

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

MECANISMOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA EM SOLOS
GRANULARES

Bianca de Oliveira Lobo

Porto Alegre
2009

Bianca de Oliveira Lobo

**MECANISMOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA EM SOLOS
GRANULARES**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Orientação: Prof. Ph. D. Fernando Schnaid.

Porto Alegre

2009

BIANCA DE OLIVEIRA LOBO

**MECANISMOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA EM SOLOS
GRANULARES**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de agosto de 2009.

Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. Oxford University, Reino Unido
Orientador

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. Tecn. Universität Insbruck
Co-orientador

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Bernadete Danziger
Dr. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Prof. Jarbas Milititsky
Ph. D. University of Surrey, Reino Unido

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concordia University, Canadá

À minha mãe Vera e ao meu marido Vinícius pelo amor e apoio.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores e amigos Fernando Schnaid e Marcelo Maia Rocha por repartir seus conhecimentos, colocando em minhas mãos as ferramentas indispensáveis ao desenvolvimento deste trabalho com dedicação, interesse e disponibilidade. Agradeço também ao professor John A. Howie pela magnífica acolhida durante o estágio de doutoramento sanduíche no Canadá, na *Universidade de British Columbia*.

À minha mãe Vera, meu padrasto Milton, meu pai César, e aos meus avós Alceu e Geni pelo carinho, amor e apoio em todos os momentos. Ao meu marido, Vinícius sempre ao meu lado nas conquistas e dificuldades. Obrigada pelo teu amor, paciência e incentivo.

Aos colegas e amigos do PPGEC/UFRGS, Emanuele, Amanda, Francisco e Álvaro pelo apoio, companheirismo e momentos de descontração. Em especial as amigas Salete Dalla Rosa e Jucélia Bedin pelos estudos e pela amizade sempre presente.

Às bolsistas Julia Luiza Kroth e Carla Massignani Carrapatoso, pela ajuda, dedicação e amizade fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da UFRGS Carmen, Liliane e Rita pelo apoio nas atividades realizadas, em especial a Ana Luiza Oliveira, pela disposição, colaboração e alegria sempre demonstrada.

A CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro com bolsas de estudos que possibilitou minha total dedicação a este trabalho.

Muito obrigada!

O futuro pertence àqueles que acreditam na beleza de seus
sonhos.

Eleanor Roosevelt

RESUMO

LOBO, B.O. Mecanismos de penetração dinâmica em solos granulares. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Ensaio de penetração dinâmica são ferramentas de investigação geotécnica de fácil execução e baixo custo. Estas características tornaram o ensaio SPT na técnica de investigação mais utilizada em diversos países como Canadá, Estados Unidos, Japão e principalmente, no Brasil. Em contrapartida, a penetração dinâmica de amostradores produz um complexo mecanismo de reação do solo, função da energia entregue ao sistema e da capacidade de absorção desta energia pelo próprio solo. Na prática de engenharia, este mecanismo é simplificado através do uso de abordagens empíricas. Pesquisas na década de 1970, realizadas por Schmeertmann & Palacios (1979) e Schmertmann (1979), avaliaram a energia inserida no sistema haste-amostrador objetivando a padronização do ensaio SPT para diferentes equipamentos e procedimentos. Pesquisas recentes de interpretação do ensaio utilizam conceitos de conservação de energia e trabalho realizado pelo amostrador ao penetrar no solo, visando equacionar a resistência mobilizada (eg. Oderebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2005; Schnaid, 2005). Na presente pesquisa, são utilizados os conceitos de conservação de energia, associados com equações de equilíbrio dinâmico e com a teoria de expansão de cavidades (Vésic, 1972) para desenvolver uma rotina de simulação numérica capaz de modelar os principais mecanismos de reação do solo devido cravação de um amostrador. A partir da validação da rotina de simulação numérica para ensaios dinâmicos de distintas geometrias (ensaio SPT, ILPT, NALPT e RLPT), avalia-se a variabilidade da energia entregue ao solo devido às diferenças de compacidade do solo, eficiência do golpe, geometria do martelo, tipo e comprimento da composição de hastes. Destas simulações, é possível observar as diferenças de resultados entre ensaios de distintas geometrias de martelo e composição de hastes, concluindo-se que pequenas variações geométricas produzem diferenças no índice de resistência à penetração. Como consequência, sugere-se que a interpretação dos resultados depende de um método racional de análise capaz de incorporar estes efeitos à estimativa de propriedades de comportamento de solos. Na identificação dos mecanismos de ruptura para solos de diferentes compacidades foram desenvolvidas duas metodologias que permitem estimar a resistência ao cisalhamento de solos granulares a partir do índice de resistência à penetração medida em ensaios de penetração dinâmica. A primeira metodologia utiliza a rotina de simulação numérica desenvolvida através de uma análise do *Problema do valor inverso*, enquanto a segunda proposta utiliza os pressupostos do *Teorema de Buckingham* no estabelecimento de uma solução analítica que permita estimar o ângulo de atrito de pico de materiais granulares. As duas alternativas foram validadas através de estudo de casos, permitindo concluir que as soluções produzem estimativas de ângulo de atrito realistas, de mesma ordem de magnitude que outras abordagens difundidas no meio técnico e compatíveis com resultados de ensaios de campo e laboratório.

Palavras-chave: ensaios dinâmicos; mecanismos de ruptura, resistência ao cisalhamento, dinâmica.

ABSTRACT

LOBO, B.O. Dynamic Penetration mechanisms in Cohesionless Soils. 2009. Dr. Thesis – Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Dynamic penetration tests are simple, economic and easily performed geotechnical investigation tools. Due to these general characteristics, the test has been used systematically in many countries such as Canada, United States, Japan and Brazil. Despite the attractive conditions of performing a simple test, dynamic penetration of a any tool into a soil mass produces a complex soil reaction mechanism that depends on the energy delivered to the soil, as well as the capability of the soil to absorb this energy. Given this complexity a simple approach of interpreting the test by using empirical correlations has prevailed. In 1970, Schmeertmann & Palacios (1979) and Schmertmann (1979) develop the first rational methodology to compute the energy delivered to the rod-sampler system that has been incorporated to engineering practice by normalizing different practices in terms of a reference energy. Most recent researches of SPT test interpretation make uses of energy concepts and work to compute the mobilized soil-resistance due to the sampler penetration (e.g. Oderebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2005; Schnaid, 2005). In present research these recent approaches are extended through the use of energy concepts associated with dynamic equilibrium equations and cavity expansion theory (Vésic, 1972). Constitutive equations have been incorporated to a numerical simulation routine able to reproduce the some of the most important processes of soil reaction during dynamic in cohesionless soil. The model validation for different dynamic penetration test geometries (SPT, ILPT, NALPT and RLPT) enabled the energy delivered to soil to be evaluated and the effects of soil density, blow efficiency, hammer geometry, rod type and length to be assessed. From a number of simulations, it was possible to describe the differences related typical geometrical changes (i.e. hammer length, rod cross section and length). Conclusions from the analysis are that small geometrical changes in hammer and rod characteristics - typically observed in different SPT practices - produce differences into the measured blow count. As consequence, it is suggested that interpretation of dynamic penetration test results will depend on a model capable of incorporating all these effects when attempting to derive soil constitutive parameters. This is one of the outputs of the present study that lead to the development of two rational methodologies to assess the internal friction angle of cohesionless soils from dynamic penetration blow count. The first one uses the numerical simulation routine as a Inverse Boundary Value problem while the second one uses the *Buckingham's Theorem* to develop an analytical equations that correlates the N-SPT with the soil shear strength. Both methodologies have been validated by a series of case studies designed to demonstrate that the proposed solution produces friction angle values of the same order of magnitude of other approaches and compatible to measurements produced by laboratory and in situ tests.

Key-words: dynamic penetration tests; cohesionless soils; shear strength, soil dynamics.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	22
1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	23
1.2 OBJETIVOS	23
1.2.1 Objetivo Geral	23
1.2.2 Objetivos Específicos	24
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1 INTRODUÇÃO	26
2.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	26
2.2.1 Ensaio SPT	26
2.2.2 Ensaio LPT.....	28
2.2.2.1 <i>North American</i> LPT (NALPT).....	29
2.2.2.2 <i>Japanese</i> LPT (JLPT).....	30
2.2.2.3 <i>Italian</i> LPT (ILPT)	30
2.3 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA	32
2.3.1 A Equação Unidimensional da Onda	32
2.3.2 Influência das Condições de Contorno.....	38
2.3.2.1 Variação de Impedância	39
2.3.2.2 Influência da Ponta.....	40
2.3.2.3 Influência do Atrito Lateral	44
2.4 A INTERAÇÃO SOLO-AMOSTRADOR.....	46
2.4.1 Resistência Estática do Solo.....	48
2.4.2 Máxima Deformação Elástica - <i>quake</i>	48
2.4.3 Constante de Amortecimento - <i>Damping de Smith</i>	50
2.5 BALANÇO DE ENERGIA EM ENSAIOS SPT (Odebrecht, 2003)	55
2.6 MEDIDAS DE ENERGIA EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	58
2.6.1 O método F^2	59
2.6.2 O método FV	60
2.6.3 Energia Cinética do Martelo.....	62
2.7 COMENTÁRIOS FINAIS.....	62
3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA.....	64
3.1 INTRODUÇÃO	64
3.2 O MODELO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	64
3.3 A INTERAÇÃO SOLO-AMOSTRADOR.....	67
3.3.1 O Mecanismo Estático de Reação do Anel	69
3.3.2 O Mecanismo Estático de Reação Cisalhante	70
3.3.3 O Mecanismo Estático de Reação de Núcleo.....	71
3.4 O PROCESSO DE CALIBRAÇÃO	74

	10
3.4.1 A Reação Estática do Solo	75
3.4.2 A Reação Viscosa do Solo	79
3.5 COMENTÁRIOS FINAIS	83
4 ESTUDO DE CASOS	85
4.1 INTRODUÇÃO	85
4.2 SÍTIO <i>KIDD2</i>	87
4.2.1 Ensaios de Penetração <i>Quasi-estática – Kidd2</i>	88
4.2.2 Ensaios dinâmicos executados no sítio <i>Kidd2</i>	91
4.3 MASSEY TUNNEL	94
4.4 SAN PROSPERO	97
4.5 ESTREITO DE MESSINA, ITÁLIA	99
4.5 SÍTIO <i>J-PITT</i>	103
4.6 MILDRED LAKE.....	107
4.7 HVC MINE.....	109
4.8 SÍTIO UDESC	113
4.9 AREIAS JAPONESAS.....	116
4.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	120
5. ANÁLISE DOS FATORES QUE AFETAM O ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO.....	121
5.1 INTRODUÇÃO	121
5.2 A COMPACIDADE DO SOLO	121
5.3 A INFLUÊNCIA DO MARTELO	126
5.3.1 Eficiência do golpe (ϵ_g)	128
5.3.2 A geometria do martelo	132
5.4 INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO DE HASTES	137
5.4.1 A seção transversal	137
5.4.2 O comprimento da composição de hastes	145
5.5 A PRÁTICA BRASILEIRA E A NORTE AMERICANA DE EXECUÇÃO DE ENSAIOS SPT.....	152
5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	155
6 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS GRANULARES	157
6.1 INTRODUÇÃO	157
6.2 O PROBLEMA DO VALOR INVERSO.....	158

6.3 SOLUÇÃO ANALÍTICA.....	158
6.4 A VALIDAÇÃO DA PROPOSTA.....	164
6.4.1 Perfis hipotéticos	164
6.4.2 Estudo de casos.....	167
6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	177
7 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS.....	178
7.1 CONCLUSÕES	178
7.1.1 Quanto à rotina de simulação numérica	178
7.1.2 Quanto aos fatores que determinam o índice de resistência à penetração.....	179
7.1.3 Quanto à aplicabilidade das metodologias utilizadas na prática para a medição da energia entregue ao solo	180
7.1.4 Quanto à padronização do ensaio e interpretação das diferentes práticas de ensaios SPT	181
7.1.5 Quanto às metodologias desenvolvidas para a obtenção do ângulo de atrito interno do solo	181
7.2 IMPLICAÇÕES NA PRÁTICA DE ENGENHARIA	182
7.2.1 Quanto ao equipamento	182
7.2.2 Quanto à execução do ensaio	182
7.2.3 Quanto à apresentação e interpretação dos resultados	183
7.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	183
REFERÊNCIAS	185
ANEXO I – ANÁLISE DE EMBUCHAMENTO DE AMOSTRADORES SPT	193
ANEXO II – SIMULAÇÃO DE ENSAIOS DINÂMICOS SPT E RLPT– PATTERON PARK	194

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema de execução do ensaio SPT (Schnaid, 2000).....	28
Figura 2.2: Amostrador Padrão Segundo a Referência Internacional (IRTP/ISSMFE, 1988).	28
Figura 2.3: Amostrador NALPT (Daniel, 2000).	29
Figura 2.4: Amostrador JLPT (Apud, Daniel, 2000).	30
Figura 2.5: Amostrador ILPT (Apud, Daniel, 2000).	31
Figura 2.6: Esquema da formação da onda longitudinal de compressão ao longo de um elemento (Apud Odebrecht, 2003).	33
Figura 2.7: Deformação de um elemento <i>dl</i> devido a passagem da onda de compressão.	33
Figura 2.8: Representação esquemática da propagação de uma onda de tensão em uma haste de sondagem.	36
Figura 3.1: Representação esquemática da discretização realizada	66
Figura 3.2: O mecanismo de interação solo-amostrador: a) os mecanismos de reação; b) relação carga-deslocamento; c) modelo reológico idealizado.	69
Figura 3.3: Típico perfil CPTU do sítio Patterson Park (Daniel, 2003).....	75
Figura 3.4: Valores medidos e simulados da força de reação quase-estática: a) amostrador SPT; b) amostrador RLPT	78
Figura 3.5: Simulação numérica dos sinais de ensaios SPT e RLPT – 7,6 m de profundidade.	81
Figura 3.6: Simulação numérica dos sinais de ensaios SPT e RLPT – 18,3m de profundidade.	82
Figura 3.7: Penetração média por golpe medida vs. simulada.	84
Figura 4.1: Perfil típico do sítio <i>Kidd2</i>	88
Figura 4.2: Simulação numérica de ensaios de penetração quase-estática S-SPT9901 e S-SPT9904 – Kidd2	89
Figura 4.3: Simulação numérica de ensaios de penetração quase-estática S-NALPT9902 e S-NALPT9904– Kidd2	90
Figura 4.4: Simulação numérica de ensaios SPT/E, SPT9305, KD9901 e KD9904 – Kidd2..	93
Figura 4.5: Simulação numérica de ensaios NALPT KD9902 e KD9903 – Kidd2	94
Figura 4.6: Perfil típico do sítio Massey Tunnel	95
Figura 4.7: Simulação numérica de ensaios SPTE1 e SPTE2 - Massey Tunnel	96
Figura 4.8: Propriedades de resistência de depósito arenosos do rio Po, Sítio San Prospero (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).....	98
Figura 4.9: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – San Prospero	98
Figura 4.10: Propriedades de resistência do perfil Sicilian Ancor Block (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).....	100
Figura 4.11: Propriedades de resistência do perfil Sicilian Tower Foundation (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).	100
Figura 4.12: Propriedades de resistência do perfil Calabrian Tower Foundation (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).	101
Figura 4.13: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – Sicilian Shore - Ancor Block... ..	101
Figura 4.14: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – Sicilian Shore - Tower Foundation	102
Figura 4.15: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – Calabrian Tower Foundation	102
Figura 4.16: Parâmetros geotécnicos normalizados do sítio J-pitt: a) SPT; b) CPT e c) SCPTU (Write et al., 2000).....	103
Figura 4.17: Simulação numérica dos ensaios SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4 – <i>J-Pitt</i>	105
Figura 4.18: Simulação numérica do ensaio DCPT executado no sítio <i>J-Pitt</i>	106

Figura 4.19: Ensaio SPT e SCPTU normalizados: a) N_{160} , b) q_{1t} ; c) V_{s1} (Write et al, 2000).	108
Figura 4.20: Penetração média por golpe medida versus prevista – <i>Mildred Lake</i>	109
Figura 4.21: Ensaio SPT e SCPTU normalizados: a) N_{160} , b) q_{1t} ; c) V_{s1} – LL Dam (Write et al, 2000).	110
Figura 4.22: Ensaio SPT e SCPTU normalizados: a) N_{160} , b) q_{1t} ; c) V_{s1} – Highmond Dam (Write et al, 2000).	111
Figura 4.23: Simulação numérica de ensaios SPT1 e SPT2 – LL Dam.....	112
Figura 4.24: Simulação numérica de ensaios SPT3 e SPT4 – Highmond Dam.....	113
Figura 4.25: Resultados dos ensaios SCPTU e SPT executados no sítio UDESC (Dalla Rosa, 2008).	114
Figura 4.26: Penetração média por golpe medida versus simulada – UDESC.....	115
Figura 4.27: Perfis N-SPT dos depósitos Yodo, Natori, Tone e Edo (Mimura, 2003).	118
Figura 4.28: Penetração média por golpe medida versus simulada – Areias Japonesas.	119
Figura 5.1: Efeito da compacidade do solo- composição de hastes AW de 18m: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste AW localizada à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.	124
Figura 5.2: Comparação entre os métodos ER_r , ER_v e <i>Energia</i> na estimativa da energia entregue ao solo.	126
Figura 5.3: Martelos tipo Safety, Donut e Pino-guia.....	127
Figura 5.4: Avaliação de N_{60} a partir da solução de Seed et al (1985).	129
Figura 5.5: Energia entregue ao solo tipo A e penetração do amostrador para sistemas de diferentes eficiências do golpe (ϵ_g).	131
Figura 5.6: Energia entregue ao solo tipo C e penetração do amostrador para sistemas de diferentes eficiências do golpe (ϵ_g).	132
Figura 5.7: Efeitos da geometria do martelo - composição de hastes AW de 18m – Solo B: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Energia entregue ao solo.	134
Figura 5.8: Variação de energia e número de golpes devido à variações de geometria do martelo.	136
Figura 5.9: Efeito da geometria do martelo na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração – Solo C.	137
Figura 5.10: Efeitos do tipo de haste - composição de hastes de 18m – Solo A: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.	139
Figura 5.11: Efeitos do tipo de haste - composição de hastes de 18m – Solo C: a) sinais de força à 2m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado a 2m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.	140
Figura 5.12: Efeito da seção transversal da composição de hastes na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração.	142
Figura 5.13: Efeito da seção transversal da composição de hastes na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração – SOLO A.	144
Figura 5.14: Efeito da seção transversal da composição de hastes na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração – SOLO C.	145
Figura 5.15: Efeitos do comprimento da composição de hastes - Solo B: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância	

de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.....	147
Figura 5.16: Efeitos do comprimento da composição de hastes - Solo A: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.....	148
Figura 5.17: Efeitos do comprimento da composição de hastes - Solo B: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.....	149
Figura 5.18: Variabilidade da energia entregue ao solo e a conseqüente influência no valor do índice de resistência à penetração.....	151
Figura 5.19: Variabilidade da energia entregue ao solo e a conseqüente influência no valor do índice de resistência à penetração.....	153
Figura 5.20: Variabilidade da energia entregue ao solo e o da penetração por golpe – Solo C.	154
Figura 6.1: Esquema das simulações realizadas.....	160
Figura 6.2: Variação de Π_I com a tensão vertical efetiva	162
Figura 6.3: Variação de Π_I com o módulo cisalhante à pequenas deformações G_0	162
Figura 6.4: Variação de Π_{II} com o módulo cisalhante à pequenas deformações G_0	163
Figura 6.5: Perfis de solo hipotéticos utilizadas na avaliação das metodologias propostas neste trabalho.	165
Figura 6.6: Estimativa o ângulo de atrito interno do solo – perfil hipotético no qual N-SPT cresce linearmente com o grau de confinamento (Perfil de Gibson).....	166
Figura 6.7: Estimativa o ângulo de atrito interno do solo – perfil hipotético no qual N-SPT é constante com o grau de confinamento.	167
Figura 6.8: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Patterson Park</i>	168
Figura 6.9: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Kidd2</i>	168
Figura 6.10: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Massey Tunnel</i>	169
Figura 6.11: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>San Prospero</i>	169
Figura 6.12: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Estreito de <i>Messina, Sicilian Shore Ancor Block</i>	170
Figura 6.13: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Estreito de <i>Messina, Sicilian Shore Tower Foundation</i>	170
Figura 6.14: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Estreito de <i>Messina, Calabrian Shore Tower Foundation</i>	171
Figura 6.15: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>J-Pitt</i>	171
Figura 6.16: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Mildred Lake</i>	172
Figura 6.17: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>HVC Mine, LLDam</i>	172
Figura 6.18: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>HVC Mine, Highmond Dam</i>	173
Figura 6.19: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>UDESC</i>	173

Figura 6.20: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Japanese Sands – Yodo River</i>	174
Figura 6.21: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Japanese Sands – Natori River</i>	174
Figura 6.22: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Japanese Sands – Tone River</i>	175
Figura 6.23: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – <i>Japanese Sands – Edo River</i>	175

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Propriedades Geométricas dos ensaios SPT e LPT.	31
Tabela 2.2: Ondas Refletidas pela descontinuidade da haste (Bernardes et al, 1989).	41
Tabela 2.3: Parâmetros típicos de entrada do modelo de Smith (1960) – Forehand & Reese (1964).	49
Tabela 2.4: Sugestões da <i>PDI</i> engenharia (Beim, 2006).....	49
Tabela 4. 1: Características básicas dos ensaios simulados.....	86
Tabela 4.2: Propriedades dos depósitos arenosos japoneses <i>Yodo, Natori, Tone e Edo</i> (Mimura, 2003).....	117
Tabela 5.1: Variação da eficiência da energia transferida à composição de hastes de acordo com as práticas de diferentes países (Diversos Autores, <i>Apud</i> Cavalcante, 2002).	127
Tabela 5.2: Diferenças geométricas entre ensaios SPT executados no Brasil e na América do Norte.	152
Tabela 6. 1: Grandezas representativas da cravação de amostradores e de resistência ao cisalhamento do solo	159
Tabela 6.2: Constantes geométricas <i>A</i> , <i>B</i> e β para ensaios SPT Norte Americano e Brasileiro em solos arenosos e pedregulhos.....	164

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- $u(t)$: deslocamento de partícula;
 $\ddot{u}(t)$: aceleração de partícula;
 $\dot{u}(t)$: velocidade de partícula;
 \dot{v}_p : aceleração de penetração do amostrador;
 $\Delta E_{sistema}^{m+h}$: Energia absorvida pelo solo;
 $\uparrow F$: Força de compressão no sentido ascendente;
 $\downarrow F$: Força de compressão no sentido descendente;
 $\downarrow f$: Representação da função qualquer de uma onda longitudinal descendente;
 $-\uparrow F$: Força de tração no sentido ascendente;
 $-\downarrow F$: Força de tração no sentido descendente;
 $\uparrow g$: Representação da função qualquer de uma onda longitudinal ascendente;
 $\uparrow V$: Velocidade de partícula no sentido ascendente;
 $\downarrow V$: Velocidade de partícula no sentido descendente;
 a : aceleração;
 A : Seção Transversal;
 A : constante de ajuste em função da geometria do amostrador;
 A_a : seção transversal do anel;
 A_c : seção transversal de núcleo;
 A_h : seção transversal da composição de hastes;
 A_m : seção transversal do martelo;
 A_s : área lateral do amostrador;
 B : constante de ajuste em função da geometria do amostrador;
 C : Coeficiente de amortecimento dinâmico;
 c : Velocidade de propagação da onda cisalhante;
 C_c : amortecimento crítico;
 D : partícula genérica;
 dd : deformação diferencial;
 D_e : Diâmetro externo do amostrador SPT;
 D_i : Diâmetro interno do amostrador SPT;
 dl : comprimento diferencial;
 D_m : diâmetro do martelo;

- E : Módulo de *Young*;
 e : índice de vazios do solo;
 $e_{\text{máx}}$: índice de vazios máximo do solo;
 F : unidade fundamental de força;
 f_{crit} : frequência natural de vibração;
 F_d : força dinâmica de reação do solo;
 $F_{d,a}$: força estática de reação do anel;
 $F_{d,a}$: força dinâmica de reação do anel;
 $F_{d,c}$: força estática de reação de núcleo;
 $F_{d,c}$: força dinâmica de reação de núcleo;
 $F_{d,s}$: força estática de reação de atrito lateral;
 $F_{d,s}$: força dinâmica de reação de atrito lateral;
 $f_{\text{ext}}(t)$: força externa aplicada;
 F_h : força transferida para a composição de hastes;
 F_p : força de reação na ponta de amostradores;
 F_u : Força estática de reação do solo;
 $F_{u,p}$: Força estática de reação de ponta do solo;
 F_v : Força viscosa de reação do solo;
 g : Aceleração da gravidade;
 G : Módulo cisalhante do solo;
 G_o : Módulo cisalhante do solo à pequenas deformações;
 H : Altura de queda do martelo;
 I_r : Índice de rigidez do solo;
 I_{rr} : Índice de rigidez reduzido do solo;
 J : coeficiente de amortecimento *Damping* de Smith;
 J_a : coeficiente de amortecimento *damping* de Smith do anel;
 J_c : coeficiente de amortecimento *damping* de Smith de núcleo;
 J_p : coeficiente de amortecimento *damping* de Smith de ponta;
 J_s : coeficiente de amortecimento *damping* de Smith de atrito lateral;
 K' : Rigidez do sistema amostrador-solo;
 K'_a : rigidez entre o anel do amostrador e solo;
 K'_c : rigidez entre o núcleo do amostrador e solo;
 K'_s : rigidez entre a área lateral do amostrador e solo;

- K_0 : Coeficiente de empuxo no repouso;
 K_1 : fator de correção devido à energia não contabilizada pelo método F^2 ;
 K_2 : fator de correção de energia pelo método F^2 ;
 K_c : fator de correção de energia pelo método F^2 ;
 K_L : coeficiente de viscosidade do solo;
 K_p : Coeficiente de empuxo passivo;
 K_s : Coeficiente de empuxo;
 L : Comprimento da haste de sondagem;
 L' : distância entre o ponto de instrumentação e a base do amostrador;
 L_m : comprimento do martelo;
 m : Massa;
 M_h : Massa composição de hastes;
 M_m : Massa do martelo;
 N : índice de resistência à penetração;
 n : função de crescimento da tensão efetiva mobilizada no núcleo do amostrador;
 $N_{1,60}$: índice de resistência à penetração normalizado para a tensão efetiva de 100kPa e energia de referência;
 N_{60} : índice de resistência à penetração para a energia de referência
 N_q : Fator de capacidade de carga (Vésic, 1972)
 $N\text{-SPT}$: índice de resistência à penetração do ensaio SPT
 p'_o : Tensão média octaédrica;
 p_a : Pressão atmosférica;
 p_y : pressão de plastificação da cavidade;
 Q : máxima deformação elástica do solo - *quake*;
 Q_a : máxima deformação elástica do solo do anel – *quake* lateral;
 Q_c : máxima deformação elástica do solo de núcleo – *quake* lateral;
 q_{c1} : Resistência unitária de ponta mobilizada pelo cone normalizada para a tensão de 100kPa
 Q_p : máxima deformação elástica do solo de ponta- *quake* de ponta;
 Q_s : máxima deformação elástica do solo por atrito – *quake* lateral;
 q_t : Resistência unitária de ponta mobilizada pelo cone;
 r_o : raio da estaca;
 R_f : Razão de atrito medido no cone;

- r_m : distância radial na qual as tensões cisalhantes tornam-se nulas;
 S : força de reação ao longo do fuste de amostradores
 S_u : Resistência não drenada do solo;
 t : unidade fundamental de tempo;
 u : deslocamento;
 $U2$: poro-pressão medida em ensaios de piezocone;
 v : velocidade;
 V : Volume;
 v_0 : velocidade de impacto do martelo sobre a cabeça de bater;
 v_h : velocidade de partícula da composição de hastes
 v_p : velocidade de penetração do amostrador;
 V_p : Velocidade de ponta de amostradores
 $v_{p,u}$: velocidade de penetração estática do amostrador;
 V_s : Velocidade a onda cisalhante a pequenas deformações;
 V_{s1} : Velocidade a onda cisalhante a pequenas deformações normalizado para a tensão efetiva de 100kPa;
 W : Trabalho;
 Z : Impedância;
 α : fator que representa a variabilidade do índice de resistência à penetração devido à energia transferida ao solo;
 β : fator de ajuste da penetração com o grau de confinamento do solo
 Δ : deformação volumétrica do solo;
 ΔE : Variação de energia;
 ΔE_k : energia cinética de impacto do martelo sobre a composição de hastes;
 ΔER_r : razão de energia transferida à composição de hastes pelo método FV
 $\Delta ER_{r,F2}$: razão de energia transferida à composição de hastes pelo método F²
 ΔER_v : razão de energia transferida à composição de hastes através da energia de impacto do martelo.
 δ_f : Ângulo de atrito na interface solo-amostrador;
 $\Delta \rho$: penetração média por golpe do amostrador;
 ε : Deformação específica
 ε_g : eficiência do golpe do martelo;
 ζ : razão adimensional;

- η : fator de profundidade
 η_1 : Eficiência devido ao golpe do martelo;
 η_2 : Eficiência devido ao comprimento da composição de hastes;
 η_3 : Eficiência do sistema;
 ν : Coeficiente de *Poisson*;
 ρ : densidade de massa
 ρ_i : estágio atual de penetração do amostrador
 ρ_{plug} : penetração de embuchamento do amostrador
 σ : Tensão normal aplicada
 σ'_c : tensão efetiva de núcleo;
 t : tempo
 σ_1 : Tensão principal maior
 σ_3 : Tensão principal menor
 $\sigma_{r,f}$: Tensão normal radial na ruptura
 σ'_u : Tensão efetiva de ruptura do anel;
 σ'_v : Tensão vertical efetiva;
 τ_f : tensão cisalhante na ruptura;
 τ_{int} : tensão cisalhante mobilizada na face interna do amostrador;
 τ_u : atrito lateral unitário mobilizado
 ϕ' : Ângulo de atrito interno efetivo do solo;
 χ : fator de quantificação do coeficiente de empuxo do solo mobilizado;
 ψ : parâmetro de estado do solo.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil e em diversos países como EUA, Canadá e Japão, o *Standard Penetration Test* – SPT é a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação utilizada na prática da engenharia geotécnica. Sua popularidade decorre da simplicidade operacional, baixo custo e experiência empírica acumulada na execução e na aplicação dos resultados.

