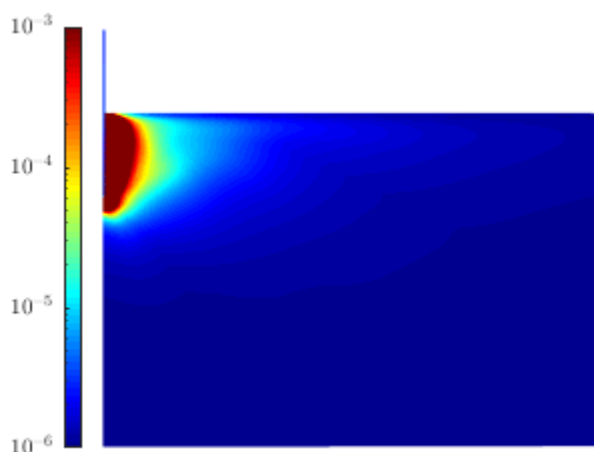


Figura 82: Distorção octaédrica efetiva associada à cravação de uma estaca com 400 mm de diâmetro, com a ponta a 5 metros de profundidade num solo com rigidez $E=80$ MPa e velocidade de impacto V_0 igual a 2 m/s, obtida através da análise linear equivalente.

De acordo com a metodologia subjacente a uma análise linear-equivalente, a Figura 83 representa a degradação da rigidez no maciço (G_{sec}/G_{max}), sendo possível observar que esta é acentuada junto à estaca. Este resultado era já expectável, visto que o nível de distorção (Figura 82) é superior a 10^{-3} , o que segundo as leis de degradação adotadas (expostas na Figura 60 no Capítulo 4) corresponde a uma degradação próxima do total da rigidez.

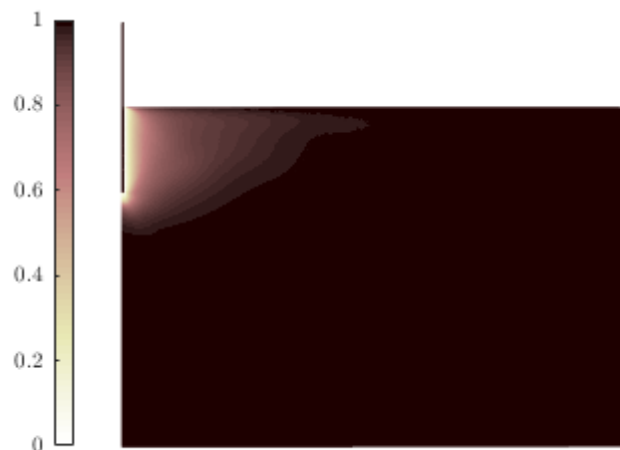
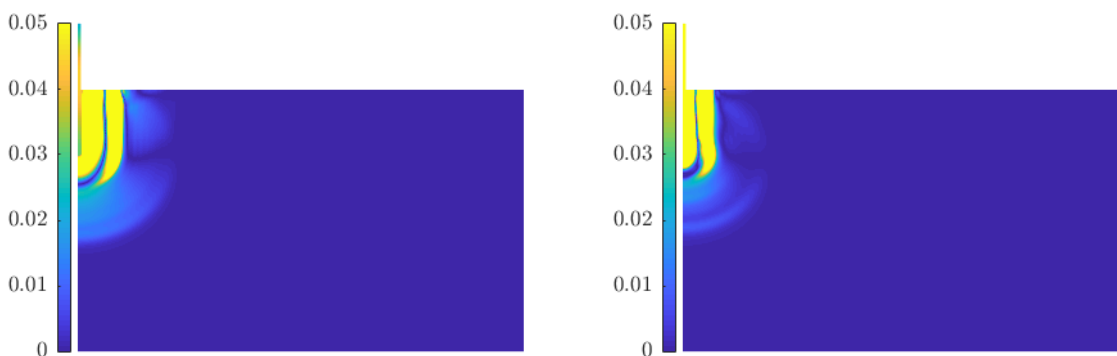
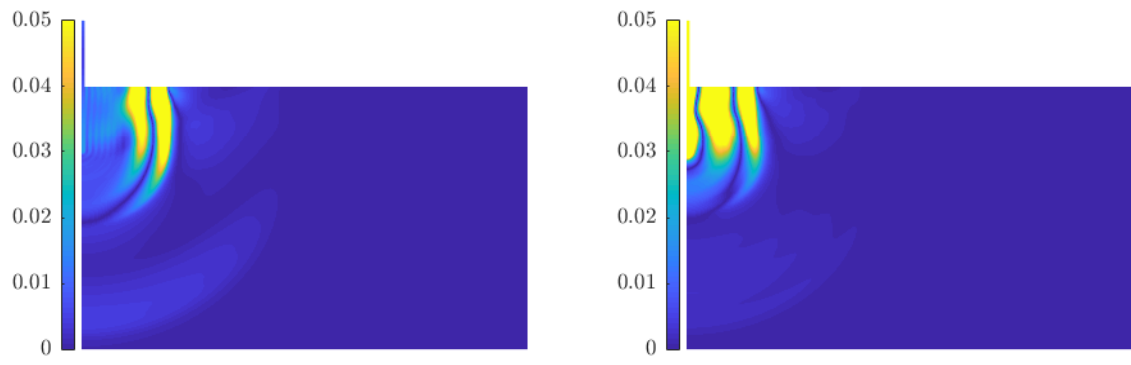


Figura 83: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}).

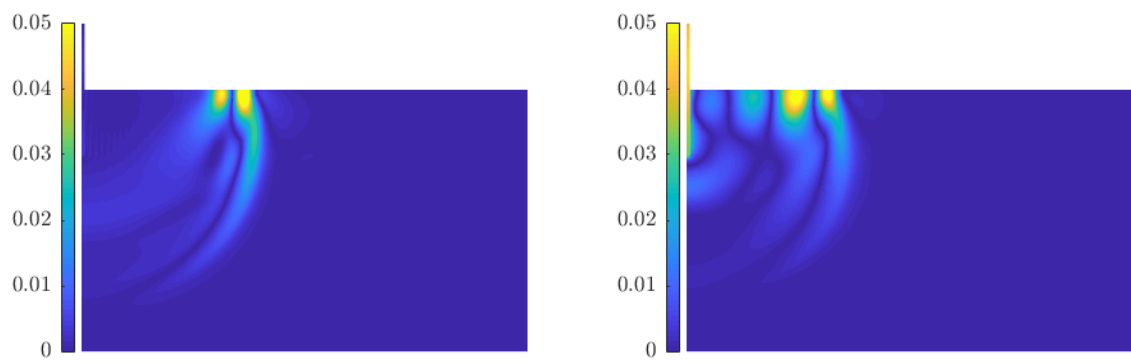
A Figura 84 corresponde à representação da norma da velocidade na análise linear e linear equivalente, permitindo a comparação dos resultados vaticinados pelas duas metodologias. Na Figura 84-a) é possível verificar que na análise linear a velocidade de propagação de ondas é superior à observada na análise linear equivalente, isto justifica-se pela menor rigidez do solo (causada pela degradação). Verifica-se também, na metodologia linear equivalente, a formação de mais frentes de onda com menor expressão (salientes na Figura 84-c) e d)).



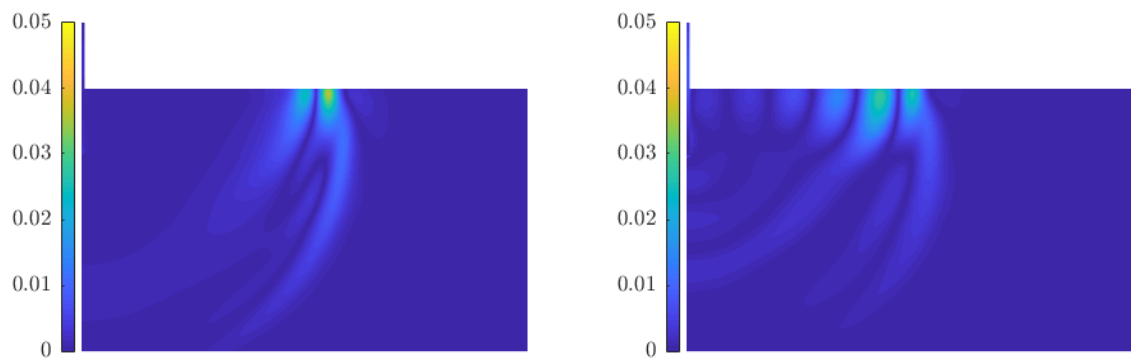
a) $t=25$ ms



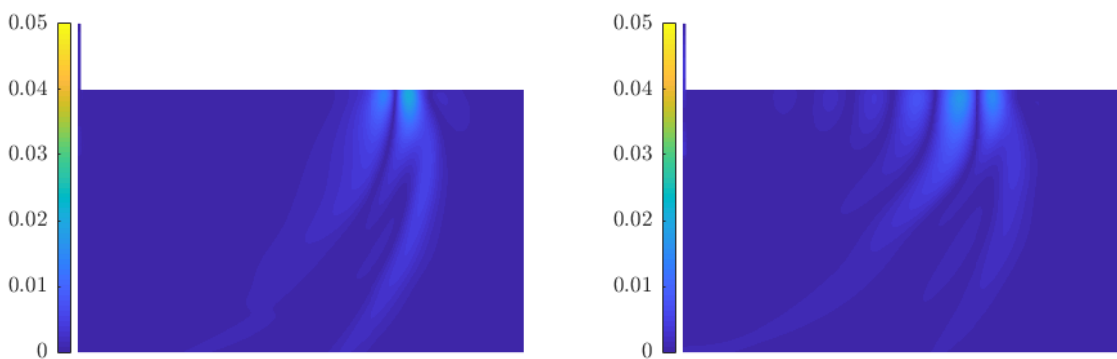
b) $t=50$ ms



c) $t=100$ ms



d) $t=150$ ms



e) $t=200$ ms

Figura 84: Norma da velocidade (m/s), para diversos instantes: análise linear (esquerda) e análise linear equivalente (direita).