Embora bastante utilizado, o ensaio tem sido objeto freqüente de críticas da comunidade acadêmica, abrangendo tanto aspectos relacionados à dispersão de resultados, quanto à dependência do operador e diversidade de equipamentos e procedimentos. Devido a estas limitações, desde a década de 70, estudos de medição de energia têm sido desenvolvidos visando a padronização do ensaio, sendo inúmeras as contribuições nesta área (Schmeertmann & Palacios, 1979; Schmertmann, 1979). Estes estudos procuraram identificar a influência na medida de penetração N_{SPT} – número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm – de fatores associados às divergências encontradas nas especificações geométricas dos componentes mecânicos utilizados nos ensaios, e também nos sistemas de elevação e liberação do martelo. Estas divergências implicam em distintas energias transferidas à composição de hastes e conseqüentemente utilizadas na cravação do amostrador, levando a resultados pouco confiáveis e com elevada variabilidade.

Seed et al (1985) e Skempton (1986) propõem a correção do índice de resistência à penetração N-SPT à uma energia de referência. Baseados no fato de que a maioria das relações empíricas utilizada na interpretação de ensaios SPT utiliza uma energia em torno de 60% da energia teórica do ensaio (478 *Joules*), estes autores sugeriram a energia de referência de 60%. A normalização para a energia de referência é prática corrente na interpretação de ensaios atualmente.

Recentemente, o grupo de pesquisa PPGEC/UFRGS vem desenvolvendo pesquisas pioneiras, através das quais busca-se interpretar ensaios SPT a partir de conceitos de conservação de

Bianca de Oliveira Lobo (lobo_bianca@yahoo.com.br) Tese PPGEC/UFRGS 2009

energia e equilíbrio dinâmico. Através destes princípios é possível estimar uma força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador SPT (Odebrecht, 2003; Odebrecht et al 2005; Schnaid, 2005; Schmertmann, 1979; Aoki & Cintra, 2000). A interpretação racional do ensaio SPT permitiu desenvolver um método de previsão de capacidade de carga de estacas de maior rigor conceitual que, através de uma análise modelo vs. protótipo, estima a carga última de um elemento de fundação a partir da força dinâmica de reação do solo (Lobo, 2005; Lobo et al, 2006; Lobo et al, 2007). Esse tipo de abordagem é estendido nesta pesquisa à previsão de propriedades de comportamento de solos arenosos.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

No contexto do trabalho proposto, objetiva-se desenvolver uma metodologia que permita identificar os mecanismos de mobilização de resistência durante a penetração de amostradores de ensaios dinâmicos. A similaridade de mecanismos de ruptura gerados pela cravação dinâmica de amostradores no solo e estacas permite que soluções teóricas e a experiência acumulada na engenharia de fundações sejam utilizadas na modelagem numérica da resistência ao cisalhamento do solo mobilizada em ensaios dinâmicos. A aplicação de uma abordagem racional de interpretação de ensaios dinâmicos, a partir do desenvolvimento de uma rotina numérica embasada na técnica de diferenças finitas, abre uma gama de aplicações na prática de engenharia, reduzindo custos e incorporando maior confiabilidade aos projetos.

O entendimento dos mecanismos de mobilização de resistência devido à penetração dinâmica de elementos no solo permite discutir questões amplamente debatidas ao longo de décadas relacionadas com a interpretação de ensaios SPT, como a variabilidade de energia transferida ao solo devido às distintas características geométricas dos equipamentos utilizados em diferentes práticas. Somado a isto, abordagens racionais de interpretação de ensaios dinâmicos possibilitam o desenvolvimento de soluções numéricas e analíticas para a estimativa de parâmetros de resistência de solos granulares.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos geral e específicos atribuídos à presente pesquisa podem ser resumidos como:

1.2.1 Objetivo Geral

Contribuir no entendimento dos mecanismos de mobilização de resistência durante a penetração dinâmica de amostradores no solo, objetivando discutir questões relacionadas à interpretação de ensaios SPT, para desenvolver abordagens racionais que permitam estimar a resistência ao cisalhamento de solos granulares a partir de ensaios dinâmicos como SPT e LPT.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Desenvolver uma rotina de simulação numérica capaz de reproduzir os sinais de força, velocidade e penetração média por golpe medida em ensaios SPT e LPT, executados em solos não coesivos;
- Avaliar os efeitos de diferentes práticas de ensaios e seus impactos na energia entregue ao solo e sua influência no índice de resistência à penetração medido em ensaios dinâmicos;
- Produzir uma abordagem racional para a estimativa da resistência ao cisalhamento de solos não coesivos a partir de ensaios de penetração dinâmica;
- Discutir a aplicabilidade de soluções empíricas para padronização de ensaios SPT e os aspectos relacionados com sua padronização.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese está dividida em 7 capítulos. No Capítulo 1 estão sendo apresentados a justificativa da pesquisa, objetivos e a organização da tese. No Capítulo 2 apresenta-se os diferentes ensaios de penetração dinâmica estudados, uma breve revisão bibliográfica dos conceitos da teoria da equação da onda, uma discussão sobre a modelagem do mecanismo de interação solo-amostrador, assim como a apresentação dos conceitos de energia aplicados à ensaios de penetração dinâmica e os métodos de estimativa da energia transferida ao solo.

No Capítulo 3 apresenta-se o algoritmo numérico desenvolvido, seus conceitos básicos e sua calibração. No quarto capítulo apresenta-se um extenso estudo de casos objetivando validar a rotina numérica desenvolvida.

O Capítulo 5 apresenta uma discussão sobre os fatores que determinam o índice à resistência à penetração, inferindo sobre questões como a influência do tipo de haste e geometria do martelo. Neste capítulo discute-se ainda a aplicabilidade das diferentes metodologias de estimativa da energia transferida ao solo utilizadas na prática de engenharia e a padronização de ensaios. No Capítulo 6 apresentam-se duas abordagens desenvolvidas nesta pesquisa para a estimativa do ângulo de atrito de solo granulares a partir de ensaios dinâmicos.

Finalmente, no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentada uma breve descrição dos ensaios de penetração dinâmica freqüentemente utilizados na prática de engenharia seguido pelos conceitos relacionados com a teoria da propagação de ondas em meios elásticos, apresentando a solução geral, os efeitos das condições de contorno e a apresentação do modelo de interação solo-amostrador utilizado na determinação da reação do solo idealizado por Smith (1960). Os conceitos apresentados podem ser aplicados tanto na modelagem de cravação de estacas, quanto na modelagem de ensaios de penetração dinâmica. Optou-se, ao deduzir as equações da teoria da equação da onda, por utilizar o termo “haste de sondagem” na medida em que este representa o objetivo final desta tese, salientando-se no entanto que a solução é geral e aplicável a estudos dinâmicos em geral.

Por conseguinte, serão apresentados os conceitos de energia aplicados à interpretação de ensaios SPT, assim como uma discussão sobre as metodologias de estimativa da energia transferida ao solo durante a execução de ensaios dinâmicos. Embora estes conceitos sejam conhecidos, julgou-se necessário reproduzir suas definições básicas que serão utilizadas nos desenvolvimentos numéricos e conceituais que dão suporte às análises realizadas nesta tese.

2.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

2.2.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT (“*Standard Penetration Test*”) é reconhecidamente o sistema de sondagem mais utilizado no mundo. Características como simplicidade e robustez, aliado ao seu baixo custo e a experiência empírica acumulada na execução e na aplicação dos resultados, tornam esta

sondagem uma ferramenta indispensável à prática de engenharia. No entanto, existem críticas severas relacionadas à sua padronização. Resultados dispersos, com forte dependência do operador e a diversidade de equipamentos e procedimentos utilizados, motivaram o desenvolvimento de estudos, a partir da década de 70, com medição de energia objetivando padronizar o ensaio. Em 1988 foi publicado o Procedimento Internacional de Referência para o SPT (IRTP), elaborado pela ISSMFE, que tem por objetivo estabelecer recomendações a serem adotadas por normas e códigos nacionais, padronizando procedimentos e equipamentos, permitindo à normalização de resultados entre diferentes países. No Brasil, este ensaio é padronizado pela Norma Brasileira NBR 6484 e na América do Norte pela ASTM D1586.

O ensaio SPT objetiva a medida de resistência dinâmica “N-SPT” oferecida pelo solo à cravação do amostrador, aliada a uma sondagem de simples reconhecimento. O furo de sondagem é executado por gradagem e circulação de água utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. As amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de um amostrador padrão. A Figura 2.1 ilustra o esquema de execução do ensaio SPT.

O amostrador padrão é composto de três partes distintas: sapata cortante, corpo e cabeça. O corpo do amostrador deve ser confeccionado de aço duro e as superfícies, tanto interna quanto externa, devem ser lisas. O diâmetro externo deve possuir dimensão de 51 mm (± 1 mm) e o interno de 35 mm (± 1 mm). Seu comprimento deve ser de no mínimo 457 mm. A Figura 2.2 apresenta um esquema do amostrador padrão.

A resistência dinâmica N-SPT é obtida pela cravação do amostrador no fundo da escavação (revestida ou não), usando um peso de $63,5 \pm 0,5$ Kg¹ de massa, caindo de uma altura de 760 mm², conforme preconiza a ASTM 1586. Seu valor é obtido pelo número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm, trecho este conhecido como “*testing drive*”. O número de golpes necessários à penetração dos primeiros 15 cm, trecho chamado de “*seating drive*”, não é levado em consideração na interpretação dos resultados. Este ensaio foi objeto

¹ A NBR 6484/2001 preconiza um martelo de 65 kg

² A NBR 6484/2001 preconiza uma altura de queda de 750mm

de estudos recentemente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Odebrecht, 2003), já tendo sido detalhado por Schnaid (2000). Deste modo, não serão detalhados o equipamento e o procedimento de ensaio nesta pesquisa.

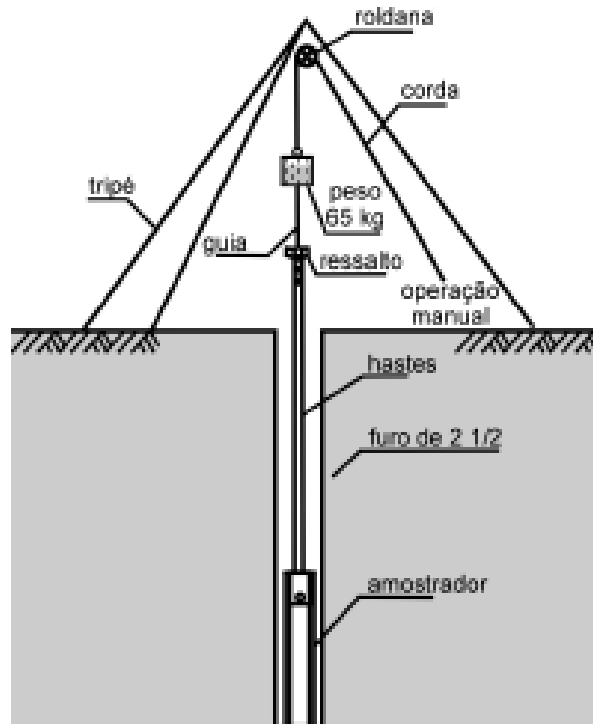


Figura 2.1: Esquema de execução do ensaio SPT (Schnaid, 2000).

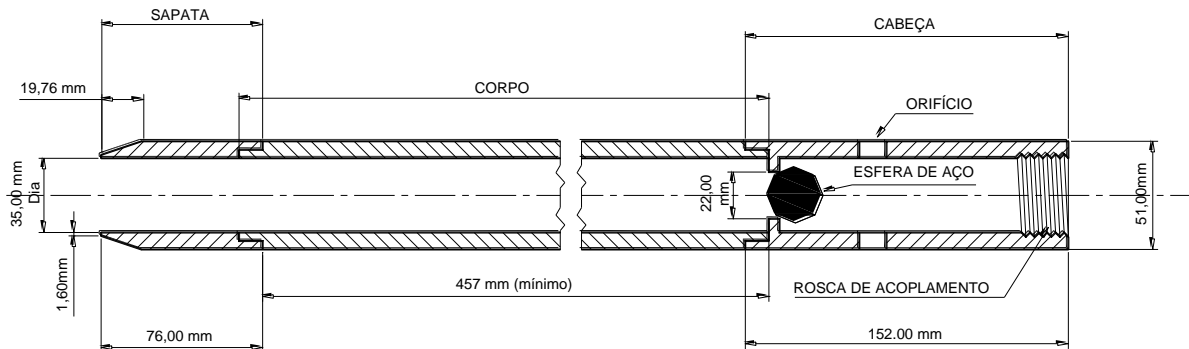


Figura 2.2: Amostrador Padrão Segundo a Referência Internacional (IRTP/ISSMFE, 1988).

2.2.2 Ensaios LPT

O termo LPT – *Large Penetration Test* tem sido utilizado por diversos autores para descrever combinações de amostradores e martelos com maiores dimensões em relação ao ensaio SPT,

tendo como objetivo utilizá-los em depósitos pedregulhosos visando minorar efeitos de escala devido ao tamanho de grãos (e.g Daniel, 2000; Daniel, 2008; Crova *et al*, 1993; Kaito *et al*, 1971). A interpretação destes ensaios baseia-se em correlações empíricas entre o índice de resistência à penetração de ensaios SPT e LPT. Existem atualmente três tipos de ensaios LPT descritos em publicações técnicas com características geométricas distintas.

2.2.2.1 North American LPT (NALPT)

O amostrador do LPT Norte Americano possui um diâmetro externo de 76,2 mm e 61 mm de diâmetro interno. Estes amostradores são comumente utilizados em solos pedregulhosos e em investigações ambientais visando aumentar o volume da amostra coletada (e.g. Daniel, 2000). A Figura 2.3 apresenta as dimensões típicas de amostradores NALPT.

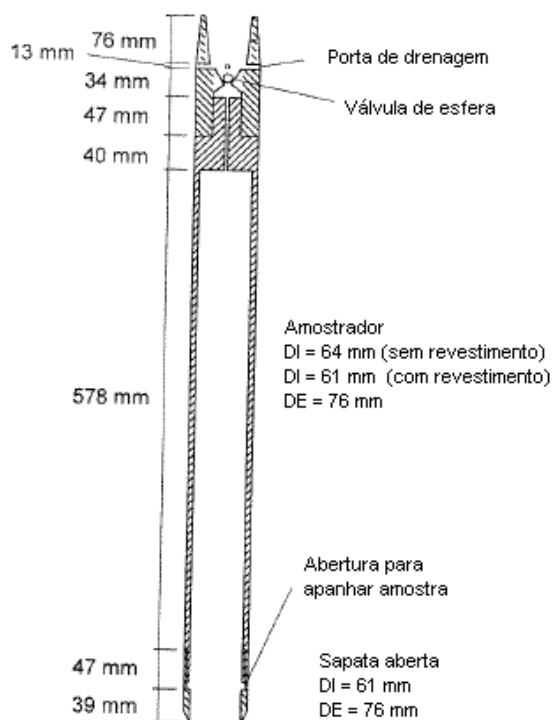


Figura 2.3: Amostrador NALPT (Daniel, 2000).

Tipicamente utiliza-se um martelo *Safety* com massa de 136 kg caindo de uma altura de queda de 760 mm na cravação do amostrador NALPT. Este sistema de cravação produz uma energia teórica de 1015 Joules, 2,1 vezes superior à energia teórica utilizada na cravação do amostrador SPT. Utilizam-se hastes NWJ na execução destes ensaios. O índice de resistência

à penetração medido é usualmente normalizado para a eficiência de 60% (Daniel *et al*, 2003) e relacionado empiricamente com o N_{60} de ensaios SPT.

2.2.2.2 Japanese LPT (JLPT)

O LPT Japonês proposto por Kaito *et al* (1971) possui diâmetro externo de 73mm e diâmetro interno de 50mm, conforme ilustrado na Figura 2.4. O martelo utilizado para a sua cravação possui aproximadamente 100 kg liberado de uma altura de queda de 1,50m, produzindo energia 3,1 vezes superior (1471J) à energia teórica de ensaios SPT (475J).

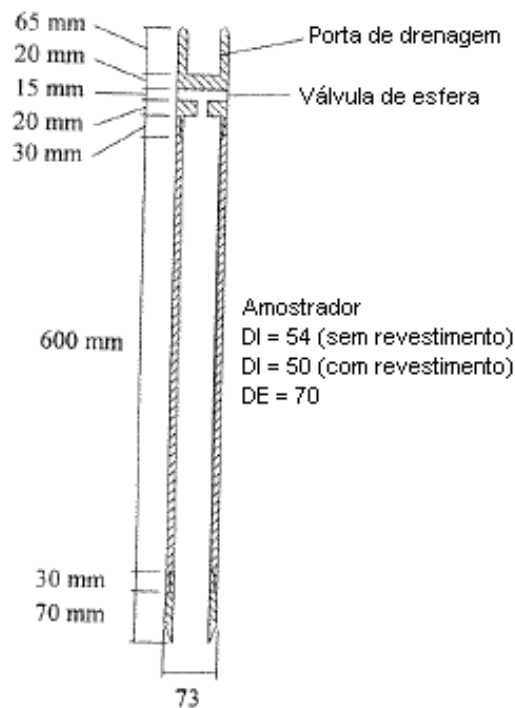


Figura 2.4: Amostrador JLPT (Apud, Daniel, 2000).

2.2.2.3 Italian LPT (ILPT)

O amostrador LPT Italiano (Crova *et al*, 1993; Jamilokowski & Lo Presti, 2003) com 140mm de diâmetro externo e 100mm de diâmetro interno (ver Figura 2.5) é cravado no solo a partir de uma martelo de 570 kg caindo de uma altura de 0,5m. O equipamento de cravação possui

energia teórica de 2795J, 5,9 vezes superior à energia teórica utilizada na cravação do amostrador SPT.

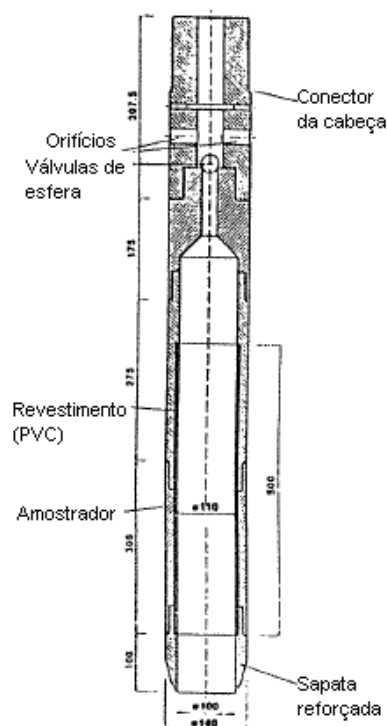


Figura 2.5: Amostrador ILPT (Apud, Daniel, 2000).

As propriedades geométricas dos ensaios dinâmicos (SPT e LPT) descritos anteriormente são resumidas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1– Propriedades Geométricas dos ensaios SPT e LPT.

Detalhes	SPT ^a	NALPT ^b	JLPT ^c	ILPT ^d
Massa do Martelo (kg)	63,5	136	100	570
Altura de queda do martelo (m)	0,762	0,762	1,50	0,50
Comprimento do amostrador (m)	0,813	0,861	0,850	1,157
Diâmetro interno do amostrador (m)	0,0508	0,0762	0,0730	0,1400
Diâmetro externo do amostrador (m)	0,0349	0,0610	0,0500	0,1000
Energia teórica (J)	475	1015	1471	2795

Nota:

a ASTM D1586; IRTP/ISSMFE, 1988.

b Daniel (2000).

c Kaito *et al* (1971); Yoshida *et al* (1988).

d Crova *et al* (1993); Jamilokowski & Lo Presti (2003).

2.3 TEORIA DA EQUAÇÃO DA ONDA

A aplicação dos conceitos de propagação de onda em barras para analisar o processo de cravação de elementos no solo foi inicialmente proposto por Isaacs (1931) e Granville et al (1938), entretanto seu uso tornou-se corrente a partir da rotina de cálculo desenvolvida por Smith (1960) que introduziu a idéia previamente concebida por Isaacs (1931) à engenharia de fundações. Atualmente estes conceitos vêm sendo utilizados em ensaios de carregamento dinâmico (NBR 13208/2007) através dos modelos *CASE* e *CAPWAP* (eg. Goble et al, 1996; Aoki, 1997; Niyama et al, 1998; Gonçalves et al, 2000) e na análise de ensaios dinâmicos (Schmertman & Palacios, 1979; Skov, 1982; Belincanta, 1985; Cavalcante, 2002; Odebrecht, 2003).

2.3.1 A Equação Unidimensional da Onda

O golpe do martelo no topo da composição de hastes produz um carregamento (F), no tempo t_1 . Analisando este evento de forma detalhada é possível avaliar 3 etapas:

- Em $t = 0$, antes do impacto do martelo, o sistema martelo-haste-amostrador está em repouso;
- Em $t = t_1$ o martelo choca-se com a composição de hastes, aplicando uma força (F) no seu topo;
- Em $t = t_1 + dt$, ocorre a deformação do primeiro elemento da haste. Esta deformação comprime o elemento seguinte que se deforma e assim sucessivamente, nos elementos subsequentes. Este efeito em cadeia de deformação, gera uma onda de compressão que se propaga com uma velocidade (c) ao longo da composição;

Um esquema da formação da onda longitudinal de compressão ao longo de uma haste de sondagem é apresentado na Figura 2.6.

Considerando a haste como um material elástico, a lei de *Hooke* pode ser aplicada para descrever as sucessivas deformações em seus elementos. Considere a Figura 2.7, o elemento

de comprimento dl , no topo, deformou-se dd devido ao impacto do martelo, fazendo com que a partícula D mova-se para a posição D' , no intervalo de tempo dt .

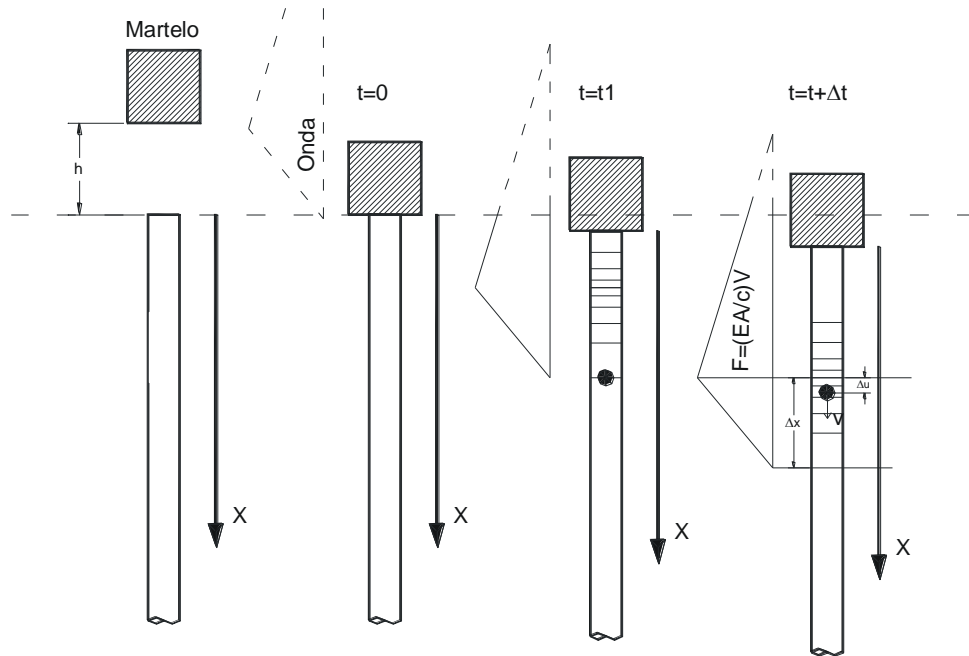


Figura 2.6: Esquema da formação da onda longitudinal de compressão ao longo de um elemento (Apud Odebrecht, 2003).

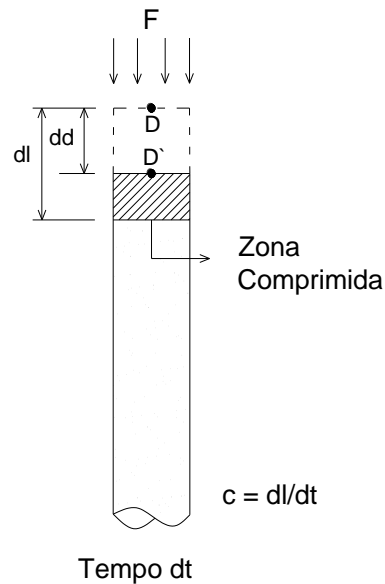


Figura 2.7: Deformação de um elemento dl devido a passagem da onda de compressão.

A deformação deste elemento pode ser representada conforme a equação 2.1.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{F / A}{dd / dl} \therefore dd = \frac{F \cdot dl}{A \cdot E} \quad (2.1)$$

onde E representa o módulo de *Young* do material da haste, σ a tensão aplicada, ε a deformação específica e A a seção transversal da haste de sondagem.

A partícula D , no instante $t = 0$, possui uma velocidade $v = 0$. No instante $t = dt$ a velocidade desta partícula (v) pode ser estimada como:

$$v = \frac{dd}{dt} = \frac{\frac{F \cdot dl}{A \cdot E}}{dt} \therefore v = \frac{F \cdot dl}{A \cdot E \cdot dt} \quad (2.2)$$

O elemento modificado pela passagem da onda possui um comprimento dl e esta modificação acontece no tempo dt , logo dl/dt é a velocidade de propagação da onda na haste de sondagem. Rearranjando os termos da equação 2.2, tem-se a equação da velocidade de deformação da partícula, em função da velocidade de propagação da onda c .

$$v = \frac{F \cdot dl}{E \cdot A \cdot dt} = \frac{F \cdot c}{A \cdot E} \quad (2.3)$$

A aceleração da partícula é descrita conforme a equação 2.4.

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{F \cdot c}{A \cdot E \cdot dt} \quad (2.4)$$

A segunda lei de *Newton* postula que:

$$F = m \cdot a \therefore a = \frac{F}{\rho \cdot dl \cdot A} \quad (2.5)$$

onde ρ representa a densidade de massa do material ($\rho = m/V$), m a massa da haste de sondagem e V seu volume. Igualando as equações 2.4 e 2.5, obtém-se a velocidade de propagação da onda c :

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.6)$$

Da equação 2.6, observa-se que a velocidade de propagação da onda c é função de propriedades do material da haste de sondagem (módulo de elasticidade e densidade de massa). Nesta etapa, é importante diferenciar a velocidade de propagação da onda c e a velocidade da partícula v . A velocidade de propagação da onda c é a velocidade com que se propagam as zonas de compressão ou tração ao longo da haste de sondagem. A velocidade da partícula v é a velocidade com que as partículas se movem devido à passagem desta onda.

Simplificando a equação 2.3, tem-se:

$$v = \frac{\sigma \cdot c}{E} = \varepsilon \cdot c \quad (2.7)$$

A haste de sondagem impõe uma resistência à mudança de velocidade das suas partículas (inércia), que no fenômeno de cravação de estacas é denominado impedância Z_h . A impedância é uma propriedade do material da haste e é representada pela proporcionalidade entre a força aplicada (F) e a velocidade da partícula (v):

$$Z_h = \frac{F}{v} = \frac{A \cdot E}{c} \quad (2.8)$$

A impedância da haste (Z_h) também pode ser representada conforme a equação 2.9.

$$Z_h = \rho \cdot c \cdot A = \frac{m \cdot c}{L} \quad (2.9)$$

onde L representa o comprimento da haste.

Considere inicialmente a Figura 2.8. Devido a força externa F aplicada, surge uma força inercial F_i se opondo ao movimento da partícula e a força F_2 , externa se opondo ao deslocamento do elemento. Mantendo o equilíbrio do elemento de forças representado na Figura 2.8, tem-se:

$$F_2 = -F_i + F \quad (2.10)$$

A força F_i é uma força interna inercial e pode ser equacionada da seguinte forma:

$$F_i = m \cdot a = \rho \cdot V \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \cdot dx \cdot A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.11)$$

onde dx representa o comprimento de um elemento qualquer, u o deslocamento da partícula e V o seu volume ($V = A \cdot dx$).

A força de reação F_2 pode ser obtida da segundo a Lei de Hooke:

$$F_2 = E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(A \cdot E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} dx \right) \quad (2.12)$$

Já a força externa F pode ser expressa como:

$$F = E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.13)$$

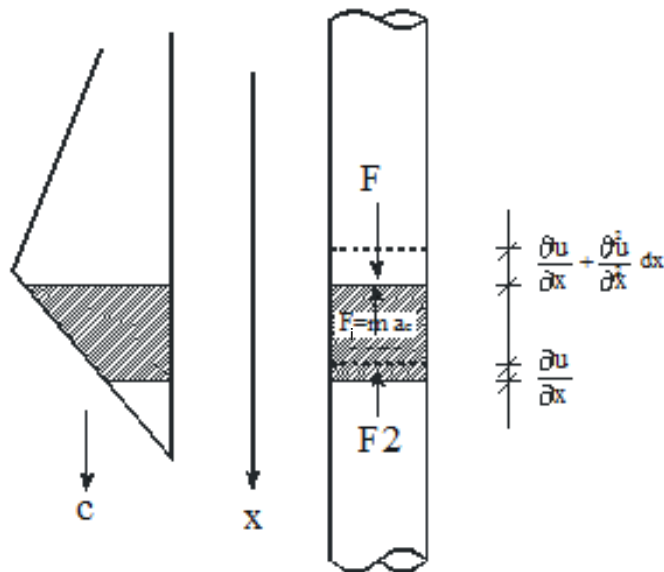


Figura 2.8: Representação esquemática da propagação de uma onda de tensão em uma haste de sondagem.

Substituindo-se as equações 2.11, 2.12 e 2.13 na equação 2.10, tem-se:

$$E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(A \cdot E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} dx \right) = EA \frac{\partial u}{\partial x} - \rho \cdot A \cdot dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.14)$$

É possível rearranjar os termos da equação 2.14, conforme a equação 2.15:

$$EA \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(AE \frac{\partial u}{\partial x} dx \right) - EA \frac{\partial u}{\partial x} + \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.15)$$

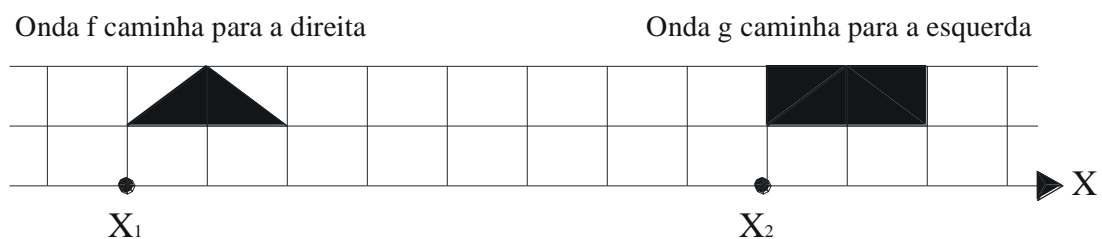
Substituindo na equação 2.15 $\rho = \frac{E}{c^2}$, tem-se a equação da onda unidimensional:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.16)$$

A equação 2.16 é uma equação diferencial parcial de segunda ordem, que representa o deslocamento u de uma partícula, situada a uma distância x do topo da haste, após decorrido o tempo t da aplicação do golpe do martelo. A solução geral desta equação, segundo o Princípio de *D'Alembert* é da forma:

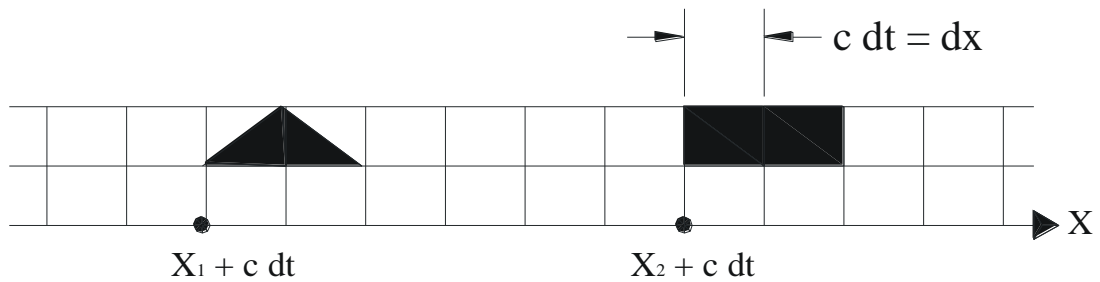
$$u(x, t) = f(x - ct) \pm g(x + ct) \quad (2.17)$$

As funções f e g são as frentes de onda descendente e ascendente, respectivamente se propagando com a mesma velocidade c mas em sentidos contrários, conforme ilustram as Figuras 2.8 e 2.9.



$$u(x, t) = f(x_1 - ct) + g(x_2 + ct)$$

Figura 2.8: Comportamento das ondas no instante t (Timoshenko & Goodier, 1970).



$$u(x, (t + dt)) = f((x_1 - dx) - c(t + dt)) + g((x_2 - dx) + c(t + dt))$$

$$u(x, (t + dt)) = f(x_1 - ct - dx + cdt) + g(x_2 + ct - dx + cdt)$$

$$u(x, (t + dt)) = f(x_1 - ct) + g(x_2 + ct)$$

Figura 2.9: Comportamento das ondas no instante $t + dt$ (Timoshenko & Goodier, 1970)

As ondas f e g apenas se deslocam em sentidos opostos no tempo, sem mudar de forma. Para facilitar a compreensão e o estudo da propagação destas ondas ao longo de uma barra, autores como Beringen et al (1980) e Skov (1982), sugeriram a utilização de flechas indicativas do sentido de propagação das mesmas (ascendente ou descendente) em relação a um referencial. Desta forma a equação (2.17) pode ser representada como:

$$u(x, t) = f(x_1 - ct) \pm g(x_2 + ct) = u \downarrow + u \uparrow \quad (2.17)$$

A solução anteriormente descrita pela equação 2.17 resulta em uma família de curvas, que relacionam o deslocamento com o tempo ao longo das seções transversais da haste de sondagem. Aplicando as equações apresentadas é possível simular numericamente o processo de propagação da onda de tensão gerada, devido o golpe do martelo, no topo da haste de sondagem a partir da sua discretização.

2.3.2 Influência das Condições de Contorno

A utilização da teoria da equação da onda requer que todas as condições de contorno sejam avaliadas e inseridas em cada elemento discretizado, verificando as condições de equilíbrio de força e compatibilidade das velocidades. A influência de condições de contorno como mudanças na impedância, a influência da ponta do amostrador e da resistência por atrito lateral serão apresentadas a seguir.

2.3.2.1 Variação de Impedância

Variações de seção transversal ocasionam mudanças de impedância. Supondo uma haste de sondagem com seção transversal variável na profundidade z de seu comprimento L , abaixo da seção $a-a$ (ver Figura 2.10) sua seção é alterada, impondo uma diferença de impedância nos segmentos superior (Z_1) e inferior (Z_2) desta seção, conforme ilustra a Figura 2.10.

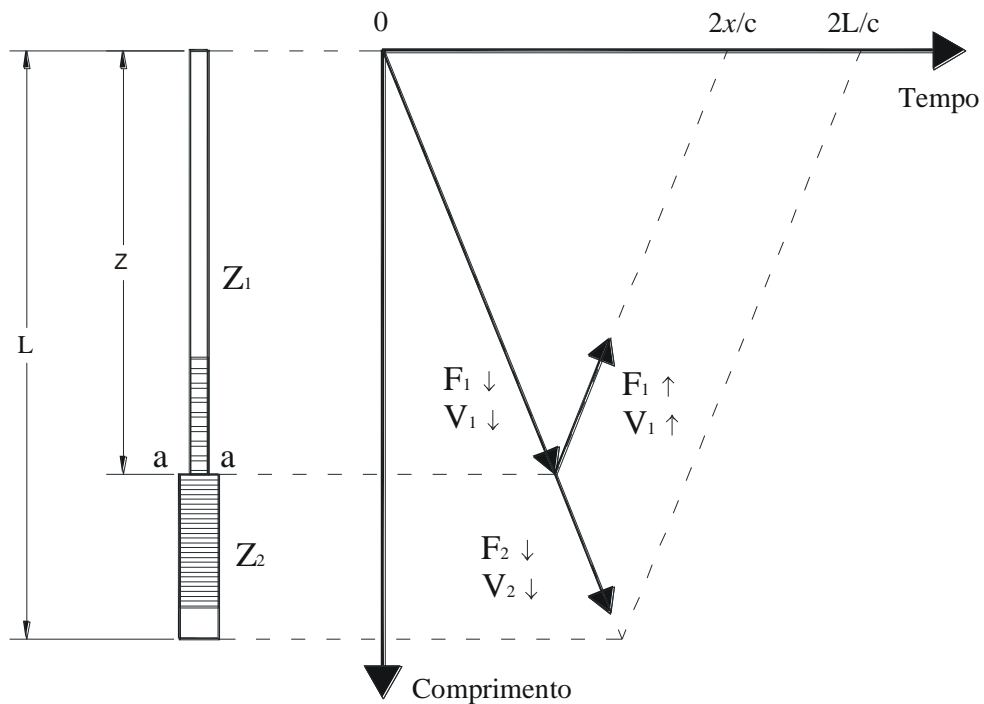


Figura 2.10: Haste de sondagem com seção variável (Skov, 1982).

Quando a onda inicial ($F_1 \downarrow, V_1 \downarrow$) alcançar a seção $a-a$, esta será parcialmente transmitida ($F_2 \downarrow, V_2 \downarrow$) e parcialmente refletida ($F_1 \uparrow, V_1 \uparrow$). As forças estão em equilíbrio e as são compatíveis velocidades acima e abaixo da seção $a-a$, logo:

$$F = F_1 \downarrow + F_1 \uparrow = F_2 \downarrow \quad (\text{Equilíbrio}) \quad (2.18)$$

$$V = V_1 \downarrow + V_1 \uparrow = V_2 \downarrow \quad (\text{Compatibilidade}) \quad (2.19)$$

Resolvendo simultaneamente as equações acima, a força e a velocidade transmitidas são dadas pelas equações:

$$F_2 \uparrow = \frac{2Z_2}{Z_1 + Z_2} F_1 \downarrow \quad (2.20)$$

$$V_2 \downarrow = \frac{2Z_1}{Z_1 + Z_2} V_1 \downarrow \quad (2.21)$$

Substituindo-se $F_2 \downarrow$ na equação (2.18) e $V_2 \downarrow$ na equação (2.19), a força e a velocidade refletidas são respectivamente:

$$F_1 \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} F_1 \downarrow \quad (2.22)$$

$$V_1 \uparrow = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} V_1 \downarrow \quad (2.23)$$

Há três condições extremas de variação de impedância: $Z_1 = Z_2$, $Z_1 > Z_2$ e $Z_1 < Z_2$. Para $Z_1 = Z_2$ não há qualquer mudança na onda transmitida, não há reflexão neste caso particular.

Caso $Z_1 > Z_2$ a onda de tração refletida será sobreposta à onda inicial, fazendo com que haja uma redução da força e um aumento da velocidade no topo da haste depois do tempo $t = 2x/c$. Estas variações de impedância que geram ondas de tração refletidas são geralmente associadas à falhas em emendas de luvas de hastes de sondagem. Se a falha for grande, a onda de compressão será totalmente refletida, caracterizando a ruptura estrutural da seção.

Para o caso em que $Z_1 < Z_2$ a onda refletida será de compressão, ocasionando uma redução na velocidade e um aumento da força medida no topo da haste, conforme ilustra a Figura 2.10. Uma mudança súbita na seção transversal da haste (*e.g.* luvas, amostrador) ou o próprio embuchamento do amostrador podem ser responsáveis pelo surgimento de ondas refletidas de compressão.

Na Tabela 2.2 são apresentados os resultados das ondas refletidas que podem ocorrer devido à descontinuidade, dependendo da relação Z_1 e Z_2 .

2.3.2.2 Influência da Ponta

Após o tempo L/c a onda de compressão atinge a ponta do amostrador. As características da onda refletida e da onda transmitida ao solo vão depender das condições do solo na ponta do

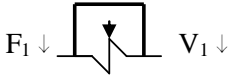








amostrador. Duas condições limites podem ocorrer: a) a extremidade do amostrador encontra-se livre, conferindo uma resistência da ponta nula ($F_p = 0$), b) a resistência do solo é tal que confere uma situação de engaste do amostrador ($F_p = \infty$), ou seja, o deslocamento é nulo ($x = 0$). Tais condições são ilustradas na Figura 2.11.

A resistência (F_p) e a velocidade (V_p) na ponta do amostrador são obtidas pelas equações de equilíbrio e compatibilidade, respectivamente:

$$F_p = F_1 \downarrow + F_1 \uparrow \quad (\text{Equilíbrio}) \quad (2.24)$$

$$V_p = V \downarrow + V \uparrow \quad (\text{Compatibilidade}) \quad (2.25)$$

Tabela 2.2: Ondas Refletidas pela descontinuidade da haste (Bernardes et al, 1989).

	$Z_1 = Z_2$	$Z_1 \gg Z_2$	$Z_1 \ll Z_2$
Onda Inicial			
Onda Refletida			
Onda Transmitida			
$V_1 \uparrow = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} V_1 \downarrow$	0	$V_1 \downarrow$	$-V_1 \downarrow$
$F_1 \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} F_1 \downarrow$	0	$-F_1 \downarrow$	$F_1 \downarrow$
Onda Refletida	0	Tração	Compressão

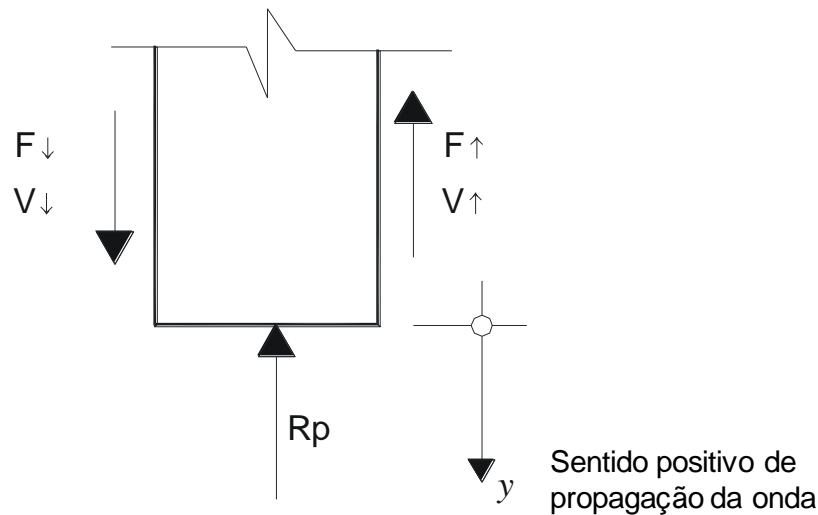


Figura 2.11: Condições de contorno na ponta de amostradores (Skov, 1982).

Caso a extremidade do amostrador esteja na situação limite $F_p = 0$, quando a onda de compressão atingir a ponta este elemento irá deslocar-se no sentido desta onda, ocasionando uma reflexão. Desta forma, à onda de compressão descendente é somado o efeito causado pela onda refletida de tração, deslocando ainda mais as partículas da ponta da haste para baixo. A superposição das ondas de tração e compressão duplica a velocidade das partículas na ponta do amostrador. As equações 2.26 a 2.29 apresentam este efeito e a Figura 2.12a ilustra-o.

$$F_p = 0 \therefore F \uparrow = -F \downarrow \quad (2.26)$$

$$V_p = V \downarrow + V \uparrow \quad (2.27)$$

$$V_p = F \downarrow / Z - F \uparrow / Z \quad (2.28)$$

$$V_p = F \downarrow / Z - (-F \downarrow / Z) = 2F \downarrow / Z = 2V \downarrow \quad (2.29)$$

Para a onda refletida na extremidade livre do amostrador a partícula tem velocidade positiva (descendente) e força negativa (tração). Neste caso a superposição do sinal refletido com a primeira onda de compressão descendente mostrará uma redução da força e um aumento da velocidade.

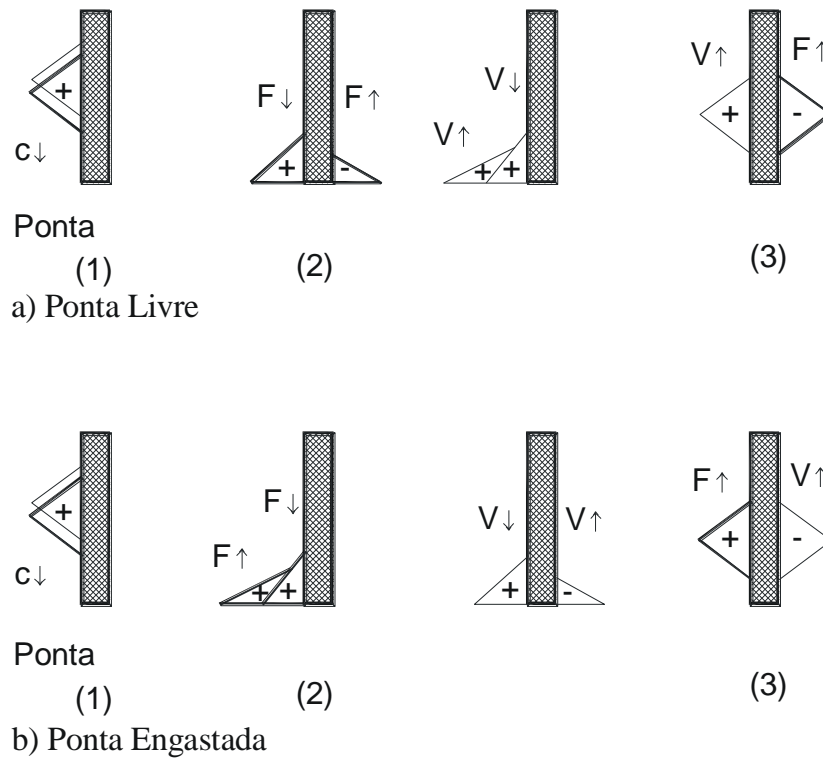


Figura 2.12: Reflexões das ondas de força e velocidade na ponta de amostradores: a) Ponta livre; b) Ponta engastada (Skov, 1982).

A segunda situação limite sugere o engastamento do amostrador. Nesta situação as forças serão duplicadas enquanto que as velocidades anulam-se. Neste caso, a onda refletida é uma onda de compressão com a velocidade das partículas refletida negativa, conforme ilustrado na Figura 2.8b e nos esquemas a seguir:

$$V_p = 0 \therefore V \uparrow = -V \downarrow \quad (2.30)$$

$$F_p = F \downarrow + F \uparrow \quad (2.31)$$

$$F_p = ZV \downarrow - ZV \uparrow \quad (2.32)$$

$$F_p = ZV \downarrow - (-ZV \downarrow) = 2ZV \downarrow = 2F \downarrow \quad (2.33)$$

Sinais típicos de cravação de amostradores apresentam uma condição de semi-engastamento na ponta. Nesta análise impõe-se que a força final na extremidade semi-engastada é igual a resistência oferecida pelo solo.

$$F_p = F \downarrow + F \uparrow \text{ ou } F \uparrow = F_p - F \downarrow \quad (2.34)$$

Pela expressão 2.34, considerando que a onda longitudinal descendente é de compressão pode-se concluir que:

- (a) se F_p for igual a $F \downarrow$ não haverá onda longitudinal refletida na extremidade;
- (b) se F_p é maior que $F \downarrow$ a onda longitudinal refletida será de compressão;
- (c) se F_p é menor que $F \downarrow$ a onda longitudinal refletida será de tração.

A velocidade na extremidade do amostrador pode ser calculada pela expressão:

$$V = V \downarrow + V \uparrow = \frac{F \downarrow}{Z} - \frac{(F_p - F \downarrow)}{Z} = \frac{2F \downarrow - F_p}{Z} \quad (2.35)$$

Observa-se que para mobilizar a força do solo F_p deverá obrigatoriamente haver um pequeno deslocamento do amostrador. Quanto menor esse deslocamento menor a onda de tração gerada na ponta do amostrador. A onda refletida é o resultado da superposição dessa onda de tração com a primeira onda de compressão descendente.

2.3.2.3 Influência do Atrito Lateral

Considere inicialmente uma força S que atua no tempo $t = x/c$ em um ponto intermediário x ao longo do amostrador. Analisando o equilíbrio em uma seção imediatamente acima e imediatamente abaixo da seção na qual a força S atua. Quando a onda $(F \downarrow, V \downarrow)$ se propaga, são geradas duas ondas de magnitude $S/2$ de sentidos opostos. A onda de tração será descendente enquanto que a onda de compressão será ascendente, conforme ilustra a Figura 2.13. Para fins de simplificação considera-se que a força S tem comportamento rígido-plástico.

De acordo com as equações de equilíbrio, tem-se:

$$F_1 = S + F_2 \quad (2.36)$$

$$F_1 \downarrow + F_1 \uparrow = S + F_2 \downarrow + F_2 \uparrow \quad (2.37)$$

Igualando:

$$F_1 \uparrow - F_2 \downarrow = S - F_1 \downarrow + F_2 \uparrow \quad (2.38)$$

Pelas condições de compatibilidade:

$$V_1 = V_2 \quad (2.39)$$

$$V_1 \uparrow + V_1 \downarrow = V_2 \downarrow + V_2 \uparrow \quad (2.40)$$

$$-\frac{F_1 \uparrow}{Z_1} + \frac{F_1 \downarrow}{Z_1} = \frac{F_2 \downarrow}{Z_2} - \frac{F_2 \uparrow}{Z_2} \quad (2.41)$$

Como não há mudança de seção transversal ou material da haste $Z_1=Z_2$.

$$F_1 \downarrow - F_1 \uparrow = F_2 \downarrow - F_2 \uparrow \quad (2.42)$$

$$F_1 \downarrow - F_2 \downarrow = F_1 \uparrow - F_2 \uparrow \quad (2.43)$$

Desta forma:

$$F_1 \uparrow = F_2 \uparrow + S/2 \text{ e } F_2 \downarrow = F_1 \downarrow - S/2 \quad (2.44)$$

Pela análise das equações acima, a amplitude da força da onda descendente é reduzida da metade do atrito lateral, enquanto a amplitude da força ascendente é aumentada da metade do atrito lateral.

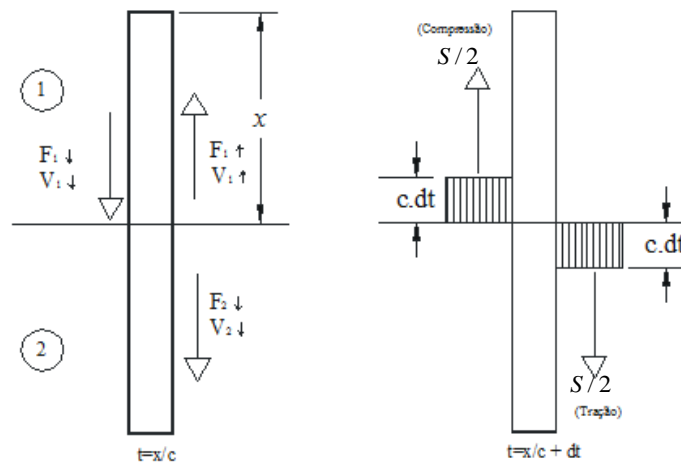


Figura 2.13: Ondas geradas num ponto intermediário do amostrador – Atrito Lateral (Skov, 1982).

2.4 A INTERAÇÃO SOLO-AMOSTRADOR

O cálculo numérico através da teoria da equação da onda requer a modelagem da interação solo-amostrador a partir de um modelo que represente as parcelas de reação do solo mobilizada durante a passagem da onda de tensão. O modelo de reação proposto por Smith (1960) é sem dúvida a idealização de interação solo-estaca mais utilizado na prática da engenharia de fundações. Diversos trabalhos sugeriram modificações ao modelo original (e.g. Gibson & Coyle, 1968; Rausche et al, 1971), entretanto estas propostas não foram incorporadas à prática, permanecendo o modelo original como a metodologia mais difundida no meio técnico.