Na Figura 85 estão representados os padrões de deslocamentos de 3 pontos à superfície distados de 1, 5 e 15 metros da estaca. Verifica-se que a componente vertical é mais pronunciada que a radial nos pontos mais próximos da estaca, com o aumento da distância à estaca a prevalência dos deslocamentos verticais em relação aos radiais é menos evidente. Existem algumas diferenças entre as duas análises realizadas, a análise linear equivalente exibe deslocamentos no sentido descendente, enquanto que a análise linear não.

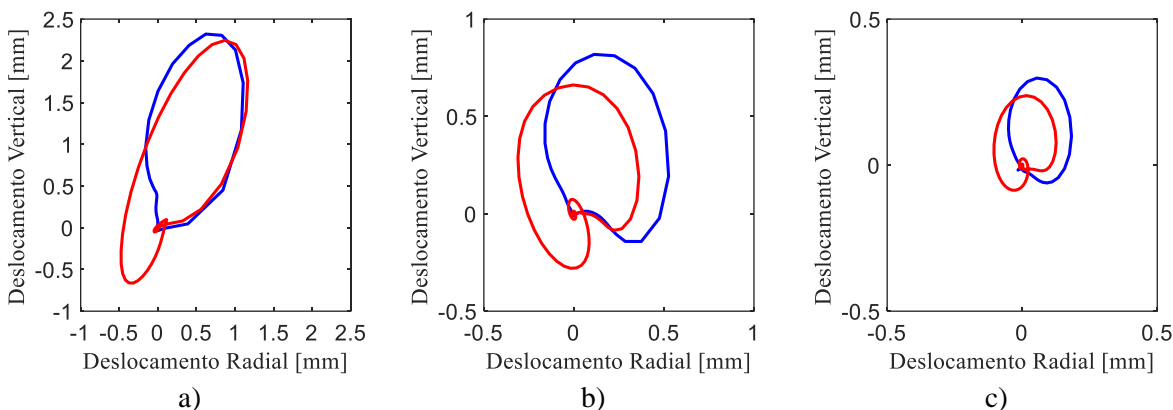


Figura 85: Deslocamento radial em função do deslocamento vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros, para a análise linear (azul) e linear equivalente (Vermelho).

Na Figura 86 a), b) e c) é visível o desfasamento temporal entre a passagem das ondas superficiais (representadas através da velocidade vertical), este aumenta entre os pontos situados a 1 e 5 metros da estaca, e mantém-se para o ponto a 15 metros. Este desfasamento deve-se à velocidade de propagação de ondas sísmicas na análise linear equivalente ser inferior, consequência da degradação da rigidez do solo. Verifica-se também que são obtidos níveis de vibração superiores através da análise linear.

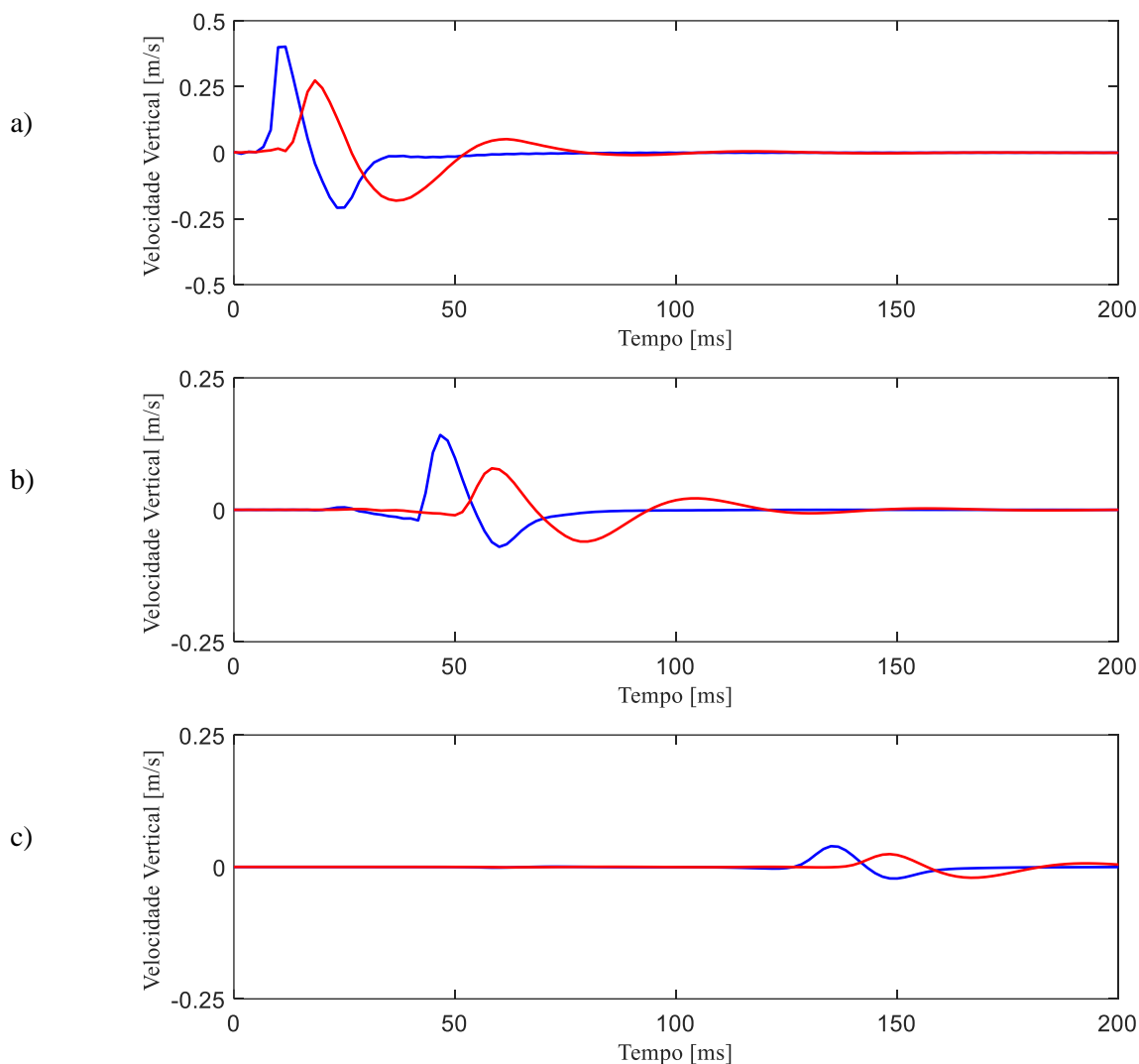
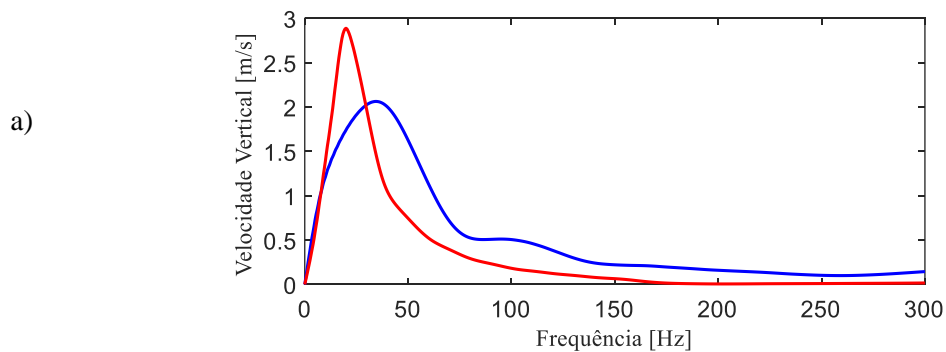


Figura 86: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: 1 metro (a), 5 metros b) e 15 metros c), para a análise linear (azul) e linear equivalente (vermelho).

Analisando a velocidade vertical no domínio da frequência, representada na Figura 87, observa-se que na análise linear equivalente existe uma concentração energética bastante superior numa gama de frequência mais estreita (0-50 Hz) quando comparado com a análise linear (0-75 Hz). Observa-se também que as diferenças entre as duas metodologias são tanto menores quanto a distância à estaca.