O modelo interação solo-estaca proposto por Smith (1960) quantifica os mecanismos de reação do solo mobilizados a partir de um modelo “elasto-visco-plástico” de reação. Neste modelo, as deformações oriundas da força de reação do solo são representadas por um bloco de atrito em série com uma mola, ambos em paralelo com um amortecedor viscoso. O bloco de atrito representa as deformações plásticas que ocorrem na massa de solo, a mola às deformações elásticas e o amortecedor, o comportamento dinâmico do mesmo. A Figura 2.14 ilustra os conceitos idealizados por Smith (1960).

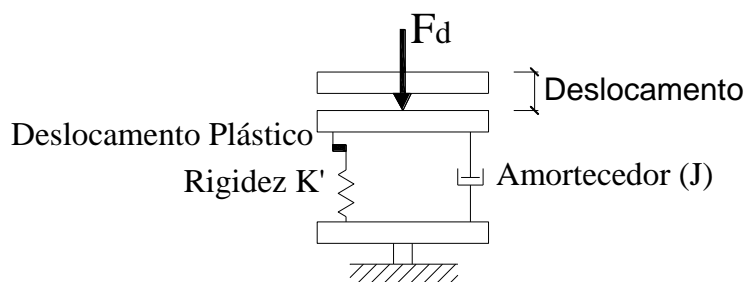


Figura 2.14: Idealização da reação do solo à cravação de uma estaca de Smith (1960) - *Apud Poulos & Davis 1980*.

Segundo Smith (1960) durante a cravação de um elemento, o solo produzirá uma força de reação (F_d) proveniente da soma de sua resistência estática (F_u) e dinâmica (F_v).

$$F_d = F_u + F_v \quad (2.45)$$

A parcela estática é caracterizada pelo comportamento elasto-plástico do solo, ou seja, o solo sofre deformações elásticas até que seja atingida sua carga de ruptura (F_u). Neste nível de carregamento, o solo tem uma deformação denominada por “*quake - Q*”. Para níveis de maior

carregamento o solo deforma-se plasticamente. Este comportamento é caracterizado pela declividade da reta que representa a rigidez do sistema estaca amostrador-solo (K').

$$F_u = K' \cdot Q \quad (2.46)$$

Devido a natureza dinâmica do carregamento ao qual o solo é submetido, a sua reação terá uma componente viscosa e inercial (radiação). Smith (1960) considera que a reação viscosa idealizada por Smith (1960) é linearmente dependente da força de reação estática mobilizada e da velocidade de penetração do amostrador no solo. A parcela viscosa de reação é quantificada pela resistência estática mobilizada (F_u) multiplicada pelo coeficiente “ J ”, denominado de “*Damping de Smith*” e pela velocidade de penetração do amostrador, v_p .

$$F_v = F_u \cdot J \cdot v_p \quad (2.47)$$

Inserindo as equações 2.46 e 2.47 na equação 2.45, tem-se a expressão 2.48 para $u > Q$ e a expressão 2.49 para $u < Q$:

$$F_d = K' \cdot Q (1 + J \cdot v_p) \quad (2.48)$$

$$F_d = K' \cdot u (1 + J \cdot v_p) \quad (2.49)$$

A equação acima representa a força de reação dinâmica mobilizada durante a cravação dinâmica de elementos no solo (i.e. amostradores, estacas, etc). A relação carga-deslocamento durante a passagem da onda de tensão é representado pelo diagrama *OABCDEF* da Figura 2.15 para o atrito lateral e pelo diagrama *OABC* para a reação de ponta.

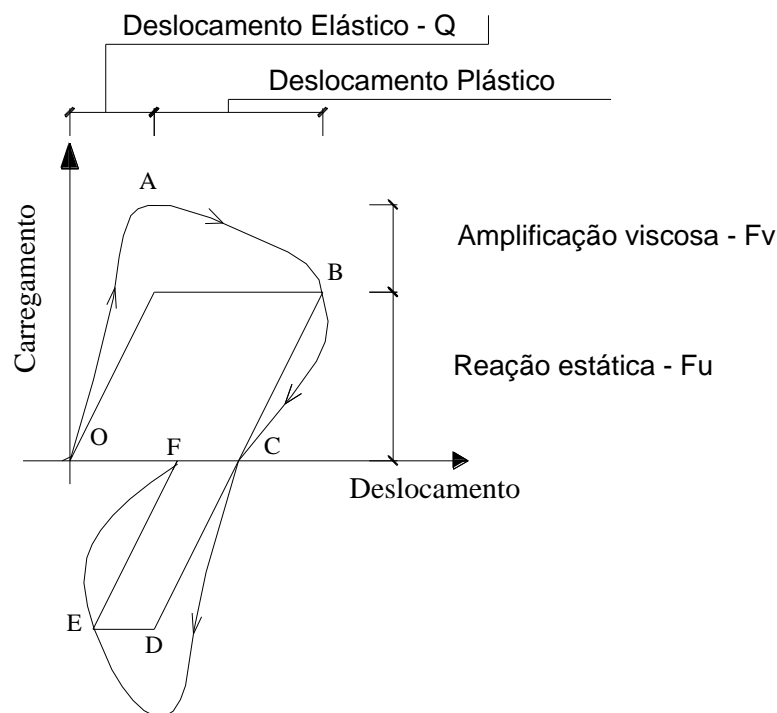


Figura 2.15: Relação carga deslocamento idealizado por Smith (1960)
- *Apud* Poulos & Davis 1980.

A grande vantagem do modelo de reação do solo proposto por Smith (1960) consiste no pequeno número de parâmetros de entrada, apenas três: Q , J e F_u . A correta quantificação destes parâmetros determinam a eficácia do modelo. A seguir serão apresentados alguns pontos de discussão apresentados na literatura técnica no que se refere à determinação dos parâmetros de entrada deste modelo.

2.4.1 Resistência Estática do Solo

A principal dificuldade quanto à resistência última do solo é a distinção entre os mecanismos de mobilização de resistência normal e cisalhante. Uma razoável aproximação destas parcelas pode ser realizada através de métodos teóricos de previsão de capacidade de carga de estacas (e.g. Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev et al, 1961 e Vésic, 1972) que embora aproximados, possibilitam uma avaliação dos mecanismos de interação solo-estaca desde que a cinemática de ruptura seja estabelecida.

2.4.2 Máxima Deformação Elástica - *quake*

Valores da máxima deformação elástica do solo vêm sendo tradicionalmente estimados a partir de formulações empíricas. Forehand & Reese (1964) sugeriram os valores apresentados

na Tabela 2.3. Estes autores classificam a máxima deformação elástica do solo em função do tipo de solo. Já a empresa *PDI* engenharia (Beim, 2006), sugere que este parâmetro seja determinado a partir do tipo de mobilização de resistência no nível da ponta da estaca e em função da rigidez do solo, conforme apresenta a Tabela 2.4.

Tabela 2.3: Parâmetros típicos de entrada do modelo de Smith (1960) – Forehand & Reese (1964).

Tipo de solo	<i>Quake</i> (mm)	J_{ponta} (seg/cm)
Areia argilosa	2,54	4,56
Areia com pedregulhos	2,54	4,56
Areia fina	3,81	4,56
Areia e argila com no mínimo de 50% de matéria orgânica	5,08	6,1
Silte e areia fina abaixo de um estrato rígido	5,08	6,1
Areia e pedregulho abaixo de um estrato rígido	3,81	4,56

Tabela 2.4: Sugestões da *PDI* engenharia (Beim, 2006)

Tipo de estaca	<i>Quake</i> de ponta recomendado
Estacas de ponta aberta	2,5 mm
Estacas embuchadas	Solos muito densos/duros – D/120
	Solos em geral – D/60

Poulos & Davis (1980) propõem que a máxima deformação elástica do solo (*quake*) seja determinada a partir da teoria da elasticidade, através da estimativa do recalque elástico da estaca. De acordo com esta teoria, o *quake* varia ao longo da estaca, apresentando seu valor máximo no nível da ponta. Utilizando a equação proposta por Timoshenko e Goodier (1970) que relaciona o recalque de uma estaca com o carregamento aplicado (F_u), raio da estaca (r_o) e módulo cisalhante do solo (G), estima-se recalque do elemento penetrante como:

$$Q_b = \frac{F_u (1 - \nu)}{4 \cdot r_o \cdot G} \quad (2.49)$$

A expressão 2.49 foi utilizada no trabalho de Randolph e Wroth (1978) multiplicada por um fator de redução η para a estimativa do recalque de ponta de estacas, inserindo a carga de ruptura de ponta da estaca como o carregamento atuante.

Liang & Sheng (1992) apresentaram um estudo teórico dos parâmetros de entrada do modelo de reação do solo proposto por Smith (1960) com o objetivo de estabelecer expressões conceitualmente corretas. Estes autores basearam-se nas relações t - z sugeridas por Randolph & Wroth (1978) no estabelecimento do *quake* de estacas. A proposta de Liang & Sheng (1992) estima valores de *quake* lateral a partir de uma função da resistência ao cisalhamento e do módulo cisalhante do solo, do diâmetro da estaca e da zona amolgada, para o caso de solos coesivos, devido ao processo de instalação do elemento penetrante.

As equações propostas por Liang & Sheng (1992) para a estimativa do quake (Q_p) de ponta e por atrito lateral (Q_s) são apresentadas nas equações 2.50 e 2.51:

$$Q_p = \frac{1+\nu}{2E} p_y \cdot r_0 \quad (2.50)$$

onde ν representa o coeficiente de Poisson, E o módulo de Young do solo e p_y a tensão de plastificação da cavidade modelada.

$$Q_s = \frac{\tau_u \cdot r_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (2.51)$$

onde τ_u representa o atrito lateral unitário mobilizado, r_m a distância radial na qual as tensões cisalhantes tornam-se nulas e G o módulo cisalhante do solo, r_0 o raio do elemento penetrante (estaca ou amostrador).

2.4.3 Constante de Amortecimento - *Damping de Smith*

No modelo de Smith (1960) a constante de amortecimento (*damping* - J) representa todos os fenômenos não estáticos atuantes na interação dinâmica estaca-solo. Modelos de interação solo-estaca mais sofisticados (Holeyman, 1984 e Simons, 1985) quantificam independentemente a resistência viscosa e a inércia do solo (amortecimento geométrico ou por radiação) na quantificação da reação dinâmica oferecida pelo solo.

Coyle & Gibson (1970) propõem, a partir de uma série de ensaios de penetração dinâmica realizados em laboratório, relacionar o *Damping de Smith J* com a velocidade de deformação do solo a partir da relação apresentada na equação 2.52, com $n = 0,20$:

$$J = \frac{1}{v_p^n} \left[\frac{F_d}{F_u} - 1 \right] \quad (2.52)$$

Onde F_d representa a força dinâmica de reação e F_u a força estática de reação do solo.

Neste trabalho, Coyle & Gibson (1970) também buscaram correlacionar o *Damping de Smith J* com parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos granulares, observando que este parâmetro reduz-se com o aumento do ângulo de atrito interno do material (ver Figura 2.16).

No entanto, na análise realizada por Paikowski & Chernauskas (1996) o *Damping de Smith* não apresentou correlação com o tipo de solo, conforme ilustram as Figuras 2.17 e 2.18. A Figura 2.17 apresenta resultados de 573 casos de retro-análises dinâmicas que resultaram nos parâmetros J de atrito lateral (J_s). Na Figura 2.18 apresentam-se 581 casos onde os resultados de amortecimento de ponta (J_p) foram correlacionados com o tipo de solo. Destas figuras pode-se perceber uma grande dispersão dos resultados e a falta de qualquer tipo de relação do amortecimento de ponta (J_p) ou de fuste (J_s) de Smith com o tipo de solo.

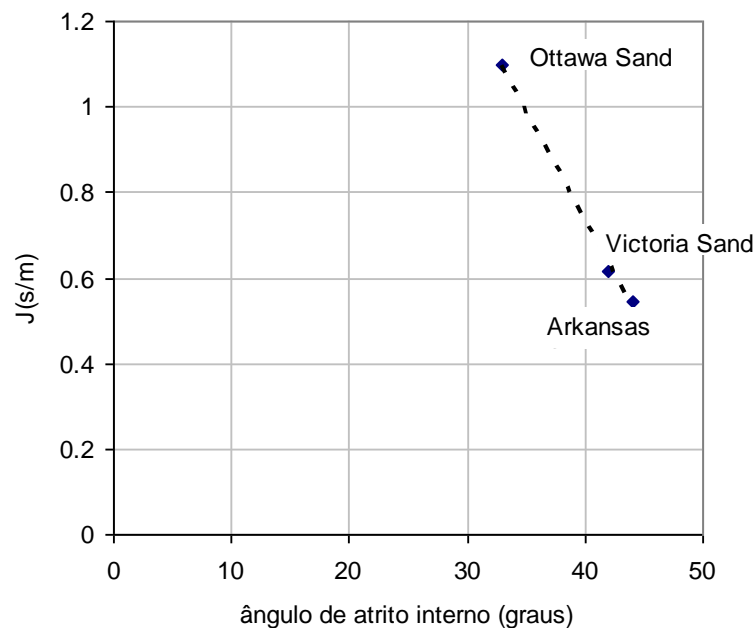


Figura 2.16: Relação entre o ângulo de atrito interno do solo e o *Damping de Smith J* (Coyle & Gibson, 1970).



Figura 2.17: Correlação entre o coeficiente de amortecimento lateral de Smith e o tipo de solo (Paikowski & Chernauskas, 1996).



Figura 2.18: Correlação entre o coeficiente de amortecimento de ponta de Smith e o tipo de solo (Paikowski & Chernauskas, 1996).

Lee et al (1988) verificaram que o coeficiente de amortecimento é inversamente proporcional à resistência não drenada S_u , conforme ilustram as Figuras 2.19 e 2.20.

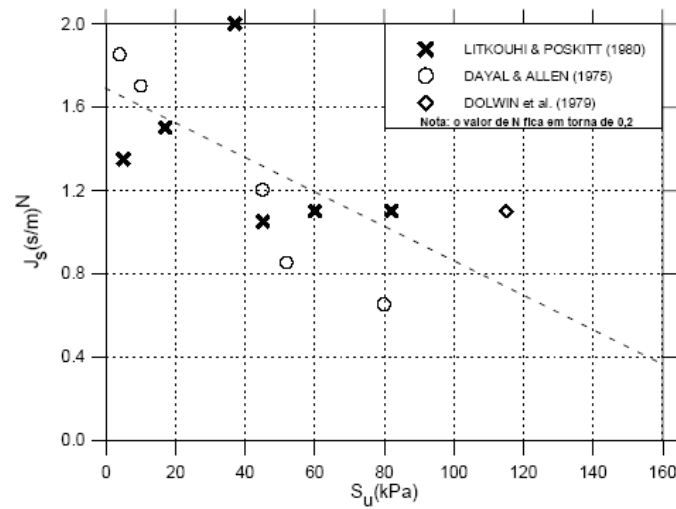


Figura 2.19: Correlação entre o coeficiente de amortecimento lateral (J_s) de Smith e a resistência não drenada (S_u) - Lee et al (1988).

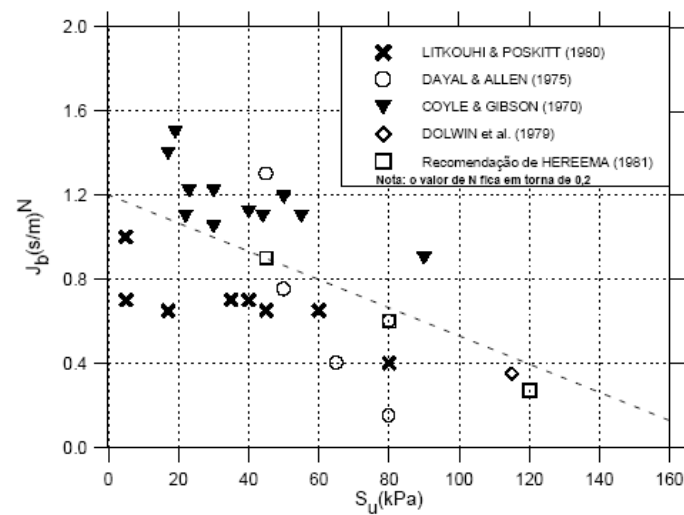


Figura 2.20: Correlação entre o coeficiente de amortecimento de ponta de Smith (J_p) e a resistência não drenada (S_u) - Lee et al (1988).

Alves (2004), entre vários outros autores, investigou a validade modelo de Smith (1960) na verificação da capacidade de carga de estacas cravadas em argila devido ao efeito de *set up*. Este autor referencia que há uma tendência em relacionar o ganho de capacidade de carga de uma estaca com o coeficiente de amortecimento. Este efeito levaria a considerações quanto ao efeito do tempo e sua parcela não estática de resistência, o que é questionável tendo em vista que, devido o adensamento radial, a resistência não drenada tende a crescer ao redor da estaca com o tempo. Esta consideração invalidaria os resultados de Lee et al (1988) que apresentam tendência oposta.

Liang & Sheng (1992) propuseram uma formulação teórica para estimar o coeficiente de amortecimento viscoso de sistemas estaca-solo a partir da teoria dinâmica de expansão de cavidade esférica para a estimativa do *damping* de ponta (J_p) e a partir da teoria de puncionamento para a estimativa do *damping* lateral (J_s), conforme apresentam as equações 2.53 e 2.54:

$$J_p = \frac{\rho}{3 \cdot F_{u,p}} \left[2 \cdot r_0 \frac{\dot{v}_p}{v_p} + 3 \cdot v_p \right] \quad (2.53)$$

Na expressão 2.53, *Damping de Smith* de ponta J_p é função da resistência estática do solo $F_{u,p}$, da densidade de massa ρ , da velocidade v_p e aceleração de penetração \dot{v}_p e do raio do elemento penetrante (r_0).

$$J_s = \frac{K_L}{v_p} \log_{10} \frac{v_p}{v_{p,u}} \quad (2.54)$$

onde $v_{p,v}$ e $v_{p,u}$ representam a taxa de carregamento da estaca na condição dinâmica e estática, respectivamente; sendo K_L o coeficiente de viscosidade do solo. Os resultados do parâmetro J_s obtidos a partir da equação 2.54 confirmam a tendência experimental obtida por Coyle & Gibson (1970).

2.5 BALANÇO DE ENERGIA EM ENSAIOS SPT (Odebrecht, 2003)

Schmertmann (1979) e Odebrecht (2003) avaliaram os mecanismos de transferência de energia no durante de cravação de amostradores SPT no solo, analisando o processo em dois aspectos: no modo de transferência de energia e no tempo. Em termos de transferência de energia, o ensaio SPT pode ser representado por duas etapas:

1. Com o martelo posicionado a certa altura, o sistema possui uma energia potencial que, quando liberada transforma-se em energia cinética e em perdas por atrito (atrito nas cordas e roldanas);
2. Quando o martelo atinge a extremidade superior da haste, a sua energia cinética transforma-se em energia cinética e elástica (que percorre a haste na forma de uma onda longitudinal de compressão), em energia térmica, sonora e outras, que são

dissipadas. De forma análoga, pode-se afirmar que a energia cinética disponível no instante do impacto não é totalmente transformada em energia cinética e elástica contida na onda de compressão, devido às perdas durante o impacto, ocasionados pelo mau contato das superfícies, desalinhamento entre as superfícies, reflexões nas luvas, etc.

Odebrecht (2003) associou a estes conceitos as variações de energia com o tempo em ensaios SPT, dividindo-o em três fases:

1. Quando $t_1 = 0$, que corresponde ao instante imediatamente antes da liberação em queda livre do martelo;
2. O segundo instante ($t_2 = t$) que se refere ao instante imediatamente anterior ao impacto do martelo sobre a cabeça de bater;
3. O último estágio ($t_3 = \infty$) corresponde ao tempo em que todo processo de cravação do amostrador no solo já ocorreu. Neste instante, as energias potencial gravitacional do martelo e da haste já foram consumidas na cravação do amostrador, devolvidas elasticamente e amortecidas dinamicamente no interior do martelo e da haste. A Figura 2.21 ilustra os três estágios.

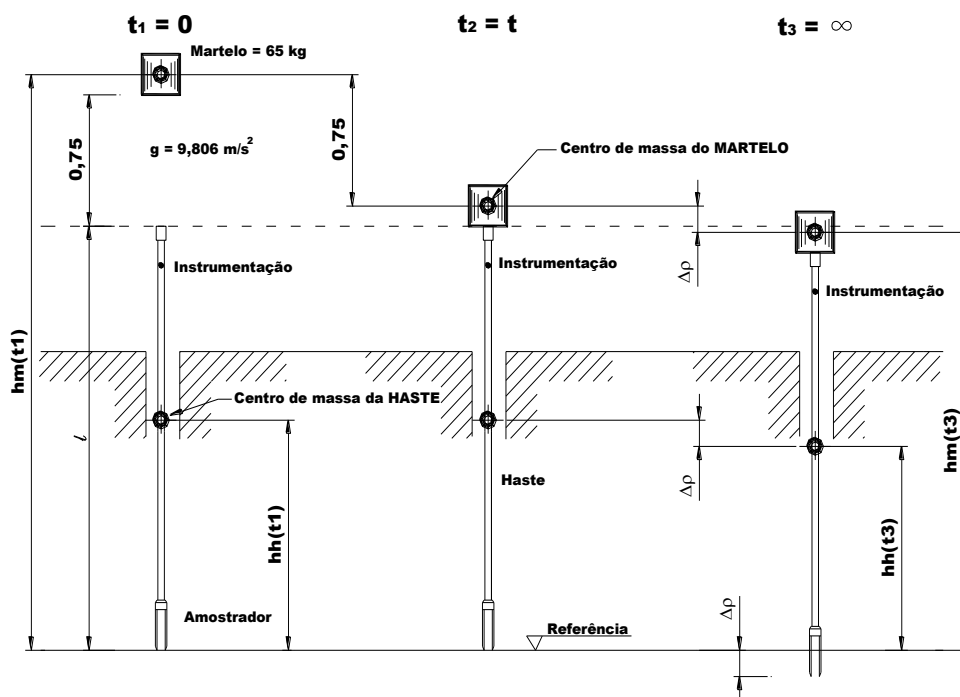


Figura 2.21: Estágios de cravação do amostrador SPT no solo (Odebrecht 2003).

Equacionando as energias contidas em cada fase do processo de cravação, pode-se estimar a variação da energia potencial durante a execução de ensaios SPT, conforme a equação 2.55. Percebe-se que a energia obtida é expressa em função da altura de queda do martelo, da penetração permanente do amostrador no solo, da massa da haste e do martelo:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = (H + \Delta\rho)M_m g + \Delta\rho M_h g \quad (2.55)$$

onde M_m representa a massa do martelo, H a sua altura de queda, g a aceleração da gravidade, M_h a massa da haste e $\Delta\rho$ a penetração por golpe.

Na aplicação desta formulação, existe a necessidade de quantificar as perdas de energia durante a cravação do amostrador no solo. As perdas são decorrentes do mau contato e desalinhamento entre superfícies, reflexões nas luvas, entre outras. Para tal, Odebrecht (2003) instrumentou as hastes do ensaio SPT com uma célula de carga e um par de acelerômetros posicionados na extremidade superior, inferior e no centro das hastes. Os valores das perdas quantificadas pela instrumentação são inseridos na equação que, reescrita possibilita estimar a eficiência do ensaio:

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3[\eta_1(H + \Delta\rho)M_m g + \eta_2\Delta\rho M_h g] \quad (2.56)$$

Onde η_1 representa a eficiência do martelo, η_2 eficiência da composição de hastes e η_3 a eficiência do sistema. Para o sistema Brasileiro de ensaios SPT Odebrecht (2003) recomenda a utilização de $\eta_2=1$ e $\eta_3=0,907-0,0066l$.

A eficiência do martelo η_1 quantificada segundo a equação 2.56, representa todas as perdas de energia sofridos durante a aplicação do golpe devido ao tipo do martelo, método de acionamento, tipo de cabeça de bater, entre outros e é estimada como:

$$\eta_1 = \frac{\int_0^{\infty} F(t) \cdot v(t)}{(H + \Delta\rho)M_m \cdot g} \quad (2.57)$$

2.6 MEDIDAS DE ENERGIA EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

A passagem da onda de tensão, gerada pelo impacto do martelo, por uma seção qualquer da composição de hastes produz mudanças nas tensões e velocidade de partícula $-v(t)$ - da seção. A magnitude e a frequência de oscilação das partículas da haste simbolizam a amplitude e frequência da onda de tensão gerada.

Em hastes longas e uniformes, o primeiro ponto de reflexão encontrado pela onda de compressão gerada será a ponta da composição. Devido às condições de contorno impostas pelo solo, a onda de compressão atingirá a ponta do amostrador e será refletida como uma onda de tração. A onda refletida viajará na composição de baixo para cima, com amplitude afetada pelas condições de contorno (i.e. tensão reduzida). A velocidade de partícula resultante será o somatório da velocidade de partícula da onda de compressão e de tração. Desta forma, um corpo em movimento produzirá trabalho W pelo produto da força F necessária para produzir um deslocamento qualquer dx no intervalo de tempo de 0 a t :

$$W = \int_0^t F(t) \cdot dx \quad (2.58)$$

Reconhecendo que a força $F(t)$ e o deslocamento dx são variáveis com o tempo, é natural representar dx como produto da velocidade de partícula $v(t)$ pelo tempo:

$$\Delta E = W = \int_0^t F(t) \cdot v(t) \cdot dt \quad (2.59)$$

A equação 2.59 é a equação fundamental que descreve a variação de energia em um ponto qualquer da composição de hastes. Apesar do conhecimento teórico desta solução, devido a dificuldades na obtenção dos sinais de velocidade de partícula durante a propagação de ondas de tensão em ensaios SPT, soluções alternativas foram utilizadas por décadas.

A seguir serão apresentados os principais conceitos relacionados com os métodos de estimativa da energia transferida ao solo em ensaios de penetração dinâmica. Maiores detalhes sobre a instrumentação e confecção de células de carga são explorados por Odebrecht (2003), Daniel (2008) e Howie et al (2003).

2.6.1 O método F^2

A estimativa da energia transferida ao solo através do método F^2 ocorre através da integração dos sinais de força medidos por uma célula de carga posicionada próximo ao topo da composição de hastes. Os sinais de força entre o tempo $t=0$ e $t=2L'/c$ são integrados, contabilizando desta forma a energia entregue ao solo. Estes sinais são tipicamente medidos através extensômetros acoplados na célula de carga, que usualmente consiste em uma haste de sondagem com comprimento reduzido.

A Figura 2.22 apresenta sinais de força tipicamente medidos em células de carga posicionadas logo abaixo do plano de impacto do martelo. A energia transferida ao solo é calculada a partir da equação 2.60 (ASTM D4633):

$$\Delta E = \frac{c \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_c}{A \cdot E} \int_0^{2L'/c} [F(t)]^2 \cdot dt \quad (2.60)$$

onde K_1 representa um fator de correção devido à energia não contabilizada, proveniente dos sinais de força não capturados pela instrumentação devido ao seu posicionamento, L' é a distância entre o ponto de instrumentação e a base do amostrador ($L' = L - dL$), K_2 é um fator dependente da massa do martelo em relação à massa da composição de hastes ($K_2 = 1$ quando a massa da composição de hastes é igual à massa do martelo) e K_c é um fator baseado na evidência empírica que a velocidade de propagação da onda teórica (c) é maior que a velocidade de propagação real (Schmertmann & Palacius, 1979).

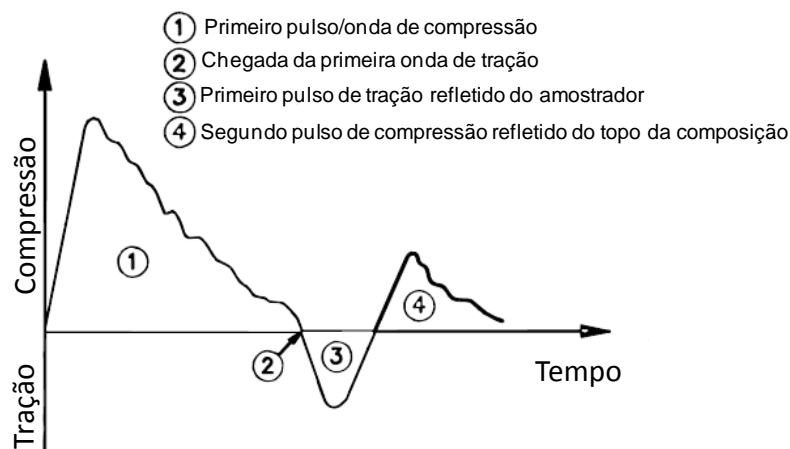


Figura 2.22: sinais de força tipicamente medidos em células de carga posicionadas logo abaixo do plano de impacto do martelo (Howie et al, 2003).

Schmertmann & Palacius (1979) observaram que o martelo e a composição de hastes mantém-se em contato até a chegada da onda refletida ($t = 2L'/c$), assumindo que, neste ponto, a transferência de energia do martelo e a composição de hastes cessa. Reconhecendo que o tempo de integração dos sinais de força é de $2L'/c$, esta limitação implica que a energia contida na onda de tração não é contabilizada pelo método F^2 . Esta observação levou à introdução do fator de correção K_2 em hastes curtas, onde a parcela de energia contida na onda de tração é grande. Clayton (1990) sugeriu a adoção do fator K , que é idêntico à multiplicação dos fatores K_1 e K_2 apresentados. Estes fatores de correção permitem que a energia medida através do método F^2 seja extrapolada para a quantidade energia contida em uma haste infinitamente longa com instrumentação posicionada no seu topo.

O fator K_c surge da observação de que o tempo $2L/c$ é invariavelmente menor que o valor medido $2L/c$. Schmertmann & Palacius (1979) observaram que o tempo “real” de duração de um pulso é maior que o tempo $2L/c$ teórico. Desta forma, sugerem que $c = c'K_c$. Riggs et al (1984) sugerem que esta correção causa uma contração nos sinais de força ao longo do tempo. Estes autores arguem que o tempo de propagação da onda é resultado de ondas de compressão secundárias que ocorrem na onda de tensão e não devido à menor velocidade de propagação, conforme sugeridos por Schmertmann & Palacius (1979).

Esta metodologia vem sendo utilizada ao longo de décadas na comparação entre a eficiência de diferentes martelos utilizados na prática. Trabalhos clássicos de Seed et al (1985), Skempton (1986) e Décourt (1990) baseiam-se nesta abordagem.

Após a aplicação dos fatores de correção discutidos, a energia transferida ao solo (ΔE) é estimada e expressa como uma porcentagem da energia potencial do martelo ($ER_{r,F2}$), fazendo referência à eficiência do martelo utilizado:

$$\Delta ER_{r,F2} = \frac{\Delta E}{M_m \cdot g \cdot H} = \frac{\Delta E}{475J} \quad (2.61)$$

onde M_m representa a massa do martelo, g a aceleração da gravidade e H a altura de queda do martelo.

2.6.2 O método FV

O método de integração FV difere-se do método F^2 pela instrumentação adicional necessária à medição da variação da velocidade de partícula durante a propagação da onda de tensão. A

instrumentação adicional consiste em um par de acelerômetros acoplados na célula de carga próximo dos extensômetros.

Os sinais coletados dos extensômetros são convertidos em força e os sinais medidos nos acelerômetros integrados para a obtenção da velocidade. Os sinais de velocidade são multiplicados pelos sinais de força e integrados ao longo do tempo para a estimativa da energia entregue ao solo:

$$\Delta E = \int_0^{t=\infty} F(t) \cdot v(t) \cdot dt \quad (3.62)$$

Nesta metodologia, o tempo de integração deve ser tal que permita que toda a energia que viaja no sistema seja transferida ao solo e/ou dissipada (i.e. sinais de força e velocidade sejam nulos).

O método *FV* foi inicialmente utilizado na monitoração de ensaios SPT por Sy & Campanella (1991) e está consolidado na prática de engenharia. Atualmente, com o avanço tecnológico esta solução é sugerida em normas técnicas (ASTM D4633) como metodologia padrão no controle da energia transferida ao solo.

Os sinais de velocidade multiplicados pela impedância da célula de carga (Z_h) fornecem uma medida de força, que é utilizada no controle de qualidade da instrumentação quando comparada com os sinais de força obtidos pelos extensômetros. Durante a propagação da primeira onda de compressão, os sinais de velocidade multiplicados pela impedância da célula de carga devem ser iguais aos sinais de força medidos nos extensômetros. Após a reflexão da primeira onda de tração, estes sinais perdem a sua proporcionalidade ($t = 2L' / c$).

A energia transferida ao solo em ensaios SPT (ΔE) é comumente expressa conforme a eficiência (ER_r) do martelo utilizado:

$$\Delta ER_r = \frac{\Delta E}{Mm \cdot g \cdot H} = \frac{\Delta E}{475J} \quad (2.63)$$

Odebrecht (2003) afirma que a energia entregue ao solo deve ser necessariamente calculada através da integração do produto da força pela velocidade ao longo do tempo. O intervalo de tempo em que se efetua a integração é tal que para todos os impactos subsequentes contidos em um golpe sejam considerados mesmo para hastes longas (i.e. tempos superior a $2L/c$).

Daniel (2008) observou picos de aceleração em entre 5000 e 15000g para ensaios SPT tipicamente utilizados na prática Norte Americana, concluindo que a maioria dos acelerômetros comerciais não são sensíveis à esta elevada aceleração imposta pelo impacto do martelo.

2.6.3 Energia Cinética do Martelo

O conhecimento da energia cinética do martelo no instante do impacto possibilita o conhecimento da energia transferida à composição de hastes. Daniel (2008) relata dificuldades na estimativa da velocidade de partícula, sugerindo que a energia efetivamente entregue à composição de hastes seja calculada a partir de medições da velocidade de impacto do martelo (v_0) sobre a composição de hastes (i.e. energia cinética do martelo).

$$\Delta E_k = C \cdot \frac{1}{2} M_m \cdot v_0^2 \quad (2.64)$$

Reconhecendo que parte da energia cinética do martelo é dissipada durante a propagação da energia, Daniel (2008) sugere $C = 0.97$ para ensaios executados com martelo tipo *Safety*.

A solução proposta por Daniel (2008) propõe que a velocidade de impacto seja estimada a partir de um sistema de radar. Nesta abordagem, a eficiência do martelo é expressa através da razão entre a energia cinética medida (ΔE_k) e a energia teórica:

$$\Delta ER_v = \frac{\Delta E_k}{475J} \quad (2.65)$$

À luz dos conceitos relacionados com o balanço de energia de ensaios SPT, a metodologia ΔER_v desconsidera a energia inserida no sistema devido à energia potencial gravitacional do martelo e da composição de hastes.

2.7 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os principais conceitos relacionados com modelagem numérica da penetração dinâmica de elementos no solo. A aplicação dos pressupostos da teoria da equação da onda, aliado a um modelo de interação solo-amostrador, possibilitam quantificar os mecanismos de reação do solo mobilizados durante ensaios de penetração dinâmica como SPT e LPTs. De acordo com o objetivo geral desta tese, foi dada uma maior

ênfase no modelo de estimativa da força de reação do solo, discutindo questões relacionadas com a determinação de seus parâmetros de entrada.

Somado a isto, foi apresentado o conceito do balanço de energia em ensaios SPT e as metodologias utilizadas na prática de engenharia que possibilitam determinar a energia responsável pela penetração de amostradores SPT no solo. Ao longo deste trabalho serão realizadas análises que buscam determinar a aplicabilidade de tais soluções.

3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se uma rotina de cálculo capaz de modelar numericamente a penetração dinâmica de amostradores nos ensaios SPT e LPT. O algoritmo apresentado foi desenvolvido a partir de programas pré-existentes de Rocha (1989) e Odebrecht (2003), e faz uso do método dos elementos discretos (MED) na modelagem do equilíbrio dinâmico através da integração no tempo pelo método das diferenças finitas. A linguagem de programação utilizada é MATLAB.

Nesta abordagem, a teoria da propagação da onda em meios elásticos (e.g. Timoshenko & Goodier, 1970; Skov, 1982) é aplicada na estimativa da energia transferida ao solo, enquanto a interação solo-amostrador é modelada como função das parcelas de reação de ponta, de núcleo e referente ao atrito lateral externo mobilizados durante a cravação de elementos no solo. A principal contribuição desta pesquisa está no desenvolvimento de uma abordagem que simule numericamente ensaios dinâmicos de distintas geometrias sem qualquer calibração adicional ou fator empírico associado.

3.2 O MODELO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

O impacto do martelo sobre o topo da composição de hastes, a certa velocidade, gera uma onda longitudinal de compressão que se propaga linearmente até o seu contato com o solo, que absorve parte da energia contida nesta onda. A energia não absorvida, retorna ao sistema sob a forma de ondas longitudinais ascendentes que atingem novamente o topo da composição de hastes, interagindo com o martelo sendo novamente refletidas à composição. Este processo é sucessivamente repetido até que toda a energia que propaga no sistema martelo-haste-amostrador seja dissipada ou absorvida pelo solo.

Nesta pesquisa, o processo de propagação de ondas de tensão é modelado numericamente através do método das diferenças finitas. O equilíbrio dinâmico é garantido através de análise finita no domínio do tempo considerando que os componentes do sistema (martelo, composição de hastes e amostrador) são idealizados em elementos de barra conectados por nós. Cada barra é caracterizada pela sua coordenada nodal, comprimento, massa (m) e rigidez axial (k). A interação solo-amostrador é representada pela força dinâmica de reação do solo (F_d), obtida a partir de modelo adimensional desenvolvido que representa uma versão modificada do modelo de interação solo-estaca idealizado por Smith (1960). Uma representação esquemática da discretização de cada componente do sistema é apresentada na Figura 3.1.

A propagação da onda longitudinal de tensão é modelada pela interação entre os elementos discretizados através da aplicação do princípio de equilíbrio dinâmico:

$$m\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) = f_{ext}(t) - ku(t) \quad (3.1)$$

sendo $\ddot{u}(t)$ a aceleração, $\dot{u}(t)$ a velocidade e $u(t)$ o deslocamento da partícula no instante t . A força $f_{ext}(t)$ representa a força externa aplicada, ou seja, o pulso de carga devido ao golpe do martelo. Reconhecendo que $\ddot{u}_i(t)$ e $\dot{u}_i(t)$ de cada nó discretizado pode ser expresso como um função do deslocamento $u_i(t)$, a dois instantes anteriores (u_{2i} e u_{1i}), é possível prever o deslocamento nodal no tempo $t=3$ (u_{3i}) produzido pela força $f(t)$ através da equação 3.2:

$$u_{3i} = \frac{\frac{f_{ext}(t)\Delta t^2}{m} + 2u_{2i} - C_1u_{1i}}{C_2} \quad (3.2)$$

A rigidez e a massa de cada elemento discretizado são definidos a partir do módulo de *Young* do aço (E) e da seção transversal de cada elemento. As perdas de energia durante a propagação da onda de tensão e nas luvas da composição de hastes (i.e. reflexão de ondas) são representados pelo amortecimento (C):

$$C = \zeta \cdot 2\pi \cdot f_{crit} \quad (3.3)$$

onde f_{crit} representa a frequência natural de vibração do sistema e ζ um adimensional que define a razão entre o amortecimento crítico do elemento (C_c) e o amortecimento real (C). A

equação 3.3 é aplicada nos elementos discretizados do martelo, hastes e amostrador. A razão de amortecimento crítico (ζ) é obtida através de processo de calibração (ver item 3.4.2).

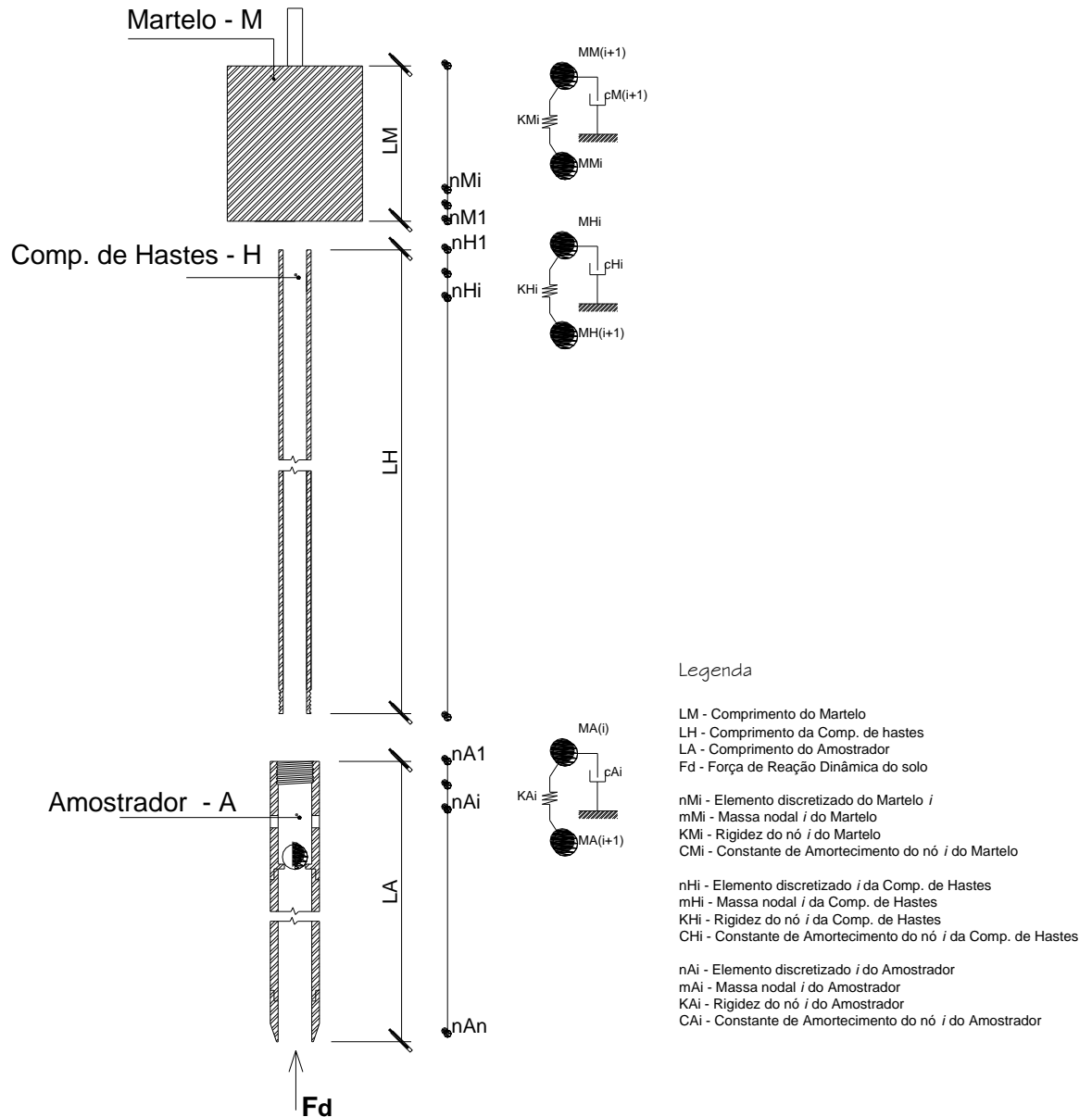


Figura 3.1: Representação esquemática da discretização realizada

Para uma ótima eficiência do modelo, discretiza-se o martelo, a composição de hastes e o amostrador em elementos de barra de 50mm de comprimento. Somado a isto, algumas hipóteses simplificadoras foram incorporadas na rotina:

- a) Durante o impacto do martelo sobre o topo da composição de hastes, as perdas do martelo e a influência da cabeça de bater foram representadas unicamente pela

eficiência do golpe (ε_g). Esta relação é expressa pela razão entre a energia potencial e cinética do martelo em um instante de tempo anterior ao golpe;

- b) O modelo de interação solo-amostrador considera somente a energia absorvida pelo solo na forma de ondas longitudinais (ondas P). Os efeitos das ondas que se propagam na direção radial produzem efeitos secundários e serão desprezadas.

Com estas simplificações é possível produzir uma rotina de cálculo com tempo computacional otimizado e resultados de fácil interpretação, permitindo que o mecanismo de interação solo-amostrador seja representado por um modelo simples e acurado. Os parâmetros de entrada do modelo são divididos em duas categorias, uma relacionada com a configuração do ensaio e outra referente as propriedades do solo. Os elementos que compõem o ensaio são representados através do seu comprimento, seção transversal e eficiência do golpe (ε_g^3). O amostrador é caracterizado pelo seu diâmetro externo (D_e) e interno (D_i). Os parâmetros que determinam o comportamento do solo ensaiado compreendem a tensão vertical efetiva (σ'_v), o ângulo de atrito de pico (ϕ') e o módulo cisalhante à pequenas deformações (G_0).

3.3 A INTERAÇÃO SOLO-AMOSTRADOR

O mecanismo de interação solo-amostrador é modelado em 1D através da força dinâmica de reação do solo (F_d) resultante de 3 componentes:

$$F_d = F_{d,a} + F_{d,c} + F_{d,s} \quad (3.4)$$

onde $F_{d,a}$, $F_{d,c}$ e $F_{d,s}$ representam a força de reação do anel, do núcleo e de atrito lateral do amostrador, respectivamente. Cada mecanismo de reação é ilustrado na Figura 3.2 com o diagrama carga-deslocamento assumido (Smith, 1960) que requer, o conhecimento da carga de ruptura estática (F_u), o deslocamento elástico máximo (*quake* – Q) e a parcela de reação viscosa mobilizada, determinada a partir do parâmetro *Damping* de Smith – J . Apesar de freqüentemente utilizado em análise de cravabilidade de estacas, o modelo original de Smith

³ ε_g refere-se à razão entre a energia cinética do martelo no instante do impacto com a composição de hastes e a energia cinética teórica do ensaio, no caso do ensaio SPT 475J.

foi modificado através de uma abordagem adimensional que altera o modelo originalmente proposto em dois aspectos:

- a) Os parâmetros de entrada do modelo (F_u , Q e J) foram estimados a partir de expressões teóricas, atribuindo um caráter físico para cada parâmetro. Esta abordagem permite o conhecimento dos fatores determinantes no processo de penetração de amostradores no solo, minimizando as incertezas do processo;
- b) A contribuição das parcelas de reação normal e cisalhante na interface solo-amostrador são convenientemente modeladas e estimadas para cada estágio de penetração do amostrador, que dependendo da compacidade do solo simulará um mecanismo de penetração de ponta aberta ou parcialmente embuchado.

O mecanismo de reação do solo é representado por um comportamento elasto-visco-plástico em condições de carregamento e descarregamento, reologicamente idealizado como um bloco de atrito, representando o comportamento plástico do solo, um elemento de mola K' representando a rigidez solo-amostrador e um amortecedor J , representando a resistência viscosa mobilizada. O diagrama $OABC$ da Figura 3.2 representa o modelo de carregamento e descarregamento dos mecanismos de reação do anel e de núcleo enquanto que, o diagrama $OABCDEF$ representa o mecanismo de reação cisalhante (atrito lateral externo).

A cada ciclo de carregamento do amostrador, a força dinâmica de reação do solo mobilizada é computada a partir do somatório dos três modelos de reação (anel, núcleo e atrito lateral), conforme a expressão 3.5:

$$F_d = K'_a Q_a (1 + J_a v) + K'_c Q_c (1 + J_c v) + K'_s Q_s (1 + J_s v) \quad (3.5)$$

onde v representa a velocidade de penetração do amostrador, Q_a , Q_c e Q_s o deslocamento elástico máximo (*quake*) dos mecanismos de reação do anel, núcleo e atrito lateral que, uma vez atingido induz deformações plásticas na massa de solo

Os componentes que determinam a rigidez do sistema solo-amostrador K'_a , K'_c e K'_s são estimados a partir da razão entre a força de ruptura estática do solo ($F_{u,a}$, $F_{u,c}$ e $F_{u,s}$) e o deslocamento elástico máximo da massa de solo (Q_a , Q_b e Q_s), respectivamente. As constantes

J_a , J_c e J_s quantificam a reação viscosa do solo e simbolizam a amplificação dinâmica de reação do solo devido à natureza do carregamento imposto.

Nas próximas três seções serão apresentadas as equações básicas adotadas na quantificação do mecanismo de reação estático do solo ($F_{u,a}$, $F_{u,c}$ e $F_{u,s}$) e o deslocamento elástico máximo (Q_a , Q_c e Q_s) para cada mecanismo de interação solo-amostrador mobilizado durante a penetração de amostradores no solo.

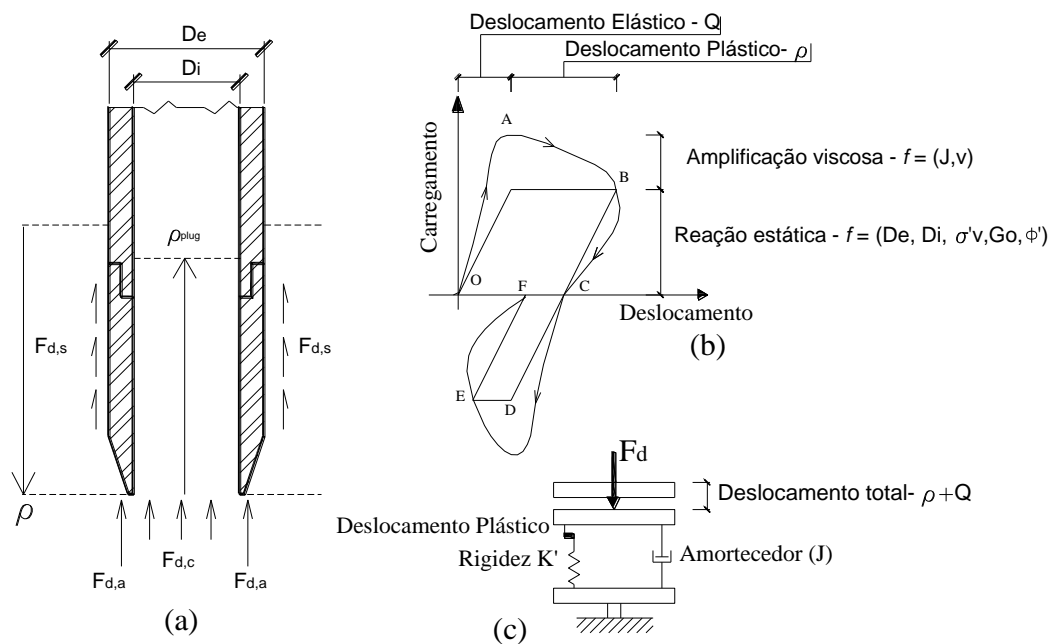


Figura 3.2: O mecanismo de interação solo-amostrador: a) os mecanismos de reação; b) relação carga-deslocamento; c) modelo reológico idealizado.

3.3.1 O Mecanismo Estático de Reação do Anel

A força de reação estática do anel ($F_{u,a}$) é expressa como:

$$F_{u,a} = A_a \cdot \sigma_u \quad (3.6)$$

onde A_a representa a seção transversal do anel e σ_u a tensão de ruptura do solo estimada a partir da teoria da expansão de cavidades:

$$\sigma_u = p'_o \cdot N_q \quad (3.7)$$

onde $p'_o = \frac{1+2K_o}{3} \sigma'_v$ representa a tensão média octaédrica e N_q o fator de capacidade de carga estimado a partir da solução de Vésic (1972):

$$N_q = \frac{3}{3 - \text{sen} \phi'} e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi'\right) \tan \phi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \text{sen} \phi'}{3(1 + \text{sen} \phi')}} \quad (3.8)$$

onde I_{rr} representa o índice de rigidez reduzido $I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta}$ e Δ é a deformação volumétrica do solo.

O deslocamento do solo no limite elástico Q_a é estimado a partir soluções de recalque de estacas (Randolph & Wroth, 1978), adotando como parâmetro representativo do comportamento elástico da massa de solo o módulo cisalhante à pequenas deformações (G_0):

$$Q_a = \frac{F_{u,a}(1-\nu)}{2 \cdot G_0 \cdot D_e} \eta \quad (3.9)$$

onde D_e representa o diâmetro externo do amostrador, ν o coeficiente de Poisson do solo e η um fator de profundidade adotado como 0,5 (Randolph & Wroth, 1978; Fox, 1948).

Uma vez definida a carga de ruptura estática ($F_{u,a}$) e o máximo deslocamento elástico associado ao mecanismo de interação solo-anel (Q_a), a rigidez deste sistema é definida como:

$$K'_a = \frac{F_{u,a}}{Q_a} \quad (3.10)$$

3.3.2 O Mecanismo Estático de Reação Cisalhante

O contato entre a superfície lateral externa do amostrador e o solo mobiliza a reação cisalhante $F_{u,s}$:

$$F_{u,s} = A_s \cdot \tau_f \quad (3.11)$$

onde A_s representa a superfície lateral externa do amostrador, estimada a partir da penetração do amostrador acumulada ρ ($A_s = \pi D_e \rho$) e τ_f a tensão cisalhante de ruptura da massa de solo, estimada a partir do critério de ruptura de *Coulomb*:

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \cdot \tan \delta_f \quad (3.12)$$

onde σ'_{rf} representa a tensão radial efetiva e δ_f o ângulo de atrito da interface solo-amostrador. A tensão radial efetiva é estimada a partir do produto entre a tensão vertical efetiva *in situ* σ'_v e o coeficiente de empuxo K_s . Nesta abordagem, K_s e δ_f são assumidos como constantes durante a penetração de amostradores no solo. O coeficiente de empuxo K_s é avaliado de processo de calibração como uma fração do coeficiente de empuxo passivo K_p . O ângulo de atrito solo-aço δ_f é assumido como ($\delta_f = \phi' - 20^\circ$), solução que produz valores de $\tan \delta_f$ variando entre 0,17 e 0,46, abrangendo o valor médio de 0,32 sugerido por Aas (1966).

O deslocamento do solo no limite elástico Q_s é determinado através da solução proposta por Randolph & Wroth (1978) para a estimativa de recalque de estacas devido à mobilização da reação friccional:

$$Q_s = \frac{\tau_u \cdot D_e}{G_o} \ln \left(\frac{r_m}{r_o} \right) \quad (3.13)$$

onde r_m representa a distância radial na qual as tensões cisalhantes tornam-se nulas (Randolph & Wroth, 1978).