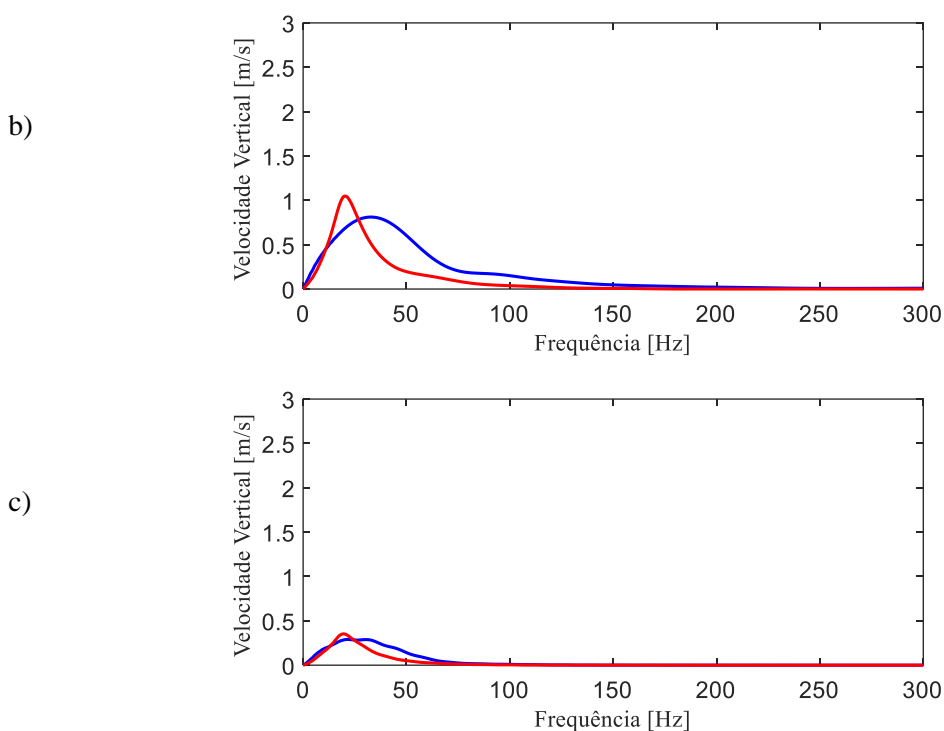


Figura 87: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros, para a análise linear (azul) e linear equivalente (vermelho).

Analisando a velocidade de pico vertical e radial (Figura 88) é possível confirmar que os níveis de vibração obtidos na análise linear são superiores aos obtidos através da análise linear equivalente. Verifica-se nesta última, também, a prevalência dos deslocamentos verticais em detrimento dos radiais. É possível observar que na análise linear equivalente velocidade vertical de pico a partir de um afastamento de 10 metros, sensivelmente, vê a sua lei de atenuação alterada, passando a ser semelhante à ditada por uma análise linear. Esta alteração parece coincidir com a zona em que a degradação da rigidez do solo cessa na totalidade (ver Figura 83).

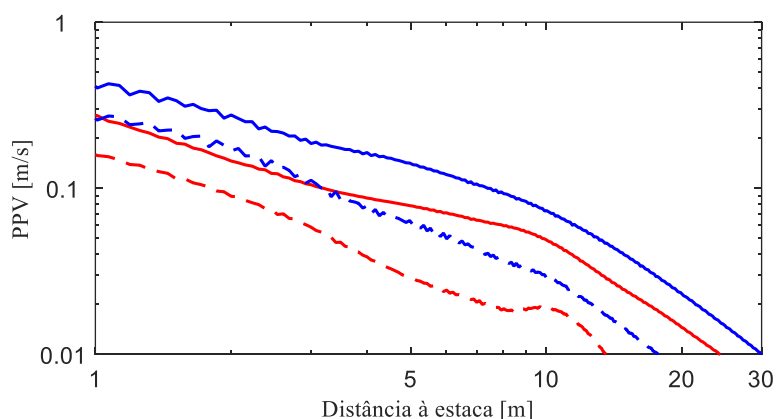


Figura 88: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para a análise linear (azul) e análise linear equivalente (vermelho).

5.3.1.1 Influência da Rigidez do Solo

Será agora estudada a influência da rigidez do solo nas vibrações induzidas pela cravação de estacas, através da aplicação de uma análise linear equivalente. Consideraram-se três cenários referentes à cravação de uma estaca de betão com 400 mm de diâmetro num meio homogêneo, com a ponta a 5 metros de profundidade e uma velocidade do pilão no instante de impacto igual a 2 m/s. Estes variam apenas na rigidez do solo, que assumirá valores do módulo de elasticidade de 35, 80 e 143,4 MPa (ver A influência da rigidez do solo no nível de vibrações induzidas pela cravação é objetivo imediato. Deste modo, e adicionalmente ao cenário anterior, consideram-se dois solos adicionais com uma rigidez de 35 e 143.4 MPa, correspondentes a velocidades de propagação de ondas S de 80 e 160 m/s. Os restantes parâmetros físicos mantêm-se os mesmos relativamente ao cenário base.

Na Figura 89 encontram-se representados os mapas de degradação de rigidez para os três cenários considerados, onde é possível concluir que os solos menos rígidos irão exibir zonas com comportamento não linear mais extensas.

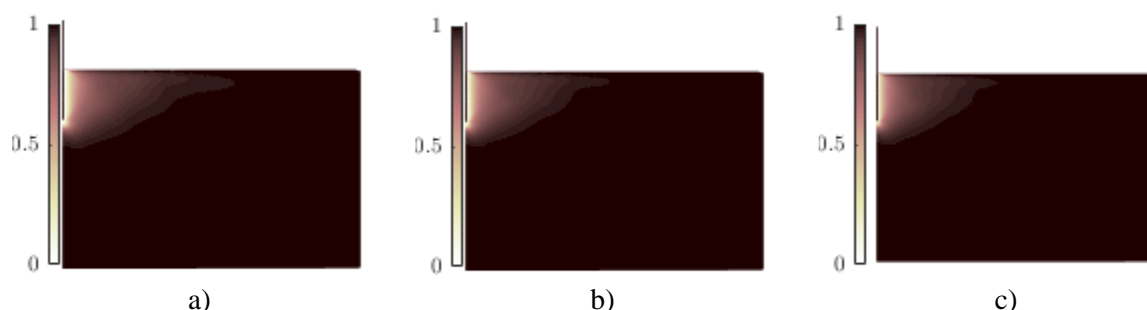
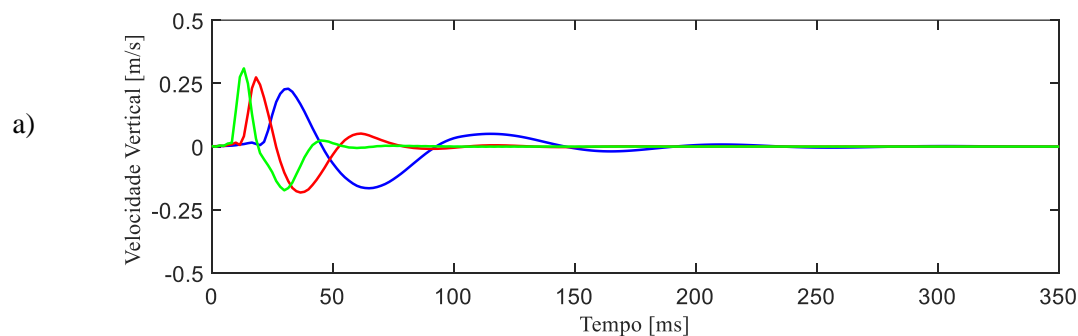


Figura 89: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}) para solos com diferente rigidez: a) 35 MPa, b) 80 MPa e c) 143.4 MPa.

Na Figura 90, onde está representado o desenvolvimento temporal dos deslocamentos verticais para três pontos à superfície, é possível observar que, ao contrário do verificado na análise linear (ver Figura 70), o solo mais rígido apresenta velocidade vertical de vibração mais elevados. O efeito da rigidez do solo na velocidade de propagação de ondas é visível através do desfasamento temporal patente na Figura 90. Verifica-se também que este desfasamento é maior com o aumento da distância radial.



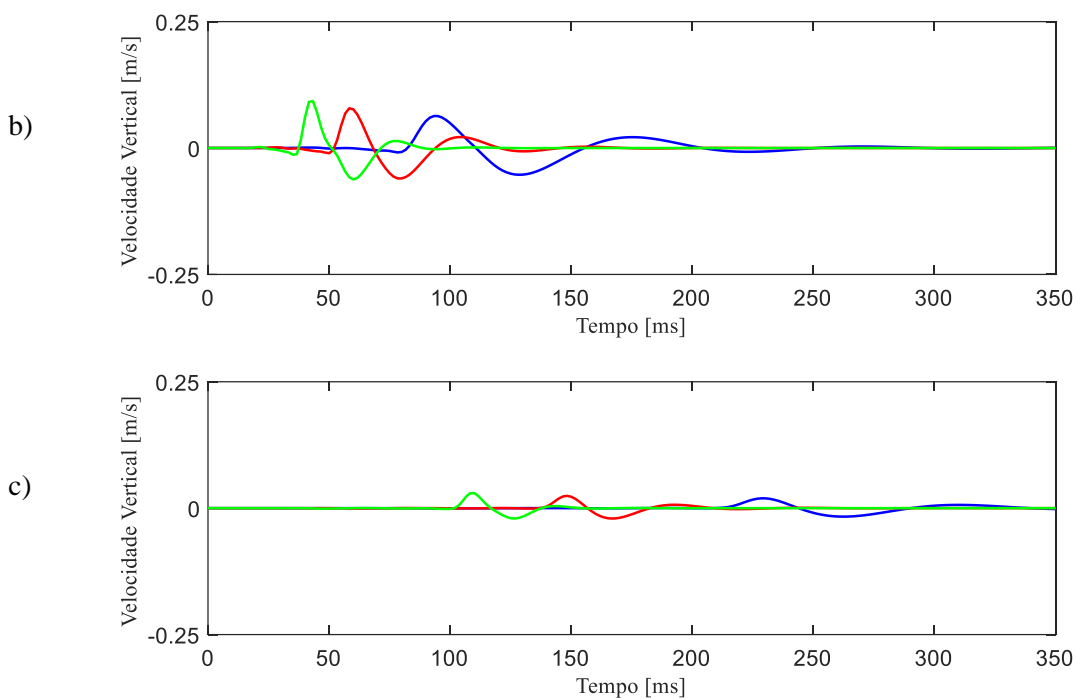
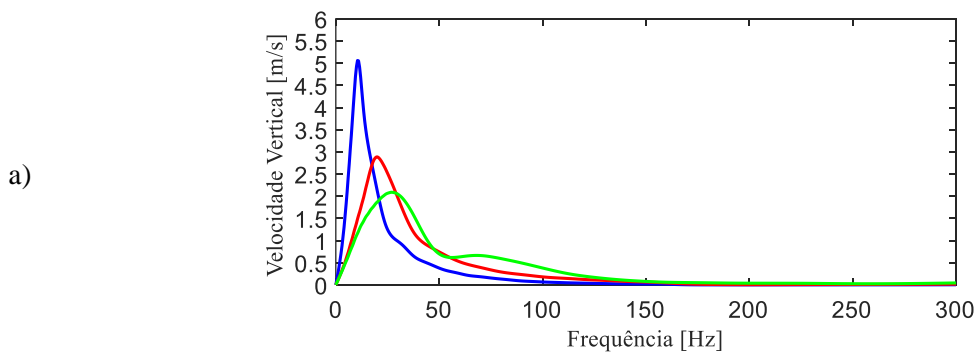


Figura 90: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).

Na Figura 91 está representada a velocidade vertical de vibração no domínio da frequência para três pontos à superfície do maciço. É possível concluir que a distância à estaca não altera as frequências dominantes do espectro. É possível constatar que o solo menos rígido tem uma concentração muito elevada numa gama de frequências mais estreita (0-25 Hz, aproximadamente) quando comparado com os solos com maior rigidez (0-75 Hz). Estes últimos apresentam uma concentração menor e em frequências maiores.



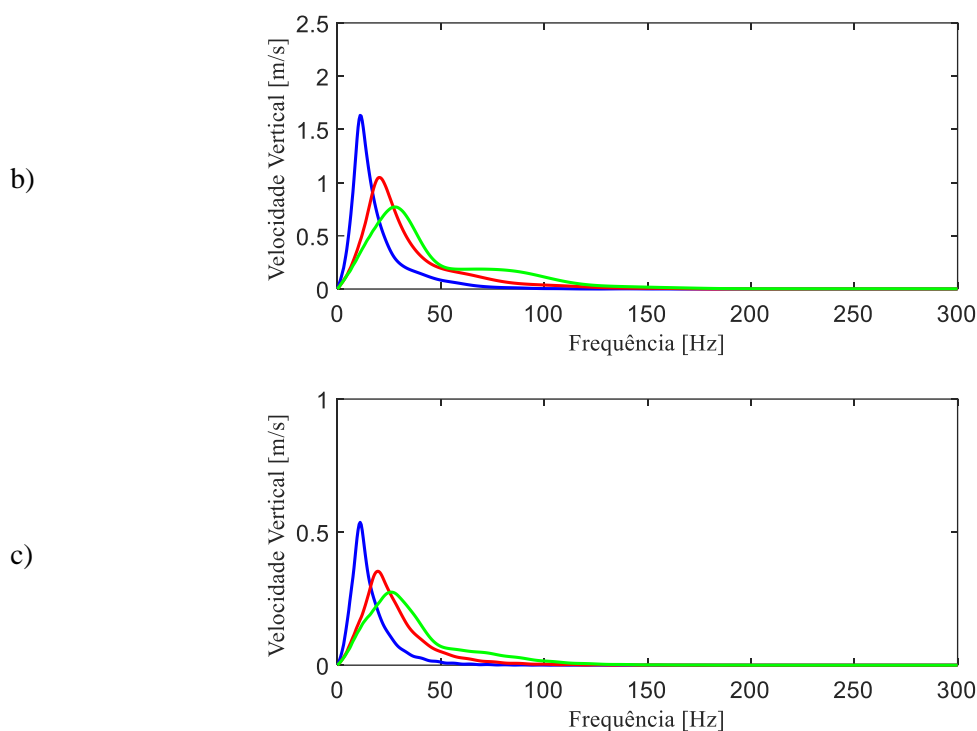


Figura 91: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).

A evolução das velocidades máximas verticais e radiais em função do afastamento à estaca (representada na Figura 92) demonstra que na análise linear equivalente, a rigidez do solo tem alguma influência no nível de vibração. A velocidade de vibração nos solos de menor rigidez é mais elevada que as dos solos mais rígidos. No entanto, a atenuação é idêntica para os três casos, aparentando ser independente da rigidez do solo. É possível verificar que esta se dá de uma forma até uma distância um pouco menor 10 metros à estaca e de outra depois, isto pode ser explicado pela degradação das propriedades do solo nas regiões próximas à estaca.

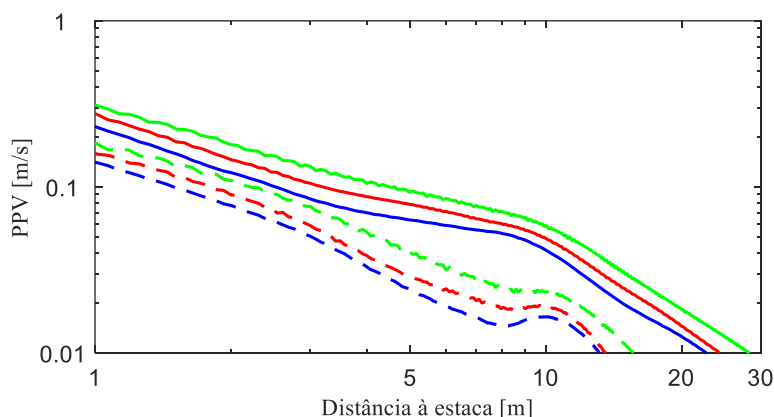


Figura 92: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para solos com rigidez distinta: 35 MPa (azul), 80 MPa (vermelho) e 143.4 MPa (verde).

5.3.1.2 Influência da Energia de Impacto

Na presente subsecção, será estudada a forma como a energia aplicada no impacto influencia os resultados obtidos através da análise linear equivalente. Foram considerados três cenários que consistem na cravação de uma estaca de betão de 400 mm de diâmetro num maciço homogéneo com a ponta a 5 metros de profundidade, foram adotados para a velocidade de impacto (v_0) do pilão, os valores 1, 2 e 3 m/s.

Na Figura 93, estão representados os mapas de degradação da rigidez correspondentes às diferentes velocidades de impacto, a área em que o comportamento do solo é não linear é maior para velocidades de impacto maiores, isto dar-se-á devido a quantidade maior de energia libertada no impacto.

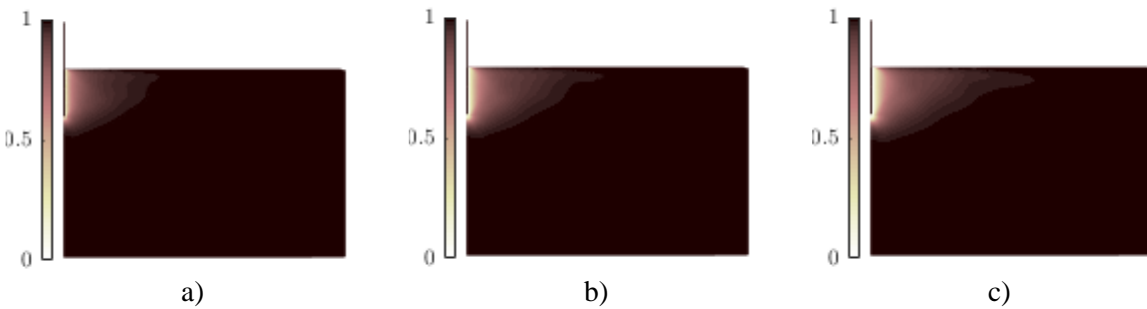
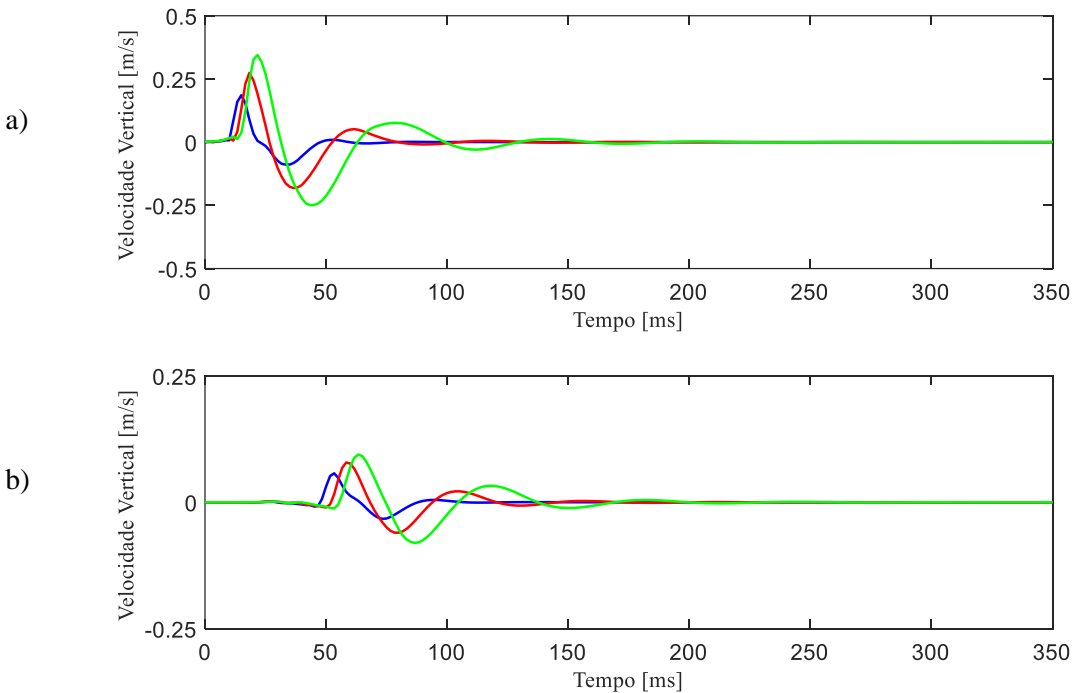


Figura 93: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}) para diferentes velocidades de impacto: a) 1 m/s, b) 2 m/s e c) 3m/s.