Desta forma, a rigidez solo-amostrador do mecanismo de reação cisalhante (K'_s) pode ser estimada a partir da razão entre as equações 3.11 e 3.13:

$$K'_s = \frac{F_{u,s}}{Q_s} \quad (3.14)$$

3.3.3 O Mecanismo Estático de Reação de Núcleo

O mecanismo de reação de núcleo é estimado a partir da multiplicação entre seção transversal do núcleo do amostrador (A_c) do amostrador e a tensão efetiva mobilizada (σ'_c):

$$F_{u,c} = \sigma'_c \cdot A_c \quad (3.15)$$

A tensão efetiva de núcleo mobilizada σ'_c é estimada como uma função da tensão de ruptura do anel σ_u (equação 3.7), a razão de embuchamento do amostrador (ρ_i/ρ_{plug}) e um fator de calibração n , conforme expressa a equação 3.16:

$$\sigma_c = \left[\frac{\rho_i}{\rho_{plug}} \right]^n \sigma_u \quad (3.16)$$

onde n representa a função de crescimento da tensão efetiva mobilizada ao longo da penetração do amostrador, ρ_i o estágio atual de penetração do amostrador e ρ_{plug} a penetração de embuchamento do amostrador.

O mecanismo de embuchamento de estacas tubulares em areias tem sido objeto de estudo de diversos autores através de abordagens experimentais baseadas em modelos em escala reduzida (e.g. Hvorslev, 1949; Kishida & Isemoto, 1977; Klos & Tejchman, 1977; Paikowsky & Whiteman, 1990; O'Neill & Raines, 1991; Paik & Salgado, 1993; Choi & O'Neill, 1997) e simulações numéricas (e.g. Heerema & De Jong, 1979; Deeks, 1992; Lyhanapathirana et al., 1998; Daniel, 2008). Em ensaios de penetração dinâmica, o amostrador penetra nos primeiros estágios de cravação, com ponta aberta a parcialmente embuchada, com taxa de crescimento da bucha de mesma magnitude que a taxa de penetração do amostrador no solo. Em estágios mais avançados de cravação, uma elevada tensão de núcleo pode ser mobilizada e a bucha de solo penetra no amostrador com menor velocidade que o amostrador penetra no solo. Em uma condição limite, a bucha de solo formada é suficientemente resistente para suportar as elevadas tensões impostas pela cravação do amostrador no solo e a tensão de ruptura de núcleo (σ'_c) pode ser associada com a tensão de ruptura do anel (σ'_u). Nesta condição limite, a reação cisalhante oriunda do atrito da bucha de solo com o amostrador iguala-se à força normal de ruptura do anel:

$$\sigma_u \cdot \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} = \tau_{int} \cdot (\pi \cdot D_i \cdot \rho_{plug}) \quad (3.17)$$

A tensão cisalhante mobilizada (τ_{int}) nas faces internas do amostrador não é conhecida. Trabalhos recentes baseados em estacas modelo instrumentadas apontam a ocorrência de tensões cisalhantes de elevada magnitude na parte inferior da bucha de solo (e.g. Lehane & Gavin, 2001; Paik & Lee, 1993; Paik & Salgado, 2003). Após a instalação de estacas, os fenômenos de arqueamento e crescimento da tensão radial dentro de estacas tubulares vem sendo sistematicamente relatados. Paikowsky (1990) idealizou que arcos ativos e passivos são desenvolvidos acima e abaixo de uma posição “hidrostática” onde a tensão vertical e horizontal equivale-se. Abaixo desta profundidade, na porção inferior da bucha da estaca a tensão radial torna-se dominante induzindo ao desenvolvimento de altas tensões cisalhantes e

aumento da capacidade de carga vertical da bucha de solo. Corroborando esta hipótese, Daniel (2008) observou o aparecimento de cunhas e um aumento da tensão cisalhante com o embuchamento de amostradores modelados em simulações 2D. O autor observou o aparecimento cunhas de solos posicionadas logo abaixo do amostrador, relacionando este mecanismo como uma extensão natural do desenvolvimento de arcos passivos, como postulado por Paikowsky (1990).

A partir destas observações é assumido que:

- a) o ângulo de atrito na interface interna do amostrador que melhor reproduz o mecanismo de mobilização de resistência de núcleo é de mesma ordem de magnitude que o ângulo de atrito interno do solo ($\delta = \phi'$). É importante ressaltar que esta hipótese consiste em um artifício matemático que compatibiliza o mecanismo de mobilização de resistência de núcleo com a penetração de embuchamento de amostradores;
- b) o coeficiente de empuxo dentro do amostrador cresce exponencialmente como uma função do coeficiente de empuxo externo K_s . Se um fator de 3,5 for assumido ($K_{s,int} = K_s^{3,5}$), o crescimento médio da tensão radial ao longo da penetração do amostrador atinge os valores sugeridos por Paikowsky (1990).

Baseados nas hipóteses acima, τ_{int} é estimado como:

$$\tau_{int} = K_s^{3,5} \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi') \quad (3.18)$$

Inserindo a equação 3.18 na equação 3.17 ρ_{plug} pode ser estimado como:

$$\rho_{plug} = \frac{N_q \cdot (1 + 2K_0) \cdot D_i}{12 \cdot K_s^{3,5} \cdot \tan \phi'} \quad (3.19)$$

onde K_0 representa o coeficiente de empuxo de terra no repouso. É interessante observar que na expressão 3.19 a penetração de embuchamento do amostrador (ρ_{plug}) é função do ângulo de atrito interno do solo e do diâmetro do amostrador, porém não é influenciado pela tensão vertical efetiva do solo. Em areias, ângulo de atrito interno varia de 30° (areias fofas) à 45°

(areias densas) produzindo variações de penetração de embuchamento de amostradores SPT entre 60⁴ e 20cm respectivamente (ver Anexo I).

Em analogia à solução adotada no mecanismo de reação do anel, o deslocamento elástico máximo de núcleo (Q_c) é estimado a partir da solução de Randolph & Wroth (1978):

$$Q_c = \frac{F_{u,c}(1-\nu)}{2 \cdot G_o \cdot D_e} \eta \quad (3.20)$$

Por fim, a rigidez solo-amostrador do mecanismo de reação de núcleo (K'_c) é expressa como:

$$K'_c = \frac{F_{u,c}}{Q_c} \quad (3.21)$$

3.4 O PROCESSO DE CALIBRAÇÃO

A calibração do modelo previamente apresentado objetiva reproduzir numericamente os sinais de força e velocidade medidos em ensaios de penetração dinâmica, permitindo que os mecanismos de interação solo-amostrador do anel, de núcleo e de atrito lateral sejam isolados e quantificados adequadamente.

Reconhecendo que a penetração de amostradores induz a grandes deformações na massa de solo circundante há significativas mudanças no nível de tensões e nos parâmetros de resistência do solo. O carregamento dinâmico imposto durante ensaios SPT e LPT mobiliza reação estática e viscosa do estrato, que devem ser apropriadamente quantificados por um processo de calibração em que a penetração média por golpe e os sinais de força e velocidade sejam capturados pelo modelo. Desta forma, dois processos de calibração independentes são necessários: o primeiro, baseado em uma série de ensaios de penetração quasi-estáticos, objetivando quantificar o estado de tensões imposto à massa de solo devido às grandes deformações induzidas durante a penetração do amostrador na massa; no segundo, sinais de força, velocidade e deslocamento medido em ensaios SPT e RLPT serão utilizados para a

⁴Em solos fofos a penetração teórica de embuchamento é superior à máxima penetração do amostrador no solo (45 cm) indicando um mecanismo de penetração do amostrador de ponta aberta à parcialmente embuchado.

quantificação dos efeitos da velocidade de carregamento no mecanismo de reação do solo (reação viscosa) e perdas de energia durante a propagação da onda longitudinal ao longo do sistema martelo-haste-amostrador.

Uma campanha experimental realizada na cidade de Delta, BC, Canadá foi selecionada para a calibração do modelo. Uma descrição detalhada do perfil arenoso com lentes siltosas é apresentada por Daniel (2008). A Figura 3.3 apresenta o perfil típico de um ensaio de piezocone sísmico, mostrando estratigrafia predominantemente arenosa com lentes siltosas com compacidade crescente com a profundidade, sem qualquer excesso de poro-pressão gerado durante a cravação da ponteira cônica. O módulo cisalhante à pequenas deformações medido G_0 varia entre 60 e 90 MPa. Utilizando os resultados dos ensaios CPTU apresentados por Daniel (2003), estima-se através da solução de Robertson & Campanella (1983) um ângulo de atrito interno de 38° como característico da resistência ao cisalhamento deste perfil.

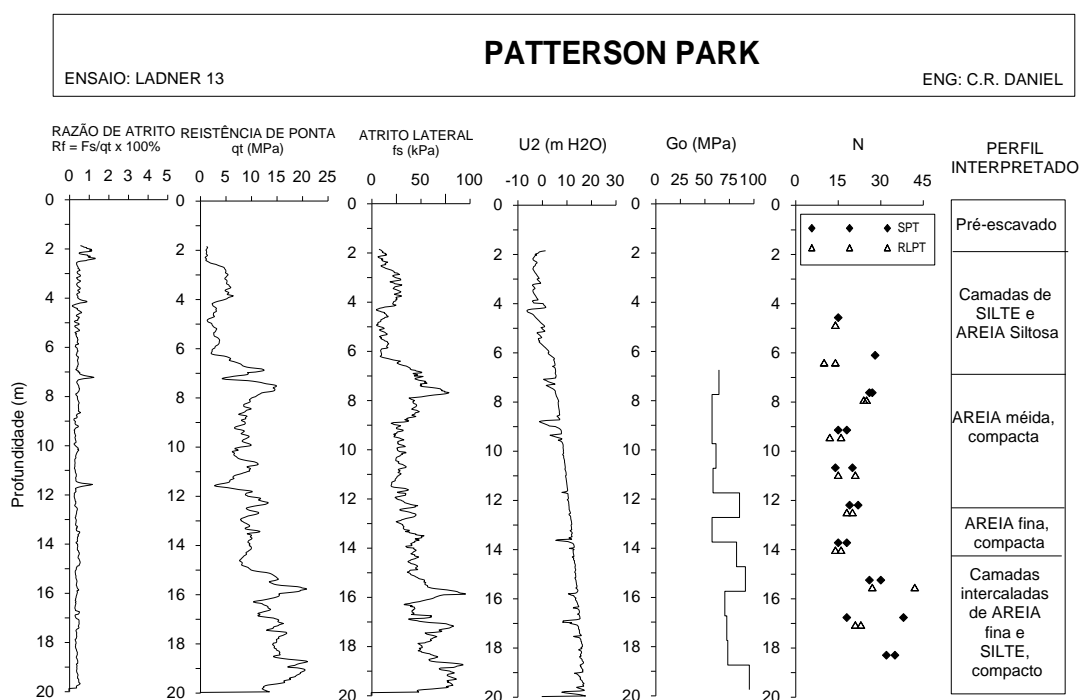


Figura 3.3: Típico perfil CPTU do sítio Patterson Park (Daniel, 2003)

3.4.1 A Reação Estática do Solo

A reação do solo à penetração quasi-estática de amostradores SPT e RLPT foi avaliada a partir de uma série de ensaios de penetração (Daniel et al, 2003). Os ensaios foram executados no furo de sondagem dos ensaios dinâmicos, iniciando nas profundidades de 5,5; 8,5; 11,5 e

13m (18', 28', 38' e 43') e cravados quasi-estaticamente no perfil de solo apresentado na Figura 3.3. A geometria do ensaio é idêntica aos ensaios de penetração dinâmica, exceto pelos amostradores SPT e RLPT ($D_e = 11,4$ cm e $D_i = 9,8$ cm) serem cravados no fundo do furo de sondagem com taxa de penetração 20 mm/s. A força aplicada no topo da composição de hastes foi medida utilizando células de carga confeccionadas de hastes AW e NW, posicionadas imediatamente a baixo do martelo hidráulico utilizado para a aplicação do carregamento. Este conjunto de ensaios resulta na força de reação do solo mobilizada sem a introdução de efeitos viscosos.

A calibração da resposta estática do solo objetiva determinar as parcelas de reação do anel, do núcleo e do atrito lateral do amostrador a partir de três parâmetros independentes que controlam os mecanismos de penetração: o fator de capacidade de carga N_q (equação 3.8 e 3.19), o fator de incremento da tensão vertical efetiva de núcleo n (equação 3.16) e o coeficiente de empuxo K_s (ver equação 3.12 e 3.19).

O fator de capacidade de carga N_q é obtido a partir da teoria de expansão de cavidades esféricas em uma massa de solo que se comporta como um sólido compressível e exibe deformação volumétrica na zona plástica (equação 3.8 - Vésic, 1972). Os parâmetros que determinam esta solução são a tensão vertical efetiva, a resistência ao cisalhamento do solo e a variação volumétrica sofrida. Nesta solução estes parâmetros são representados pelo índice de rigidez I_r e a deformação volumétrica do solo Δ . O índice de rigidez representa a razão entre o módulo cisalhante e a resistência ao cisalhamento inicial do estrato. Estes fatores consideram pelo menos em parte, possíveis efeitos de escala associados com a capacidade de carga mobilizada. Materiais que sofrem deformações volumétricas no cisalhamento são caracterizados por variações volumétricas positivas ($\Delta > 0$) que reduzem significativamente o índice de rigidez do estrato quando comparado com sólidos incompressíveis ($\Delta = 0$). Selecionando um único valor de I_r e Δ para representar o mecanismo de penetração de amostradores no solo é possível, uma vez que, ambos são função da tensão e do grau de deformação entorno da cavidade expandida. Reconhecendo que o índice rigidez e a variação volumétrica são parâmetros inter-relacionados e que ambos são função do ângulo de atrito interno do solo, i.e. maiores índice de rigidez são característicos de solos com elevado ângulo de atrito interno, optou-se nesta análise em utilizar uma solução simplificada que não considera I_r e Δ explicitamente, porém considerando o índice de rigidez reduzido $I_{r'}$ diretamente como uma função do ângulo de atrito interno ϕ' . Do processo de calibração determina-se a seguinte expressão:

$$I_{rr} = 100 \cdot \ln(\phi' - 7^\circ) - 300 \quad (3.22)$$

válido para valores de ângulo de atrito de pico superior a 30°. Esta calibração resulta em fatores de capacidade de carga N_q variando de 20 a 165 para ângulos de atrito entre 30° e 45°, respectivamente.

O coeficiente de empuxo K_s quantifica a contribuição do mecanismo de reação cisalhante devido ao contato da superfície lateral externa do amostrador e o solo. O valor mobilizado pela cravação varia entre o coeficiente de empuxo ativo (K_a) e passivo (K_p) de *Rankine*. Reconhecendo a variabilidade e o complexo mecanismo de interação relacionado com o coeficiente de empuxo, sugere-se a adoção de um valor calibrado a partir de uma relação com o coeficiente de empuxo passivo $K_p (= \tan^2(45 + \phi'/2))$:

$$\chi = \frac{K_s}{K_p} \quad (3.23)$$

Para a simulação numérica dos ensaios *quasi*-estáticos foi desenvolvida uma rotina independente cuja penetração permanente acumulada é inserida como um parâmetro de entrada e a seqüência de carregamento axial aplicado como resultado. Esta rotina de simulação numérica é uma adaptação da rotina principal, que não considera os efeitos do golpe do martelo e peso do sistema martelo-haste. Na Figura 3.4 apresentam-se a força axial resultante da relação de melhor ajuste (representada por linhas tracejadas) comparado com os medidos (representada por linhas contínuas). Apesar das limitações do modelo, o perfil de penetração medido e simulado concordam de forma satisfatória ao longo do 60cm de penetração imposta aos amostradores SPT e RLPT.

Da Figura 3.4 é possível inferir sobre a contribuição dos mecanismos de reação do anel, de núcleo e de atrito ao longo da penetração do amostrador. Nos estágios iniciais de penetração, a reação mobilizada é majoritariamente produto do mecanismo de reação do anel. Com o aumento da penetração permanente imposta ao amostrador, os mecanismos de reação de núcleo e atrito começam a contribuir na reação total do amostrador. A reação cisalhante aumenta linearmente com a penetração permanente imposta enquanto que, a reação de núcleo cresce conforme uma função quadrática, a partir do valor calibrado n igual a 2. A simulação numérica reproduz com razoável acurácia a declividade e magnitude dos mecanismos de reação de núcleo e atrito. Em estágios de penetração inferiores a 20 mm, a rigidez solo-amostrador simulada reproduz uma declividade levemente superior à medida em campo. Na

Figura 3.4a observa-se uma clara mudança de declividade para penetrações de 40 cm onde a resistência à penetração atinge o valor máximo, indicando que o embuchamento do amostrador foi atingido. Em contrapartida, amostradores RLPT permanecem penetrando no modo parcialmente embuchado com resistência à penetração crescente com a penetração imposta. Estas trajetórias são capturadas pela rotina de simulação numérica e são consistentes com medidas de campo que mostram uma taxa de recuperação da amostra entre 80% e 100% para amostradores SPT e RLPT, respectivamente (Daniel, 2003).

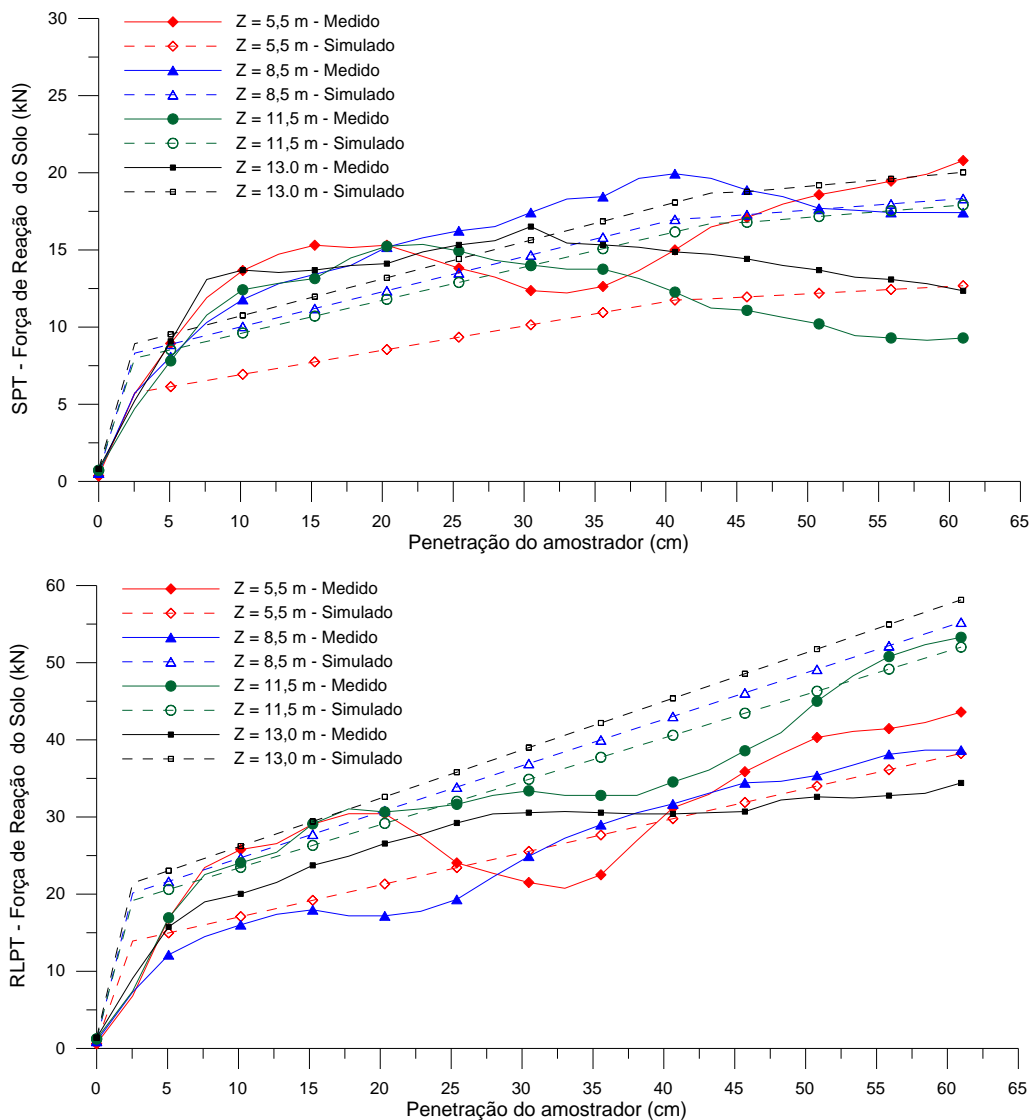


Figura 3.4: Valores medidos e simulados da força de reação quase-estática: a) amostrador SPT; b) amostrador RLPT

A relação de melhor ajuste obtida a partir dos dados apresentados na Figura 3.4 resulta nos seguintes parâmetros: $I_{rr} = 100 \cdot \ln(\phi' - 7^\circ) - 300$, $n = 2$ e $\chi = 0,25$. É interessante observar que

estes parâmetros são independentes da configuração do ensaio (SPT ou RLPT), indicando que os efeitos de escala entre amostradores de distintas dimensões são capturados pelo modelo desenvolvido.

3.4.2 A Reação Viscosa do Solo

Os efeitos viscosos do mecanismo de interação solo-amostrador e as perdas de energia durante a propagação da onda de tensão no martelo, na composição de hastes e no amostrador são quantificados a partir de ensaios SPT e RLPT executados no sítio *Patterson Park* (ver Figura 3.3) em intervalos de 1,5m entre as cotas 4,5 e 18,5m de profundidade. Os ensaios SPT foram executados com hastes AW e martelo tipo *Safety* com altura de queda de 762 mm (30'). O ensaio RLPT foi executado com martelo tipo *Safety* com 136 kg caindo de uma altura de queda de 610 mm associado com composição de hastes NW. Em todos intervalos ensaiados, foram realizadas medições dos sinais de força e velocidade por um par de acelerômetros e extensômetros posicionados 2m abaixo do plano de impacto do martelo. Uma descrição mais detalhada destes ensaios e dos procedimentos executivos é apresentada por Daniel (2003).

A resistência viscosa do solo mobilizada devido a penetração de amostradores no solo é representada pela constante *Damping de Smith, J*, linearmente dependente da reação estática e da velocidade de penetração do amostrador no solo.

Os sinais de força e velocidade vem sendo utilizados no controle de qualidade de ensaios dinâmicos, proporcionando a correta quantificação da reação do solo. A magnitude da primeira onda refletida está diretamente relacionada com a reação estática e viscosa do solo esta última, dependente do número de ciclos de carregamento imposto ao amostrador. Quanto menor a resistência viscosa do solo, menor será a energia absorvida nos estágios iniciais de carregamento e maior será a energia refletida ao sistema amostrador-haste-martelo. Nestes casos, o evento de penetração requer um maior tempo para consumir toda a energia que viaja no sistema.

Estes efeitos são considerados na calibração realizada objetivando reproduzir os ensaios dinâmicos apresentados nas Figuras 3.5 e 3.6, para amostradores SPT e RLPT executados a 7,6 e 18,3m de profundidade, respectivamente. A totalidade das simulações realizadas é apresentada no Anexo II. Uma comparação entre valores medidos e simulados é apresentada a partir da variação no tempo dos sinais força, velocidade (multiplicada pela impedância da célula de carga), deslocamento e energia. De modo geral, a simulação numérica reproduz os

Mecanismos de Penetração Dinâmica em Solos Granulares

sinais medidos com excelente acurácia durante os primeiros ciclos de carregamento tanto para ensaios SPT quanto RLPT. Em ciclos posteriores de carregamento, a simulação numérica não é capaz de reproduzir de forma satisfatória a magnitude e o instante em que ocorre a reflexão de ondas cisalhantes. Estas diferenças podem estar associadas com problemas de acoplamento nas luvas da composição de hastes, conforme discutido por Howie et al (2003).

Os sinais de força e velocidade permitem o cálculo da energia através da sua integração no domínio do tempo (método FV, ver seção 2.6.2). Comparações entre a energia estimada através dos sinais medidos e simulados são apresentadas nas Figuras 3.5d e 3.6d, nas quais observa-se que a energia computada nas simulações de ensaios SPT e RLPT podem ser obtidas a partir dos sinais simulados. Estas comparações sugerem que os valores de força e velocidade em estágios posteriores de carregamento têm efeitos secundários no mecanismo de penetração de amostradores neste sítio e, por esta razão, a pobre acurácia da presente simulação numérica neste estágio não produz variações significativas da energia transferida ao sistema haste-amostrador.

Deste processo de calibração, valores de *Damping de Smith* (J) e o parâmetro adimensional ζ (ver seção 3.2) foram estimados. Valores de $J_a = 0,45$ s/m para a reação do anel e $J_c = J_s = 0,15$ s/m para os mecanismos de reação de núcleo e cisalhante, são recomendados. Estes valores corroboram com valores de referência publicados (e.g Odebrecht, 2003; Daniel 2000). A perda de energia devido à propagação da onda de tensão é quantificada a partir de $\zeta = 3 \times 10^{-5}$ para o martelo e 1×10^{-5} para a composição de hastes e amostrador.

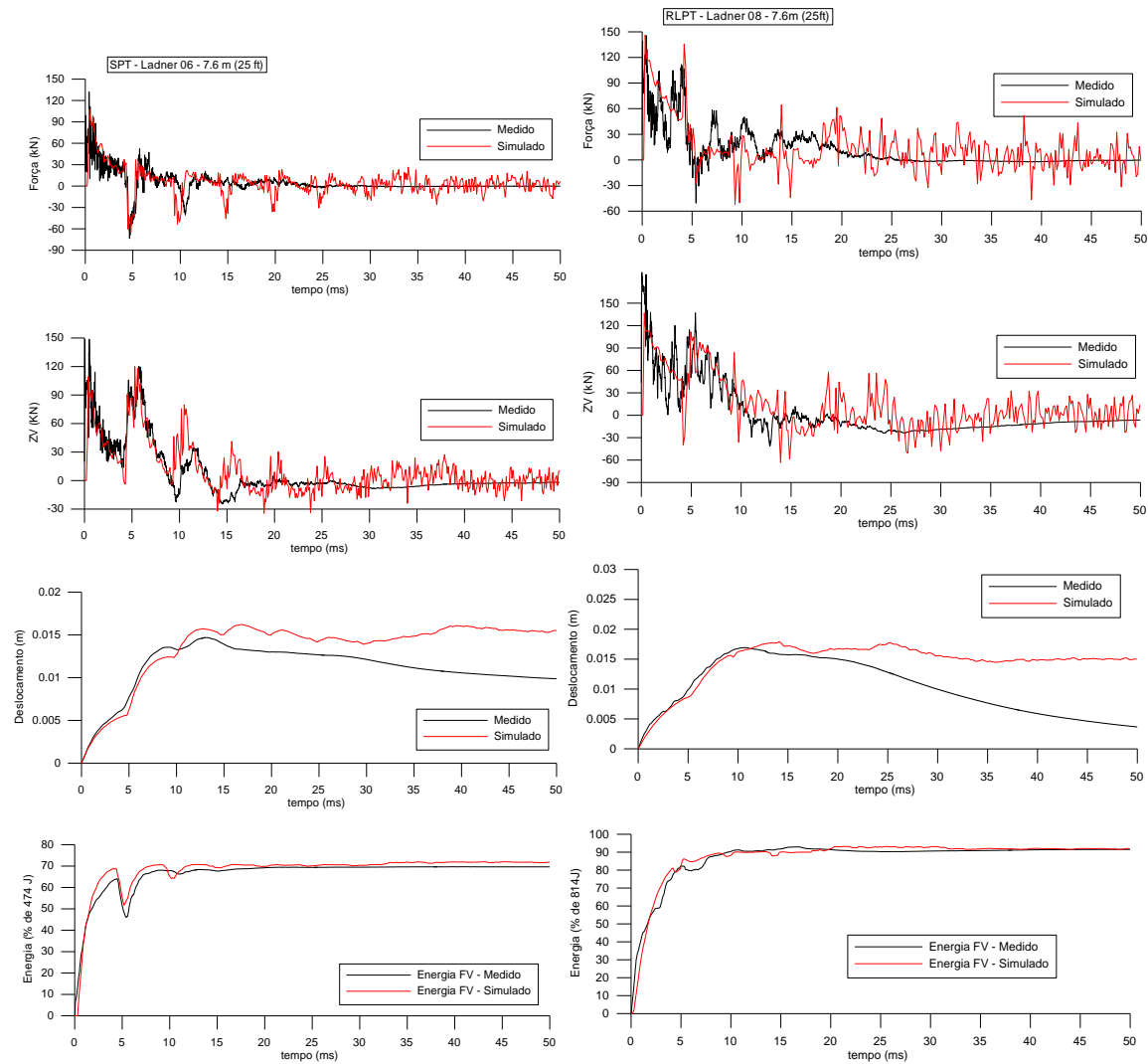


Figura 3.5: Simulação numérica dos sinais de ensaios SPT e RLPT – 7,6 m de profundidade.