Na Figura 94 é possível verificar que a velocidade vertical de vibração será maior para a velocidade de impacto mais elevada, o aumento da distância não causa alterações na configuração da resposta à superfície. Verifica-se também a oscilação da velocidade após o primeiro máximo, que representam as frentes de ondas mencionadas na análise da Figura 84.



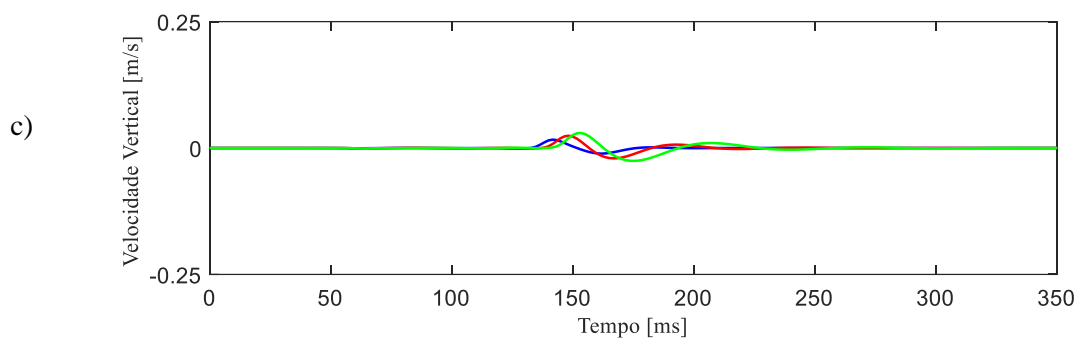
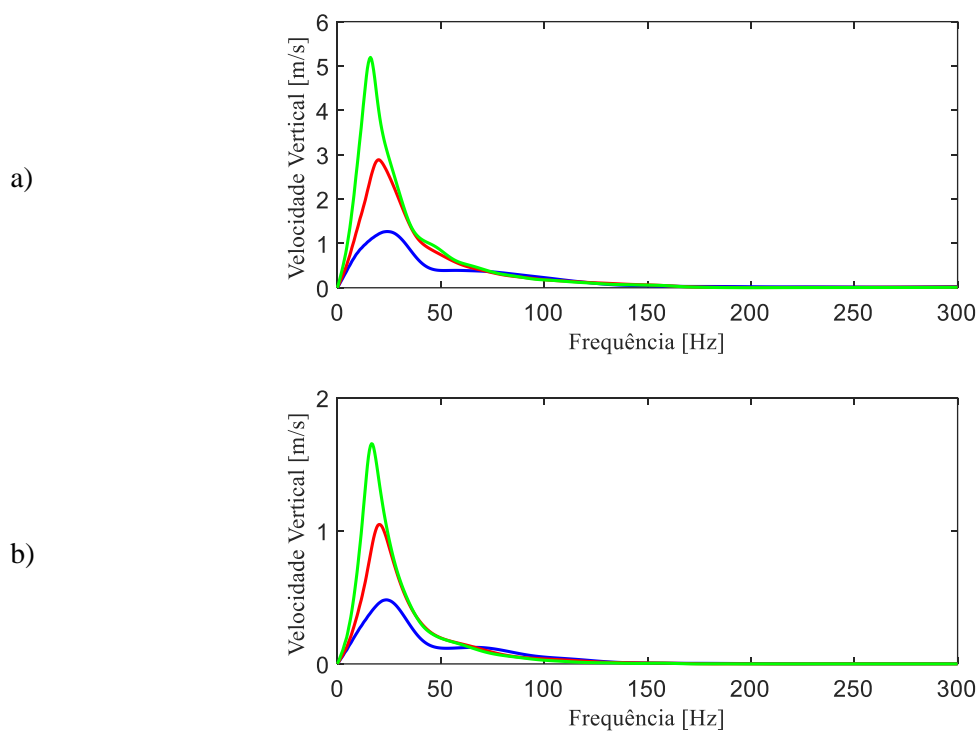


Figura 94: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).

A distribuição das velocidades verticais no domínio da frequência é representada na Figura 95, para três pontos à superfície a 1, 5 e 15 metros da estaca, podendo observar-se que a distribuição ocorre na mesma gama de frequências (0-40 Hz, sensivelmente), independentemente da velocidade de impacto e do afastamento à estaca.



c)

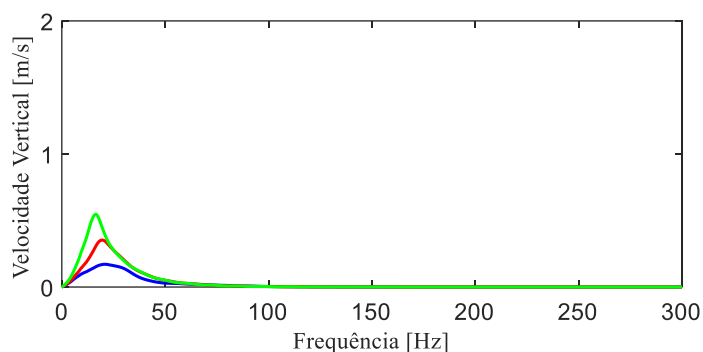


Figura 95: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).

Na Figura 96, está representada a evolução das velocidades de pico vertical e radial em função do afastamento à estaca, onde se verifica mais uma vez a existência da relação entre a energia de impacto e o nível de vibração. À semelhança dos cenários anteriores calculados através da análise linear equivalente, verificam-se duas leis de atenuação, sendo mais perceptível a transição entre as mesmas na curva correspondente a uma maior energia de cravação (representada a verde).

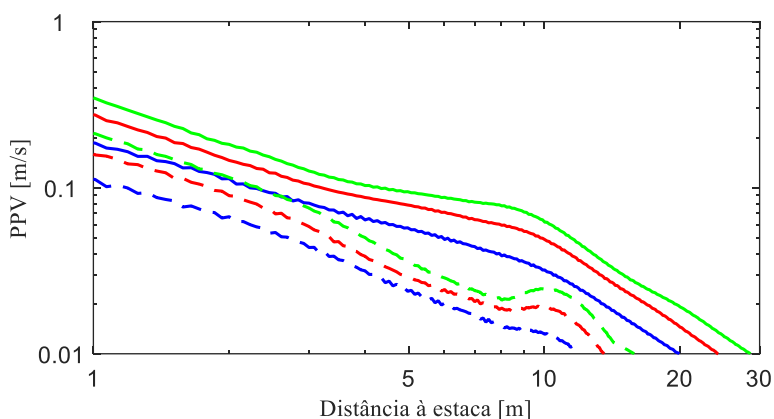


Figura 96: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para diferentes velocidades de impacto: 1 m/s (azul), 2 m/s (vermelho) e 3 m/s (verde).

5.3.1.3 Influência da profundidade da ponta da estaca

Com o intuito de se estudar através da análise linear equivalente a influência da profundidade ponta da estaca nas vibrações induzidas pela cravação consideraram-se três cenários. Estes correspondem à cravação de uma estaca de betão com diâmetro de 400 mm num meio homogéneo com módulo de elasticidade de 80 MPa com velocidade de impacto do pilão de 2 m/s. Foram adotadas três profundidades de cravação: 2,5, 5 e 10 metros.

Analisando agora os mapas de degradação de rigidez para as diferentes profundidades de cravação, representados na Figura 97, é possível concluir que uma profundidade de cravação maior corresponde uma zona com comportamento não linear mais extensa. Isto será consequência da existência de uma área de contacto mais elevada entre o solo e a estaca.

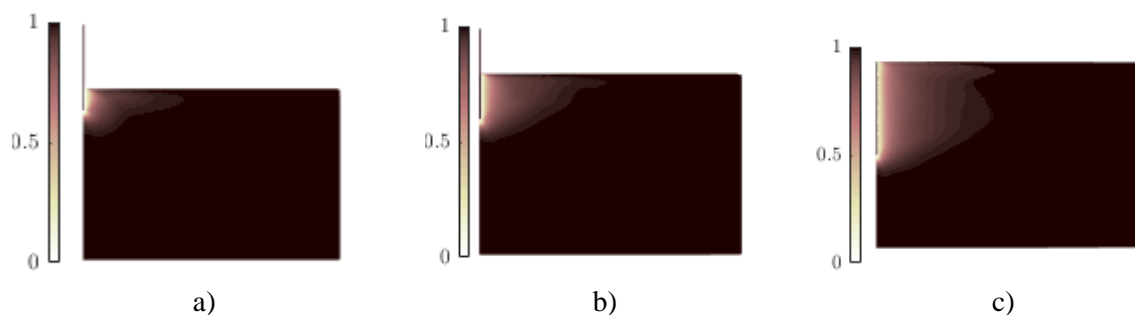
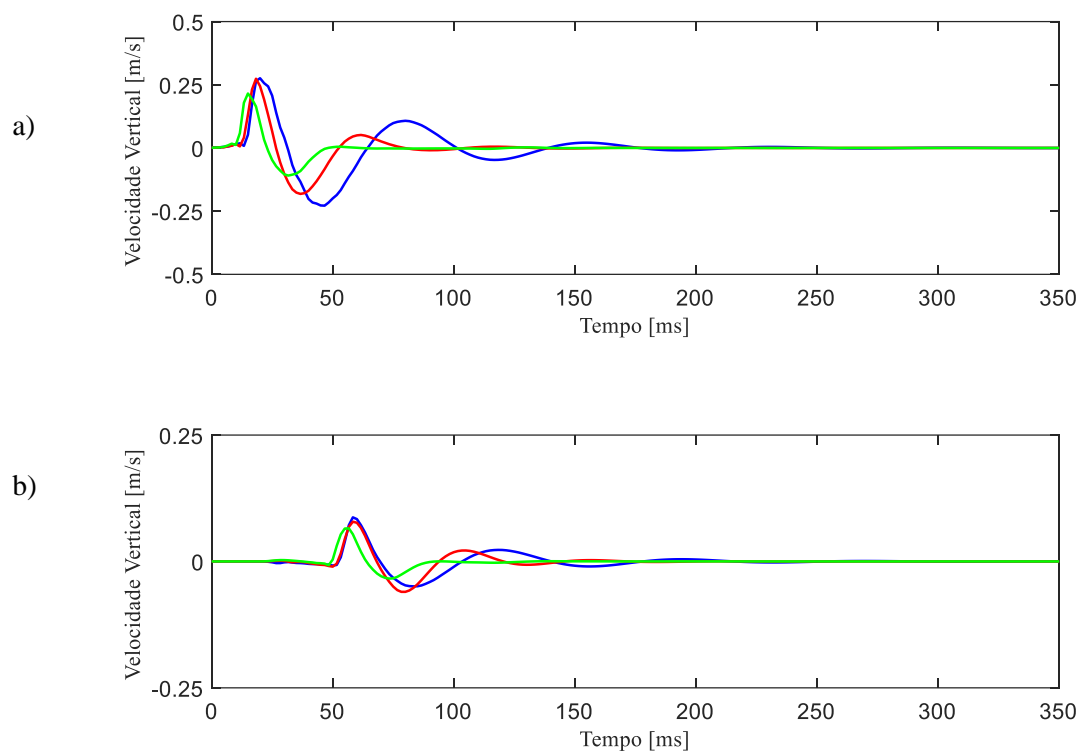


Figura 97: Mapa de degradação de rigidez (G_{sec}/G_{max}) para diferentes profundidades de cravação: a) 2,5 m, b) 5 m e c) 10 m.

Analisando o desenvolvimento temporal da velocidade vertical à superfície, representada na Figura 98 para três pontos a 1, 5 e 15 metros da estaca, à semelhança do verificado quando empregue a análise linear, verificam-se velocidades de vibração mais elevadas para profundidades de cravação menores. Existe também um pequeno desfasamento temporal para as diferentes profundidades de cravação, que se mantêm constante com o aumento da distância radial.



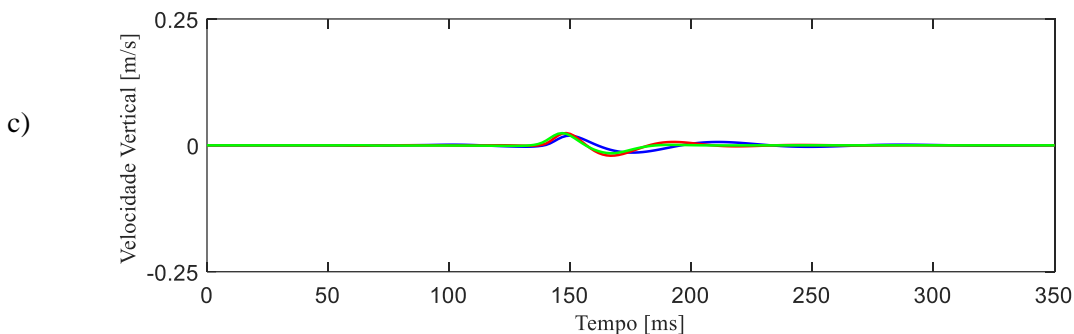
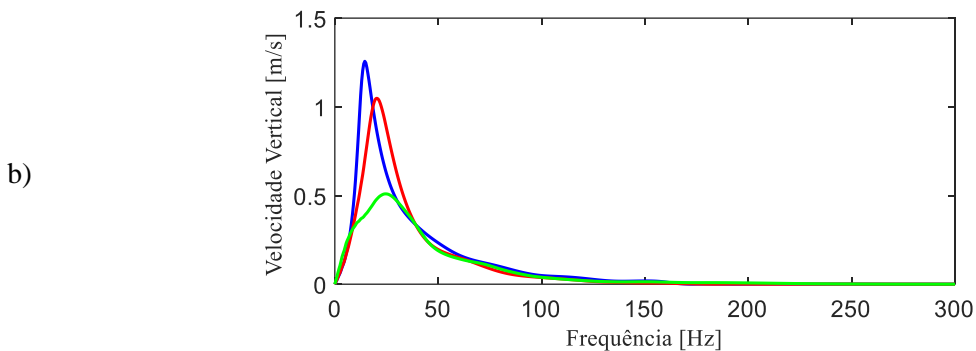
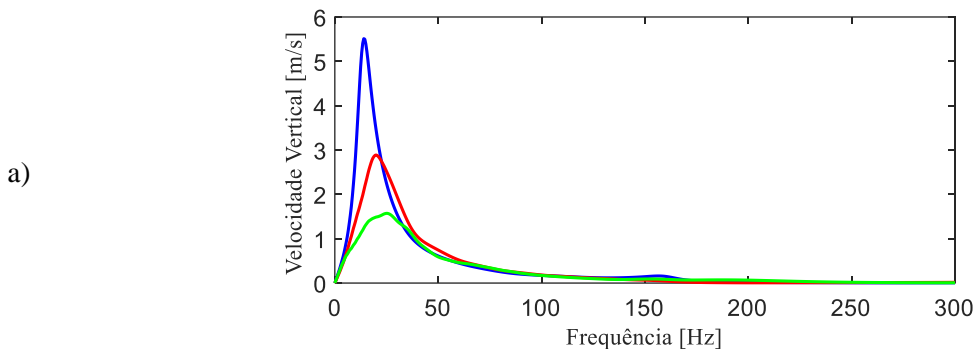


Figura 98: Desenvolvimento temporal da velocidade vertical para pontos à superfície a uma distância radial da estaca de: a) 1 metro, b) 5 metros e c) 15 metros; para diferentes profundidades de cravação: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde).

Na Figura 99 está representada a velocidade de vibração vertical no domínio da frequência para três pontos à superfície a 1, 5 e 15 metros da estaca. Profundidades de cravação menores têm concentração mais elevadas de energia, no entanto, o intervalo de frequências é sensivelmente o mesmo (0-50 Hz), independentemente da profundidade e da distância à estaca.



c)

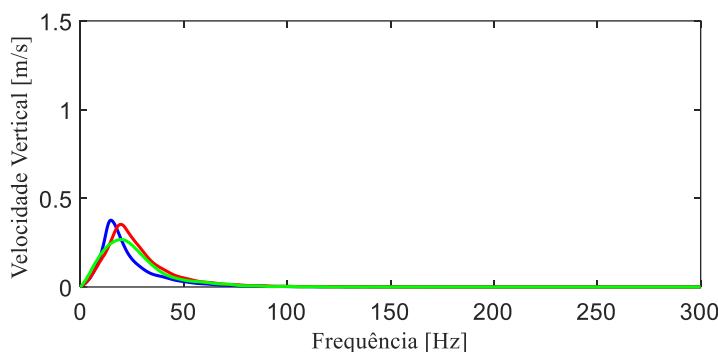


Figura 99: Velocidade vertical no domínio da frequência para pontos à superfície a uma distância da estaca de: a) 1 metro; b) 5 metros; c) 15 metros; para diferentes profundidades de cravação: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde).

Os níveis de vibração expressos em PPV verticais e radiais, representados na Figura 100, levam a concluir que na análise linear equivalente não existe uma dependência significativa entre estes e a profundidade de cravação, à semelhança do verificado nos resultados obtidos na análise linear (ver Figura 80).