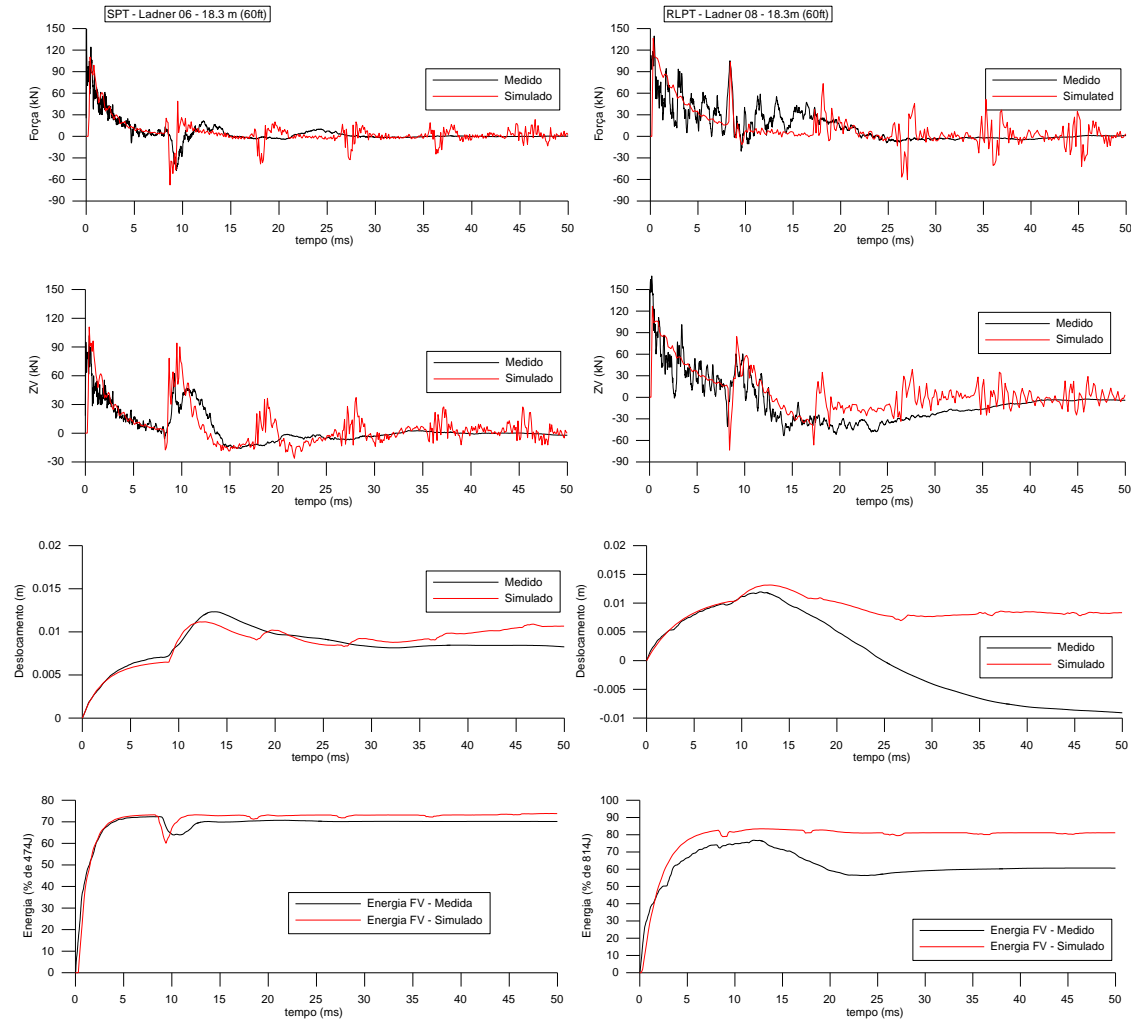


Figura 3.6: Simulação numérica dos sinais de ensaios SPT e RLPT – 18,3m de profundidade.

A acurácia da simulação numérica dos sinais de força, velocidade, deslocamento e energia permitem comparações diretas entre valores medidos e simulados da penetração média por golpe ($\Delta\rho = 0,3/N$). Estas comparações são apresentadas na Figura 3.7 para o sítio *Patterson Park*. Apesar da dispersão observada, as previsões numéricas mostram-se capazes de capturar a penetração média por golpe em cada profundidade.

3.5 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foi apresentado um modelo de simulação numérica capaz de modelar ensaios dinâmicos a partir de características geométricas do equipamento de cravação e de propriedades do solo como ângulo de atrito, coeficiente de Poisson e módulo cisalhante a pequenas deformações, além da tensão vertical efetiva.

O modelo desenvolvido baseia-se em equações e teorias amplamente utilizadas na engenharia de fundações, mostrando-se adequado ao entendimento dos mecanismos de mobilização de resistência durante a cravação de amostradores no solo. A calibração do modelo de reação a partir de ensaios de penetração quasi-estático e dinâmico executados em amostradores SPT e RLPT possibilitou avaliar separadamente cada componente de reação estática do solo (anel, núcleo e atrito lateral) e a contribuição viscosa de reação devido à sollicitação dinâmica sofrida pela massa de solo.

A principal vantagem do modelo desenvolvido consiste na sua adimensionalidade. A simulação numérica é capaz de modelar tanto ensaios SPT quanto ensaios RLPT de dimensões e características variadas, sem a necessidade de calibrações adicionais ou correlações empíricas. Esta característica possibilita que sejam avaliados de forma precisa os efeitos de escala existentes na transposição de resultados de ensaios em diferentes escalas e condições de simetria.

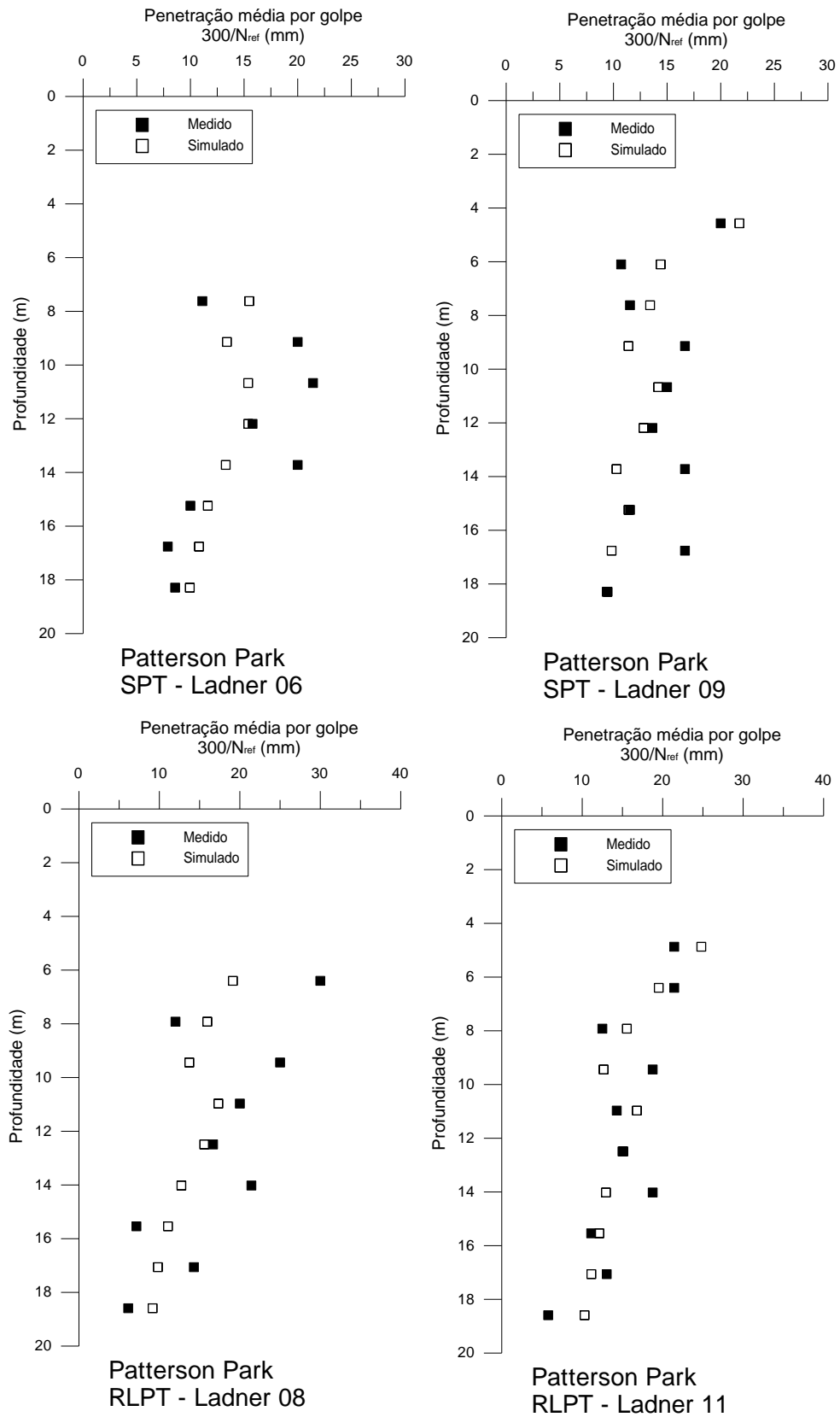


Figura 3.7: Penetração média por golpe medida vs. simulada.

4 ESTUDO DE CASOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se um estudo de casos baseados em resultados de ensaios de penetração dinâmica com o objetivo de avaliar o modelo de simulação numérica desenvolvido nesta pesquisa. Através de extensiva revisão bibliográfica, foram selecionados 9 locais de ocorrência solos arenosos e pedregulhosos nos quais existe uma ampla investigação geotécnica incluindo ensaios SPT e/ou LPT e ensaios complementares como triaxiais e sísmicos.

O estudo de casos contempla ensaios SPT, NALPT (*North American Large Penetration Test*), ILPT (*Italian Large Penetration Test*) e DCPT (*Dynamic Cone Penetration Test*) cujas distintas características geométricas são apresentadas na Tabela 4.1. A partir das constantes de calibração definidas no Capítulo 3, foi simulado um golpe do martelo a partir de uma penetração inicial de 30 cm do amostrador no solo ($\rho_0=30\text{cm}$) com base nos dados publicados de resistência e deformabilidade dos materiais prospectados. A Tabela 4.1 apresenta um resumo de todos os ensaios realizados, incluindo o local, característica dos ensaios e propriedades de comportamento dos depósitos.

Tabela 4. 1: Características básicas dos ensaios simulados

Local	Ensaio	Denominação	Amostrador		Martelo			Comp. de hastes	Solo	Ensaio Complementares	Referência	Comentários
			De (mm)	Di (mm)	Tipo	Massa (Kg)	Alt. queda (m)					
Kidd2 - BC, Canada	SPT	SPT/E - 1994	51	35	Safety	63,5	0,762	AW	Areia siltosa de compactidade fina a média	CPTU, SCPTU, Pressiométrico	Daniel (2000); Daniel (2008); Roberson et al (2000); Monahan et al (1995)	Em todos os perfis, exceto KD 9305 a energia foi medida através dos métodos FV e F2. No perfil KD 9305 a energia entregue ao solo foi estimada somente através do método F2
	SPT	KD 9305*	51	35	Automático	63,5	0,762	AW				
	SPT	KD 9901	51	35	Safety	65,3	0,762	AWJ				
	SPT	KD 9904	51	35	Safety	65,3	0,762	AWJ				
	NALPT	KD 9902	76,2	61	Safety	148,67	0,762	NWJ				
	NALPT	KD 9903	76,2	61	Safety	148,67	0,762	NWJ				
	S-SPT	S-SPT 9901	51	35	Penetração quasi-estática à taxa de 20 mm/s			AW				
	S-SPT	S-SPT 9904	51	35		AW						
	S-NALPT	S-LPT 9902	76,2	61		NWJ						
S-NALPT	S-LPT9903	76,2	61	NWJ								
Massey Tunnel, BC, Canada	SPT	SPTE1	51	35	Safety	63,5	0,762	AW	Camadas silto-arenosas superficiais sobrejacentes ao depósito arenosos do Rio Fraser	CPTU, SCPTU, Pressiométrico	Robertson et al (2000)	Energia medida através dos métodos FV e F2
	SPT	SPTE2	51	35	Safety	63,5	0,762	AW				
San Prospero, Itália	SPT	Po SPT	51	35	-	63,5	0,762	AW	Areia com pedregulhos	Caracterização, SCPTU	Jamilokowski & Lo Presti (2003)	A publicação não faz referência quanto ao método adotado na estimativa da energia entregue ao solo
	ILPT	Po ILPT	140	100	-	570	0,50	60,6 cm ²				
Estreito de Messina, Itália	SPT	Sicilian Shore, AB	51	35	-	63,5	0,762	AW	Pedregulhos e seixos rolados em matriz arenosa bem graduada com lentes de areia e siltitos	Caracterização, SCPTU	Jamilokowski & Lo Presti (2003)	A publicação não faz referência quanto ao método adotado na estimativa da energia entregue ao solo.
	ILPT	Sicilian Shore, AB	140	100	-	570	0,50	60,6 cm ²				
	SPT	Sicilian Shore, TF	51	35	-	63,5	0,762	AW				
	ILPT	Sicilian Shore, TF	140	100	-	570	0,50	60,6 cm ²				
	SPT	Calabrian Shore, TF	51	35	-	63,5	0,762	AW				
	ILPT	Calabrian Shore, TF	140	100	-	570	0,50	60,6 cm ²				
J-pit, Alberta, Canadá	SPT	SPT-1	51	35	Safety	63,5	0,762	AW	Resíduos recentemente depositados oriundos da extração mineral.	CPT, SCPT, Dilatômetros, Pressiômetros, Prova de Carga em Placa, Ens. Laboratoriais	Robertson et al (2000), Write et al (2000)	A energia transferida ao solo foi medida apenas no ensaio SPT4 através do método F2.
	SPT	SPT-2	51	35	Safety	63,5	0,762	AW				
	SPT	SPT-3	51	35	Safety	63,5	0,762	AW				
	SPT	SPT-4	51	35	Safety	63,5	0,762	AW				
	DCPT	DCPT	5,72	pta fechada	Safety	63,5	0,762	AW				
Midred Lake, Canadá	SPT	CNLX 9406	51	35	Safety	63,5	0,762	AW	Rejeitos grosseiros de extração mineral	CPT, SCPT	Robertson et al (2000), Write et al (2000)	Energia medida através dos métodos FV e F2.
	SPT	CNLX 9407	51	35	Safety	63,5	0,762	AW				
HVC Mine, Canadá	SPT	LL Dam SPT 1	57	35	Safety	63,5	0,762	AW	Depósito recente de rejeitos ciclados	CPTU, SCPTU, Pressiométrico, Ens. Laboratoriais	Robertson et al (2000), Write et al (2000)	Energia transferida ao solo estimada através do método F2.
	SPT	LL Dam SPT 2	57	35	Safety	63,5	0,762	AW				
	SPT	Highmond Dam SPT 1	57	35	Safety	63,5	0,762	AW				
	SPT	Highmond Dam SPT 2	57	35	Safety	63,5	0,762	AW				
UDESC, Joinville - SC, Brasil	SPT	Furo 01	51	35	Pino-guia	65	0,75	AWJ	Perfil residual silto-arenoso com matriz predominantemente friccional	SCPT	Dalla Rosa (2008)	Eficiência do ensaio adotada a partir das medições realizadas por Odebrecht (2003)
	SPT	Furo 03	51	35	Pino-guia	65	0,75	AWJ				
	SPT	Furo 04	51	35	Pino-guia	65	0,75	AWJ				
	SPT	Furo 03 - Pta Fechada	51	pta fechada	Pino-guia	65	0,75	AWJ				
	SPT	Furo 04 - Pta Fechada	51	pta fechada	Pino-guia	65	0,75	AWJ				
Areias Japonesas	SPT	Yodo	51	35	-	63,5	0,762	AW	Areia fina sobreposta por camadas de areias coesivas Areia fina a média sobreposta por lentes argilosas Areia fina com fragmentos de rocha Camadas argilosas a siltosas sobrepostas a areia fina. A partir de 8m, areia densa e pedregulhos	Ensaio Laboratoriais e CPT	Mimura (2003)	Não há maiores informações sobre a geometria do martelo e comp. de hastes utilizados. Adotou-se a eficiência padrão dos ensaios Japoneses (76%) na simulação (Seed
	SPT	Natori	51	35	-	63,5	0,763	AW				
	SPT	Tone	51	35	-	63,5	0,764	AW				
	SPT	Edo	51	35	-	63,5	0,765	AW				

4.2 SÍTIO KIDD2

O sítio Kidd2 está localizado no vale do Rio *Fraser* ao sul da cidade de Vancouver, BC Canadá. Este local foi estudado pela Universidade da *British Columbia (UBC)* através do projeto *Canlex - Canadian Liquefaction Experiment* (Robertson et al, 2000). Uma nova campanha experimental composta de ensaios dinâmicos SPT e NALPT com medições de energia foi realizada (Daniel, 2000).

O estrato local foi caracterizado a partir de 4 furos de sondagem SPT (SPT/E, KD9305, KD9901, e KD9904), 2 furos NALPT (KD9902 e KD9903), 5 perfis de piezocone com medida sísmica (SCPTU) e 2 ensaios pressiométricos auto-perfurantes. Adicionalmente foram executados ensaios penetração quasi-estática nos amostradores SPT (S-SPT9901 e S-SPT9903) e NALPT (S-LPT9902 e S-LPT9903). Os ensaios executados caracterizaram o solo da zona alvo do projeto *Canlex*, que compreende cotas entre 12 a 17m de profundidade, como areia-siltosa limpa de compacidade fina a média, comportamento drenado com anisotropia hidráulica radial e vertical. Os ensaios de piezocone caracterizaram um perfil de q_c praticamente constante com a profundidade variando entre 6 e 7MPa, densidade relativa de 50% e ângulo de atrito de pico entre 37 e 39°. Resultados de piezocone com medida sísmica, produziram valores de G_0 entre 70 e 100MPa ao longo da zona alvo do projeto *Canlex*. A cota do lençol freático encontra-se a 1,5m de profundidade.

A estratigrafia local é composta por uma camada argilo-siltosa superficial sobreposta por estratos silto-arenosos e areias. A Figura 4.1 apresenta um perfil típico do local. Uma descrição mais detalhada dos procedimentos de execução dos referidos ensaios, e da determinação dos parâmetros geotécnicos representativos deste estrato é apresentada por Robertson et al. (2000).

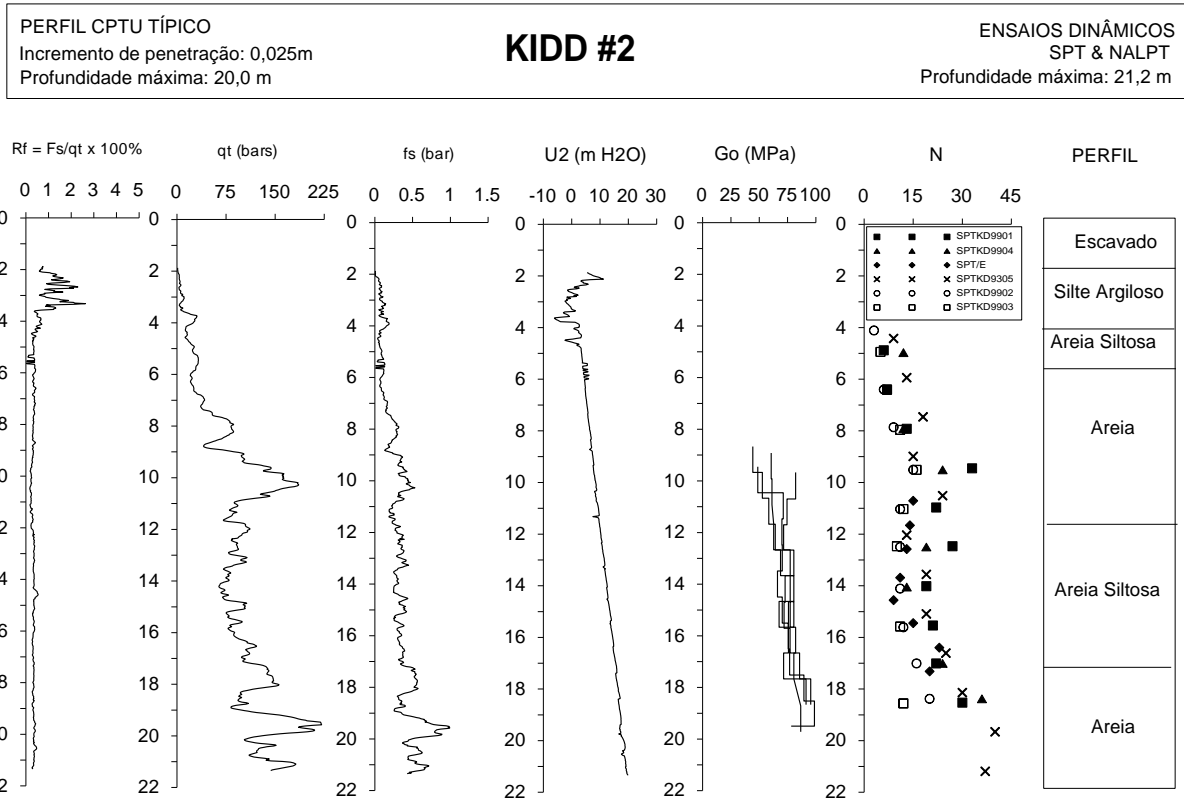


Figura 4.1: Perfil típico do sítio *Kidd2*.

4.2.1 Ensaios de Penetração *Quasi-estática* – *Kidd2*

Estes ensaios correspondem à configuração típica do SPT e NALPT, porém cravados estaticamente no terreno através de um sistema hidráulico para minimizar os efeitos viscosos característicos da penetração dinâmica.

Foram simulados 4 perfis de penetração quasi-estática, sendo 2 executados no amostrador SPT (S-SPT9901 e S-SPT9904) e 2 no amostrador NALPT (S-LPT9902 e S-LPT9903). Uma composição de hastes NWJ (seção transversal efetiva de 9 cm²) foi utilizada para o posicionamento dos amostradores SPT e NALPT na cota desejada. A força axial necessária à cravação do sistema haste-amostrador no solo à taxa de 20 mm/s foi aplicada no topo da composição de hastes e medida por par de acelerômetros e extensômetros acoplados em célula de carga posicionados no topo da composição de hastes. Uma descrição mais detalhada sobre a execução destes ensaios é apresentada por Daniel (2000).

Para realizar a simulação dos ensaios de penetração *quasi-estática*, a rotina denominada “*Penetração Estática*” desenvolvida na presente pesquisa (ver Capítulo 3, seção 3.4.1) foi

utilizada. As Figuras 4.2 e 4.3 apresentam os resultados da simulação numérica dos ensaios de penetração quase-estática SPT e NALPT, respectivamente. Nestas figuras, as linhas tracejadas representam os resultados da simulação numérica enquanto que as linhas cheias representam os valores de força axial medida no topo da composição de hastes.