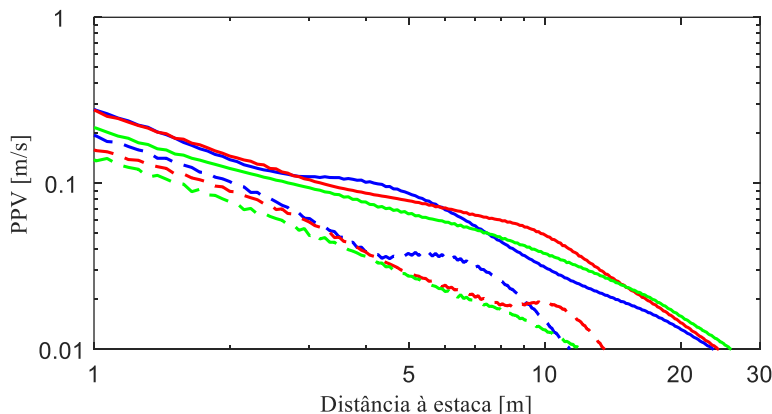


Figura 100: Velocidade de vibração de pico: vertical (linha a cheio) e radial (traço interrompido) em função da distância à estaca para diferentes profundidades de cravação: 2.5 m (azul), 5 m (vermelho) e 10 m (verde).

5.4 COMENTÁRIO FINAL

Ao longo do presente capítulo, foi efetuado um estudo numérico alargado visando a identificação das principais tendências associadas à cravação de estacas por impacto. Foram empregues duas metodologias de análise, compatíveis com diferentes gamas de distorção do solo. De acordo com os resultados alcançados, a análise linear equivalente revela-se uma metodologia válida e eficiente para uma previsão dos níveis de vibração induzidos pela cravação das estacas. Deve-se salientar que, em zonas próximas da estaca, o nível de distorção obtido não é compatível com uma análise deste tipo, exibindo o solo um comportamento plástico. No entanto, o caráter localizado desta zona não invalida a aplicação da metodologia, podendo-se apenas prever uma ligeira subestimação da dissipação de energia no solo, compatível com a previsão de um limite superior dos níveis de vibração.

A atenuação da velocidade de vibração de pico em função da distância está ligada às não linearidades experimentadas pelo solo, sendo isto comprovado na Figura 88. Verificou-se a existência de duas leis de atenuação: uma primeira até uma distância de, aproximadamente, 10 metros, e outra para distâncias superiores a esta. A primeira lei de atenuação estará relacionada com o aumento do amortecimento material associado à metodologia linear equivalente. Neste aspeto a análise linear equivalente estará a

representar o fenómeno de forma razoável porque as deformações que ocorrem nas zonas mais afastadas estão dentro da gama aceitável desta.

De forma a corroborar a ideia anterior, os resultados numéricos obtidos ao longo do presente capítulo são comparados com os resultados experimentais compilados no Capítulo 3. Conforme se pode observar na Figura 101, para distâncias à estaca superiores a 5 metros (distância a partir da qual existirá interesse prático), as curvas de atenuação obtidas a partir do modelo linear equivalente fornecem uma envolvente superior dos resultados experimentais. Salienta-se que os estudos paramétricos efetuados tiveram como suporte uma malha de elementos finitos de dimensão transversal igual a 30 metros, daí as curvas de atenuação estarem limitadas a esta dimensão máxima.

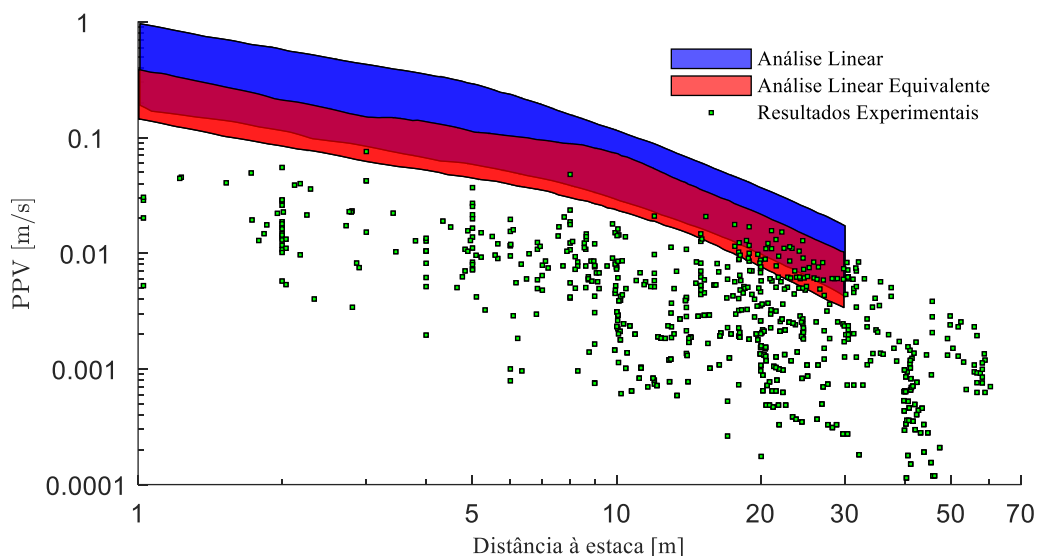


Figura 101: Resultados experimentais (pontos) e numéricos da análise linear (azul) e linear equivalente (vermelho).

6

CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho incidiu na problemática das vibrações induzidas pela cravação de estacas, as quais são uma condicionante a uma utilização corrente desta técnica em locais em que existam estruturas sensíveis da vizinhança. Desta forma, surge o interesse de compreender os fenómenos envolvidos e efetuar uma previsão dos níveis de vibração máximos expectáveis, avaliando as principais tendências. Assim, ao longo do presente trabalho foi apresentado um extenso estudo sobre esta temática.

Em maior detalhe, ao longo do Capítulo 2 foram introduzidos, numa primeira fase, os conceitos básicos da propagação de vibrações em solos, bem como os níveis de deformação do solo envolvidos na problemática em estudo. Seguiu-se a exposição dos diferentes mecanismos de cravação de estacas e, por fim, foi abordada a forma como são geradas as perturbações emitidas durante o processo de cravação das estacas.

No Capítulo 3 foram abordados diferentes modelos de previsão empíricos dos níveis de vibração à superfície causados pela cravação de estacas, tendo sido a sua aplicabilidade discutida através da sua comparação com resultados experimentais retirados da bibliografia. Realizou-se também uma compilação destes resultados experimentais de forma a observar valores expectáveis do nível de vibração em função da distância radial à estaca. De seguida, realizou-se um enquadramento regulamentar das várias normas em vigor, evidenciando-se os limites do nível de vibração a que os edifícios podem estar sujeitos aquando da cravação de estacas.

No Capítulo 4 foi efetuada uma exposição exaustiva do modelo numérico axissimétrico MEF-PML, iniciando-se com uma pequena introdução sobre métodos numéricos. De seguida, foram apresentadas as equações de equilíbrio que permitiram a implementação do Método dos Elementos Finitos, seguindo-se a introdução da metodologia PML, a qual permite o tratamento das fronteiras a fim de evitar fenómenos de reflexão para o domínio de interesse resultantes da truncatura do domínio de análise. Posto isto, são apresentados os modelos através dos quais é representado a interação do martelo e da estaca e, conseqüentemente, a caracterização da força de impacto desenvolvida na cabeça da estaca.

No Capítulo 5 foi apresentado um conjunto alargado de estudos paramétricos, realizados com recurso ao modelo numérico axissimétrico MEF-PML. Inicialmente foram definidos os parâmetros utilizados na definição e caracterização do domínio a modelar, bem como as características do martelo adotado. De seguida, foram expostos os resultados obtidos, de forma metódica, inicialmente da análise linear e, depois da análise linear equivalente. Isto permitiu que se estudassem diferenças na influência dos diferentes parâmetros analisados quando o comportamento não linear do solo é tido em conta.

A exposição e análise de resultados efetuada neste capítulo permitiu a retirada de conclusões pertinentes sobre a influência dos diferentes parâmetros considerados nos níveis de vibrações e conteúdo em frequência. Verificou-se que estes influenciavam de forma distinta o nível de vibração à superfície, e que esta influência era igualmente dependente do tipo de análise realizada.

Na análise linear, o parâmetro que levou a variações consideráveis do nível de vibração (expresso em PPV) foi a velocidade de impacto do pilão, que é representativa da energia aplicada na cravação, estando de acordo com as conclusões tiradas por Wiss [26]. A rigidez do solo e profundidade de cravação apresentam uma maior influência no nível de vibração nas proximidades da estaca. É necessário realçar que a profundidade de cravação altera a distribuição energética no espectro de frequências para as velocidades de vibração verticais avaliadas à superfície. Com o aumento deste parâmetro, a gama de frequências dominante é mais ampla, compreendendo a frequências mais elevadas.

Dos resultados obtidos na análise linear equivalente, ficou demonstrado que, tendo em conta as não linearidades que esta consegue atender, a rigidez do solo e a profundidade de cravação exercem uma influência maior nos níveis de vibração à superfície quando comparado com os resultados obtidos através de uma análise linear. Apesar desta tendência, verifica-se que a energia de cravação, representada através da velocidade de impacto, é o parâmetro para o qual existe uma tendência clara e uma relação direta com o nível de vibração.

6.2 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a elaboração da dissertação surgiram outras perspetivas de investigação merecedoras de consideração para a elaboração de trabalhos futuros. A primeira delas passaria por um estudo pormenorizado dos fenómenos de propagação de ondas de choque ao longo da estaca nos instantes iniciais da simulação numérica. Outro aspeto com interesse seria o estudo da evolução do nível de vibração com a profundidade e para os diferentes parâmetros estudados nesta dissertação. O desenvolvimento de uma ferramenta numérica que permita a incorporação da perda de energia associada à plastificação do solo junto à estaca seria um terceiro tópico com potencial para ser avaliado futuramente.

Outro aspeto digno de estudo seria a avaliação de que forma a existência de um estrato rochoso influencia o nível de vibração, nomeadamente a partir de que distância entre este e a ponta da estaca se verificam alterações na rigidez dinâmica.

Por último, sugere-se a replicação de cenários reais que tenham os níveis de vibrações monitorizados, de forma a verificar a eficácia do modelo numérico como ferramenta de previsão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Massarsch, K.R. and B.H. Fellenius, *Ground Vibrations Induced by Impact Pile Driving*. 2008.
2. Deckner, F., *Ground vibrations due to pile and sheet pile driving influencing factors, predictions and measurements*. 2013.
3. Alves Costa, P., *Vibrações do sistema via-macizo induzidas por tráfego ferroviário: modelação numérica e validação experimental*. 2012.
4. Zekkos, A., R. Woods, and A. Grizi, *Effect of Pile-Driving Induced Vibrations on Nearby Structures and Other Assets*. 2013.
5. Massarsch, K.R., *Effects of vibratory compaction*. TransVib 2002-International Conference on Vibratory Driving and Deep Soil Compaction, 2002: p. 33-42.
6. Castanheira Pinto, A., *Análise de Vibrações Induzidas por Tráfego Ferroviário. Estudo de Sensibilidade para Perfis Transversais em Trincheira.*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2016, Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
7. Lopes, C.P.d.C., *Vibrações Induzidas por Tráfego Ferroviário em Túneis*. 2015.
8. Woods, R.D., *Dynamic Effects of Pile Installations on Adjacent Structures*. 1997.
9. Lamb, H., *On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid*, ed. C.P. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A and o.a.M.o.P.C. [1904.
10. Andersen, L., *Linear Elastodynamic Analysis*, in *Department of Civil Engineering, Aalborg University*. 2006, Aalborg University: Aalborg.
11. Athanasopoulos, G. and P. Pelekis, *Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment: Measurements, analysis and effects on buildings and occupants*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000. **19**: p. 371-387.
12. Hardin, B., *The nature of damping in sands*. J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 1965. **91**: p. 63-97.
13. Masoumi, H.R., *Numerical Modeling of Free Field Vibrations due to Pile Driving*, in *Departement Burgerlijke Bouwkunde*. 2008, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.
14. Ferreira, J.M.C., *Vibrações induzidas pela cravação de estacas. Análise e modelação numérica*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2015, Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. p. 127.
15. Hannigan, P.J., et al., *Design and Construction of Driven Pile Foundations - Volume I and II*, ed. F.H. Administration. Vol. Volume I. 1997.
16. Deckner, F., K. Viking, and S. Hintze, *Wave Patterns in the Ground: Case Studies Related to Vibratory Sheet Pile Driving*. Geotechnical and Geological Engineering, 2017.

17. Viking, K., *Vibro-driveability-a field study of vibratory driven sheet piles in non-cohesive soils*, in *Department of Civil and Architectural Engineering*. 2002, Royal Institute of Technology (KTH): Stockholm, Sweden.
18. Warrington, D., *Vibratory and Impact-Vibration Pile Driving Equipment*. 1989.
19. Dowding, C.H., *Construction Vibrations*, ed. Prentice-Hall. 1996, Upper Saddle River, USA.
20. Chameau, J.-L., G.J. Rix, and L. Empie, *Measurement and Analysis of Civil Engineering Vibrations in Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 1998.
21. Bernardo, P. and C. Dinis da Gama, *SUGESTÕES PARA MELHORIA DA NORMA PORTUGUESA DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM CONSTRUÇÕES*, in *10º Congresso Nacional de Geotecnia*. 2006.
22. Dinis da Gama, C., *Ruídos e Vibrações Ligados à Utilização dos Explosivos e Equipamentos*, in *Comunicações do 1º Seminário de Auditorias Ambientais Internas*, IGM, Editor. 1998: Portugal.
23. Massarsch, K.R. and B.H. Fellenius, *Engineering assessment of ground vibrations caused by impact pile driving*. 2015. **46**: p. 54-63.
24. Robinson, R.B., *Models for prediction of surface vibrations from pile driving records [electronic resource]*. 2006, North Carolina State University: Raleigh, North Carolina.
25. Cleary, J.C. and E.J. Steward, *Analysis of ground vibrations induced by pile driving and a comparison of vibration prediction methods*. DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute, 2016. **10**(3): p. 125-134.
26. Wiss, J.F., *Construction Vibrations: State-of-the-Art*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981. **107**(2): p. 167-181.
27. Attewell, P.B. and I.W. Farmer, *Attenuation of ground vibrations from pile driving*. Ground Engineering, 1973.
28. Whyley, P.J. and R.W. Sarsby, *Ground borne vibration from piling*. Ground Engineering, 1992. **Maio 1992**.
29. Hiller, D.M. and V.S. Hope. *Groundborne vibration generated by mechanized construction activities*. in *ICE - GEotechnical Engineering*. 1998.
30. ArcelorMittal, *Piling Handbook*. 8th edition ed, ed. A.C.R. 2008. 2008.
31. Quagliata, A., et al., *Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual, FTA Resport No. 0123*, F.T. Administration, Editor. 2018.
32. Normen, D.I.f., *DIN 4150*. 1999, Deutsches Institut fur Normen: Berlin.
33. Uromeihy, A., *Ground vibration measurements with special reference to pile driving*, in *School of Engineering and Applied Science*. 1990, Durham Univesity: Durham.

- 34.Hiller, D.M. and G.I. Crabb, *Groundborne vibration caused by mechanised construction works*. 2000, Transport Research Foundation Group of Companies: England.
- 35.Lewis, M.R. and J.R. Davie. *Vibrations Due to Pile Driving*. in *3rd International Conference on Case Histories on Geotechnical Engineering*. 1993.
- 36.Dungca, J., et al., *The propagation behavior of pile-driving-induced vibration done on soil at varying distances and its effects on existing structures*. *International Journal of Geomate*, 2016. **10**: p. 1877-1883.
- 37.Nilsson, G., "*Markvibrationer vid påslagning*" (*Ground vibrations during pile driving*). Examensarbete Nr.3:89. , ed. R.I.o. Dept. of Soil and Rock Mechanics and T. (KTH). 1989, Stockholm, Sweden.
- 38.Brenner, R.P. and B. Chittikuladolik, *Vibrations from pile driving in the Bangkok area*. *Geotechnical Engineering*, 6, 1975.
- 39.Massarsch, K.R. and B.H. Fellenius, *GROUND VIBRATIONS FROM PILE AND SHEET PILE DRIVING. Part 1 — BUILDING DAMAGE*. 2014.
- 40.Massarsch, K.R. and B.H. Fellenius. *GROUND VIBRATIONS FROM PILE AND SHEET PILE DRIVING Part 2 — REVIEW OF VIBRATIONS STANDARDS*. 2014.
- 41.Swedish Standards Institute, *SS 02 52 11 - Vibration and shock – Guidance levels and measuring of vibrations in buildings originating from piling, sheet piling, excavation and packing to estimate permitted vibration levels*. 1999.
- 42.Standards, S.I.f., *SS 02 52 11*, in. *Vibration and shock – Guidance levels and measuring of vibrations in buildings originating from piling, sheet piling, excavating and packing to estimate permitted vibration levels, (In Swedish)*. 1999, SIS: Stockholm.
- 43.(IPQ), I.P.d.Q., *Norma Portuguesa NP 2074 (2015)*, in *Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares*. Lisboa.
- 44.SN 640 312 a (1992). "Erschütterungseinwirkung auf Bauwerke", Schweizerische Normenvereinigung SNV, Zürich.
- 45.Department, H.K.B., *APP-137: Ground-borne vibrations and ground settlements arising from pile driving and similar operations (Revision 2012)*, in *Practice Note*. 2004.
- 46.Reddy, J.N., *An Introduction to The Finite Element Method*. 2005: McGraw-Hill Education (ISE Editions).
- 47.Azevedo, Á.F.M., *Método dos elementos finitos*. 2003, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 48.Alves Costa, P., C. Parente, and A. Cardoso, *Ground-borne vibrations induced by pile driving: Prediction based on numerical approach*. 2019. p. 97-102.

49. Towhata, I., *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer Series, ed. Springer. 2008, Tokyo, Japan.
50. Sun, J., *Research on vocal sounding based on spectrum image analysis*. EURASIP Journal on Image and Video Processing, 2019. **2019**.
51. Erlingsson, S., *Dynamic soil analysis with an application to rock music induced vibrations in Ullevi Stadium*, in *Royal Institute of Technology*. 1993.
52. Bérenger, J.-P., *A Perfectly Matched Layer for the Absorption of Electromagnetic Waves*. Journal of Computational Physics, 1994. **114**.
53. Lopes, P., et al., *Numerical modeling of vibrations induced in tunnels: A 2.5D FEM-PML approach*. Traffic induced Environmental Vibrations and Controls: Theory and Application, 2013. **144**: p. 133-166.
54. Deeks, A. and M. Randolph, *Analytical modeling of hammer impact for pile driving*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1993. **17**: p. 279-302.
55. Ishibashi, I. and X. Zhang, *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*. Soils and Foundations, 1993.
56. Clough, G.W. and J.-L. Chameau, *Measured Effects of Vibratory Sheetpile Driving*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980. **106(GT 10)**.