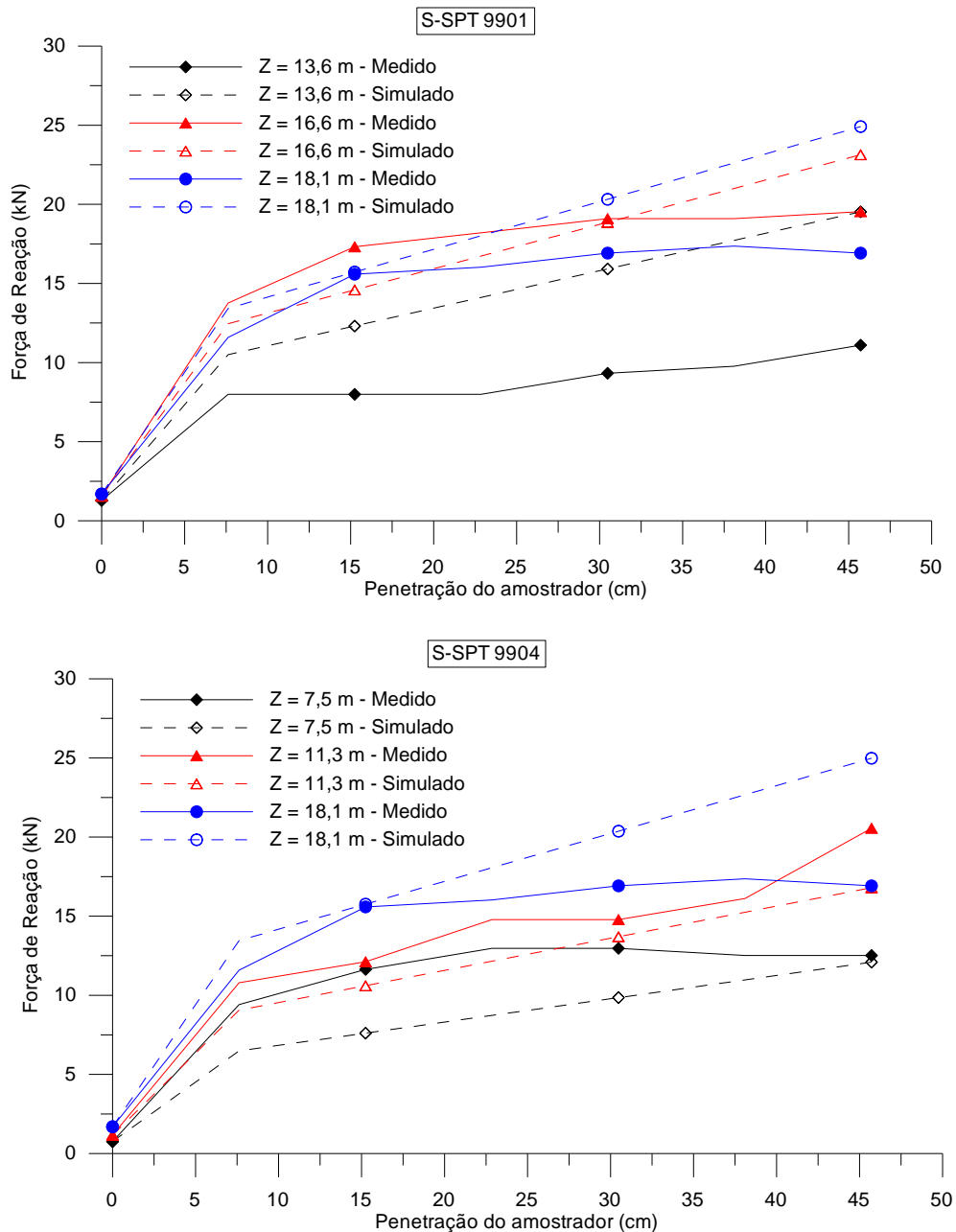


Figura 4.2: Simulação numérica de ensaios de penetração quase-estática S-SPT9901 e S-SPT9904 – Kidd2

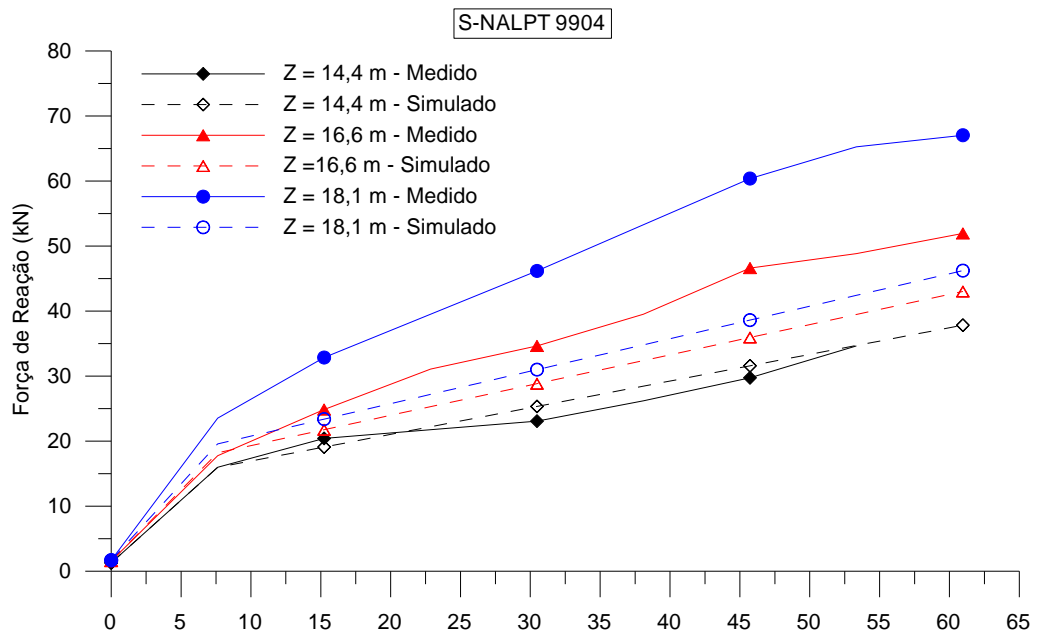
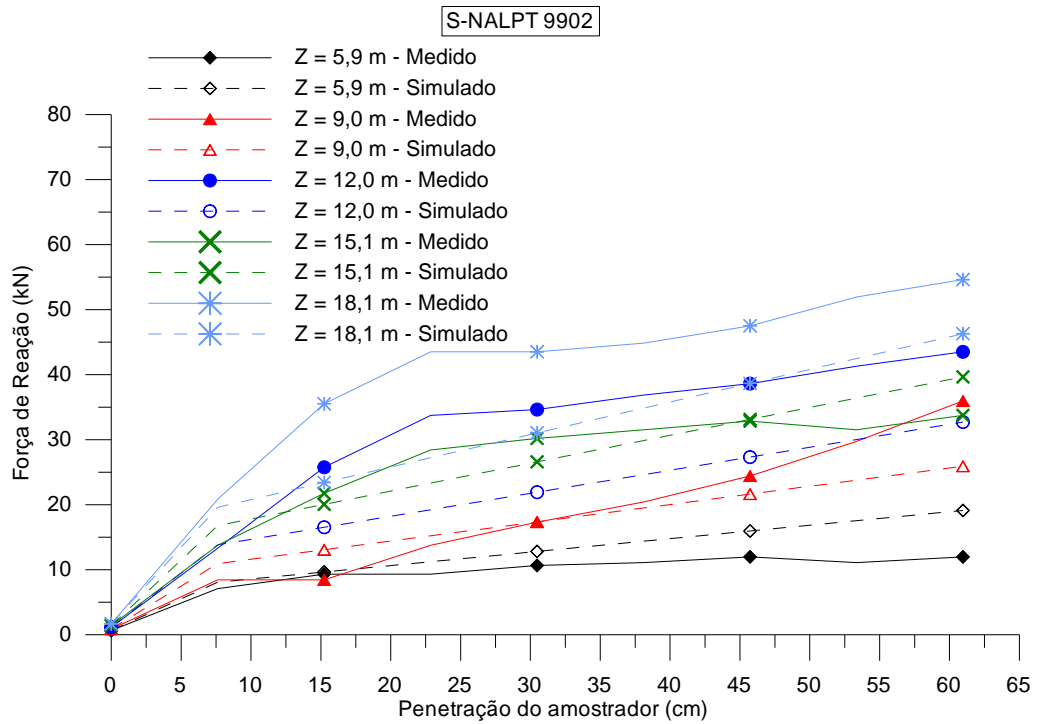


Figura 4.3: Simulação numérica de ensaios de penetração quase-estática S-NALPT9902 e S-NALPT9904– Kidd2

A simulação numérica dos ensaios S-SPT 9901 e 9904 resultou em valores de reação do solo de mesma ordem de magnitude que os valores medidos para penetrações inferiores a 30 cm. A partir de 30 cm de penetração, a simulação numérica resulta em força de reação crescente enquanto que os valores medidos mostram sua estabilização, indicando um mecanismo de penetração de parcialmente embuchado à embuchado. Os intervalos ensaiados do perfil S-SPT9901 executado a 13,6m de profundidade e a 7,5m do perfil S-SPT9904, apresentaram comportamento diferenciado dos demais, com comportamento observado em campo não capturado pela rotina de simulação numérica.

A simulação do ensaio S-NALPT9902 produziu valores de reação do solo de mesma ordem de grandeza da força axial aplicada. Comparações diretas entre os intervalos penetrados não são precisos nas profundidades 12,0 e 18,1m. No perfil S-NALPT9904, observa-se que a simulação reproduz com precisão a rigidez medida do sistema solo-amostrador, apesar de subestimar os valores de reação do solo nas cotas de 16,6 e 18,1m de profundidade. É interessante observar que o formato da curva carga versus penetração é capturado com precisão pelo modelo, indicando que a mobilização do mecanismo de reação de núcleo simulado é compatível com a reação mobilizada em campo.

4.2.2 Ensaio dinâmicos executados no sítio Kidd2

Quatro furos de sondagem SPT (SPT/E, KD9305, KD9901, KD9904) e dois furos NALPT (KD9902 e KD9903) foram executados no sítio Kidd2. O ensaio SPT/E foi executado com martelo tipo Safety com massa de 63,5kg previamente aferida. O martelo operou com sistema tipo “*cathead*” com $\frac{3}{4}$ volta em torno do tambor e corda de sisal. Uma célula de carga de 50cm de comprimento foi utilizada na medição os sinais de força e velocidade impostos pela ação do golpe do martelo. A energia entregue ao sistema foi avaliada por Robertson et al. (2000) através dos métodos FV e F^2 , resultando em eficiência média (ϵ) de 81%.

O ensaio SPT KD9305 foi executado com martelo tipo Automático com altura de queda padrão de 0.762m (ASTM D1586-2008). Uma célula de carga de 50 cm de mesmo material da composição de hastes foi utilizada para a medição dos sinais de força impostos pela aplicação do golpe do martelo. A energia entregue ao sistema foi avaliada somente pelo método F^2 , resultando em eficiência média (ϵ) de 69%.

Os ensaios SPT KD9901 e KD9904 foram executados com martelo tipo Safety de 63,5Kg impondo uma energia teórica de 486,5J. Uma célula de carga de 61 cm, confeccionada de mesmo material que a composição de hastes AW foi utilizada para medir os sinais de força e velocidade. A energia entregue à composição de hastes foi avaliada através dos métodos FV e F^2 , resultando em eficiência média (ϵ) de 56%.

A energia necessária à pela cravação dos ensaios NALPT foi imposta pela ação de um martelo tipo *Safety* de 148,7kg caindo de uma altura de queda de 76,2cm, impondo uma energia teórica de 1108J. É importante mencionar que a energia teórica imposta a estes ensaios não reproduz à prática Norte America de ensaios LPT, que impõem uma energia teórica de 1334J.

O martelo *Safety* foi operado com 2 voltas de corda em torno do sistema “*cathead*”. O sistema de composição de hastes tipo NWJ foi utilizado para cravar o amostrador no solo e para confeccionar uma célula de carga de 61 cm de comprimento. O amostrador NALPT utilizado reproduz as dimensões usuais da prática Norte-Americana, com 76,2 mm de diâmetro externo e 61,0 mm de diâmetro interno. O amostrador foi cravado com *liner* plástico com comprimento total de 610 mm.

Inserindo as características geométricas dos equipamentos SPT e NALPT descritos e os parâmetros de resistência e rigidez do material prospectado é possível simular numericamente os ensaios executados. As Figuras 4.4 e 4.5 apresentam a comparação entre os valores de penetração média por golpe medidos e simulados. Nestas figuras, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

A simulação numérica dos ensaios SPT e NALPT resultou em valores de penetração média por golpe da mesma ordem de grandeza dos valores medidos em campo. Evidentemente, a dispersão dos resultados não é capturada pelo modelo numérico, porém observa-se uma consistência na variabilidade da penetração simulada com o aumento do grau de confinamento (i.e. aumento da profundidade).

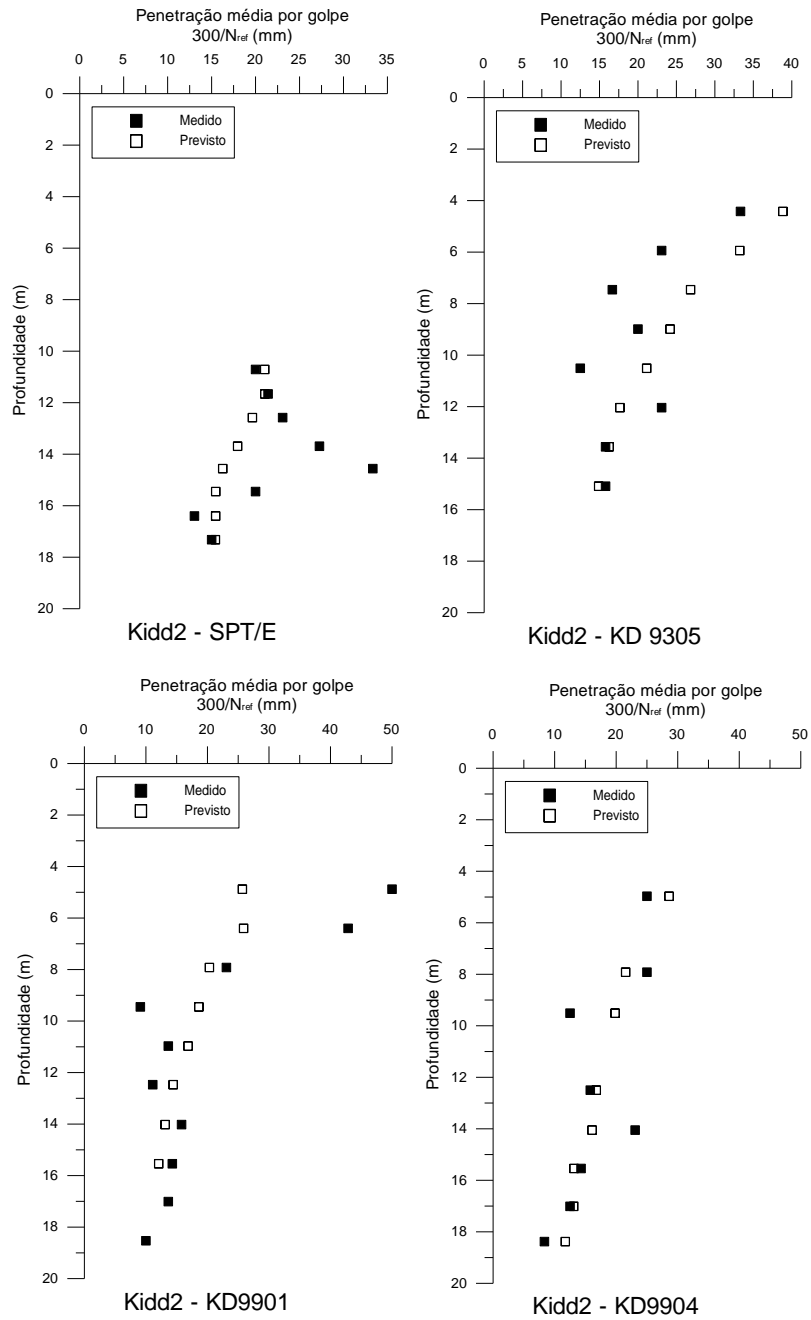


Figura 4.4: Simulação numérica de ensaios SPT/E, SPT9305, KD9901 e KD9904 – Kidd2

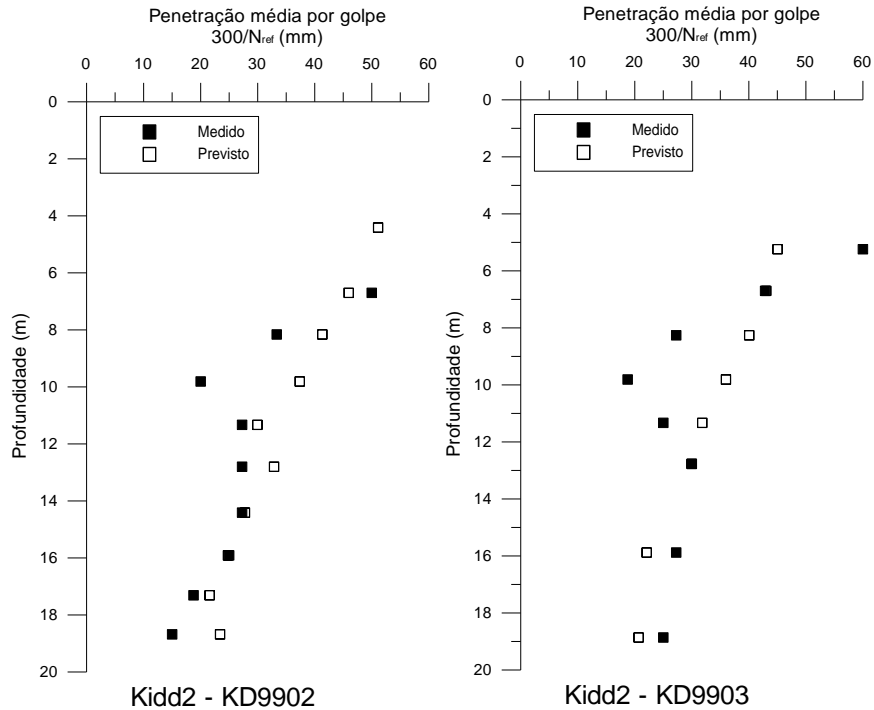


Figura 4.5: Simulação numérica de ensaios NALPT KD9902 e KD9903 – Kidd2

4.3 MASSEY TUNNEL

O sítio *Massey Tunnel* localiza-se na ilha *Deas* ao sul da cidade de Vancouver, BC, Canadá. Este local foi selecionado para este estudo de casos por fazer parte do programa *Canlex* (Roberson et al., 2000) havendo extensa investigação geotécnica composta de 2 perfis SPT (SPTE1 e SPTE2), ensaios de cone com medida sísmica e 2 ensaios pressiométricos auto-perfurantes.

A estratigrafia local é composta por camadas silto-arenosas superficiais sobrejacentes ao depósito arenoso do Rio *Fraser*. A Figura 4.6 apresenta um perfil típico de ensaios CPTU realizados no local.

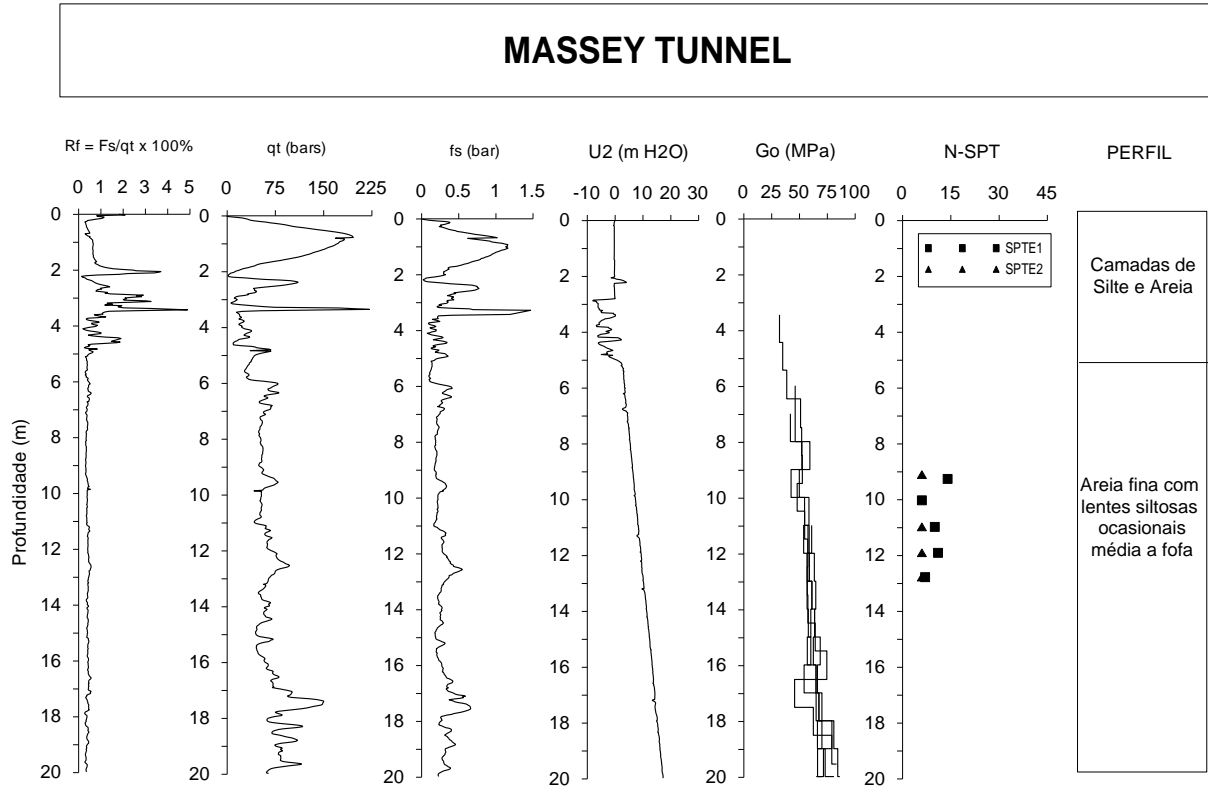


Figura 4.6: Perfil típico do sítio Massey Tunnel

Os resultados dos ensaios de piezocone indicam que na zona alvo do projeto *Canlex*, entre 8 e 13m de profundidade, há um depósito arenoso limpo de comportamento drenado de pouca variabilidade espacial com valores de q_c aproximadamente constante de 6MPa. Uma análise dos ensaios indicou uma densidade relativa de aproximadamente de 40% e um ângulo de atrito de pico entre 35° e 37° . A cota do lençol freático encontra-se a 2,3m abaixo da superfície.

Medidas da velocidade de propagação da onda cisalhante resultaram valores entre 165 e 180 m/s, para profundidades entre 8 e 13m, produzindo valores de G_0 entre 55 e 65MPa. Uma descrição mais detalhada dos procedimentos de execução dos referidos ensaios é apresentada por Robertson et al, (2000).

Os dois perfis SPT executados neste local foram cravados com martelo tipo Safety com massa e altura de queda padronizada com corda de sisal relativamente nova e sistema “*cathead*” operado com $\frac{3}{4}$ de volta. A energia entregue ao sistema foi determinada através dos métodos F^2 e FV através de sinais medidos de força e velocidade no topo da composição de hastes, resultando em valores de eficiência de 78%.

Inserindo as características geométricas do equipamento SPT e os parâmetros de resistência e rigidez do material prospectado é possível simular numericamente os ensaios descritos. A Figura 4.7 apresenta a comparação entre os valores de penetração média por golpe medidos e simulados. Nesta figura, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

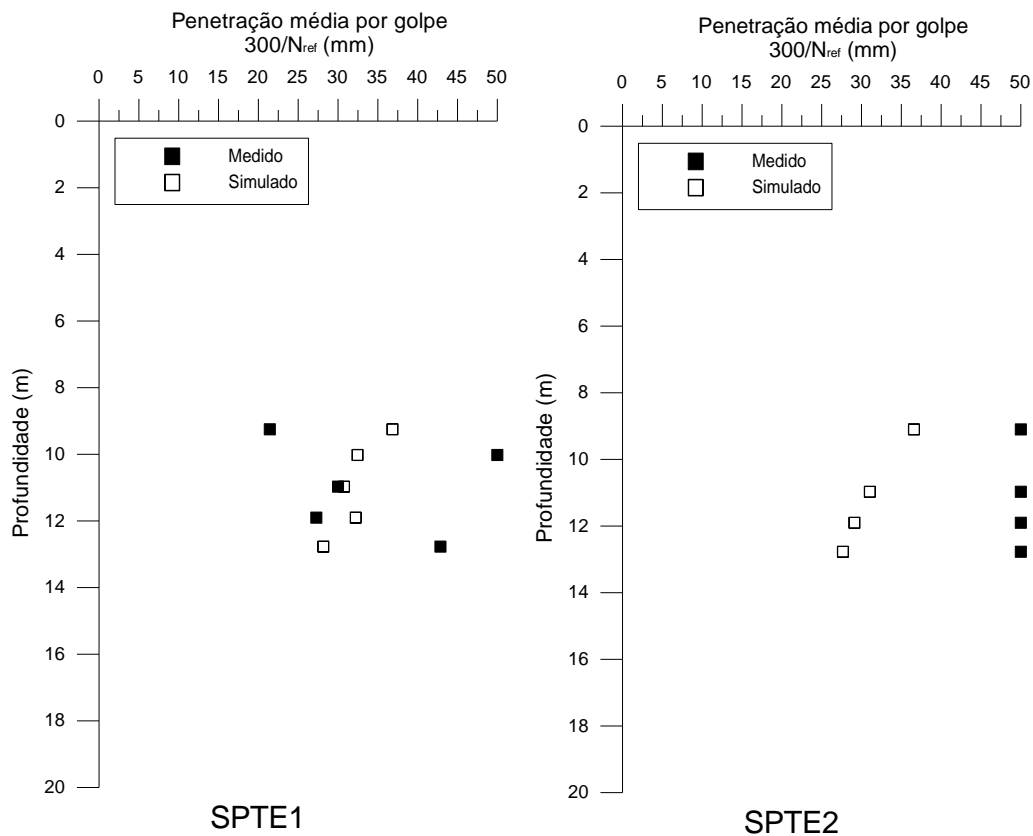


Figura 4.7: Simulação numérica de ensaios SPTE1 e SPTE2 - Massey Tunnel

Os dois perfis de ensaios SPT apresentam valores medidos distintos de resistência à penetração. O ensaio SPT1 apresenta N-SPT medidos correspondendo a 50 e 21mm de penetração média por golpe (N-SPT entre 6 e 14) enquanto que o ensaio SPT2 apresenta N-SPT correspondendo a 50 mm (6 golpes) nos 4m ensaiados. Esta variabilidade não é captada pelo modelo de reação desenvolvido, apresentando valores médios de penetração de mesma

ordem de magnitude que o perfil SPTE1, produzindo resultados não compatíveis com os valores de penetração medidos em campo no ensaio SPTE2⁵.

4.4 SAN PROSPERO

Jamilokowski & Lo Presti (2003) apresentaram resultados de ensaios SPT e ILPT executados no sítio San Prospero à margem do Rio *Po* cuja estratigrafia consiste basicamente em uma areia com pedregulhos com menos de 10% de finos. Neste local foram realizados ensaios SPT e ILPT com medições de energia através dos sinais força e velocidade no topo da composição de hastes. A Figura 4.8 apresenta os valores de índice de resistência à penetração N de ensaios SPT e ILPT assim do perfil prospectado como valores de velocidade de propagação de onda cisalhante (V_s) publicados por Jamilokowski & Lo Presti (2003).

A partir do valor de N -SPT publicado por Jamilokowski & Lo Presti (2003), estima-se através da solução de Skempton (1986)⁶ uma densidade relativa de 52% e através da solução de Bolton (1986)⁷ obtém-se um ângulo de atrito de pico 37° . O nível do lençol freático encontra-se à 2,0 m de profundidade.

Conforme procedimento descrito anteriormente, é possível simular estas medidas de penetração conhecendo-se a geometria do equipamento e as características do terreno. A Figura 4.9 apresenta a comparação entre a penetração média por golpe medida e simulada para os ensaios SPT e ILPT. Nesta figura, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

⁵ Valores de N -SPT constante com o grau de confinamento, conforme indica o perfil SPTE2, não representam resultados típicos de ensaios SPT uma vez que o índice de resistência à penetração tende a aumentar com o aumento do grau de confinamento.

⁶ $D_r = \left(\frac{N}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2}$, onde σ'_{vo} representa a tensão vertical efetiva *in situ*.

⁷ $\phi' = \phi'_{res} + \{3[D_r(10 - \ln p'_o) - 1]\}$, onde ϕ'_{res} representa o ângulo de atrito residual da massa e p'_o a tensão média octaédrica *in situ*.

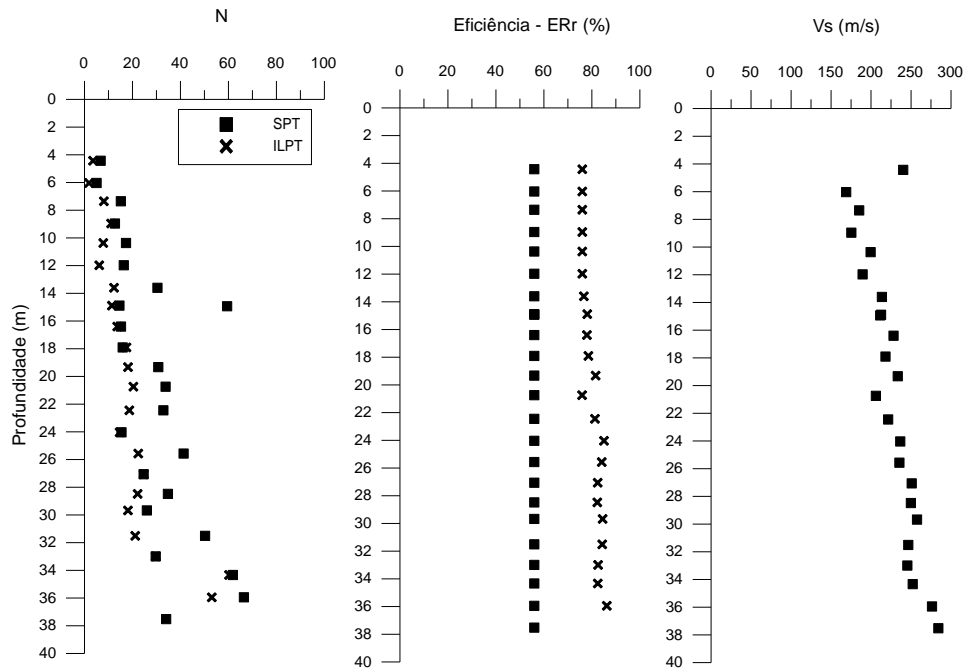


Figura 4.8: Propriedades de resistência de depósito arenosos do rio Po, Sítio San Prospero (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).

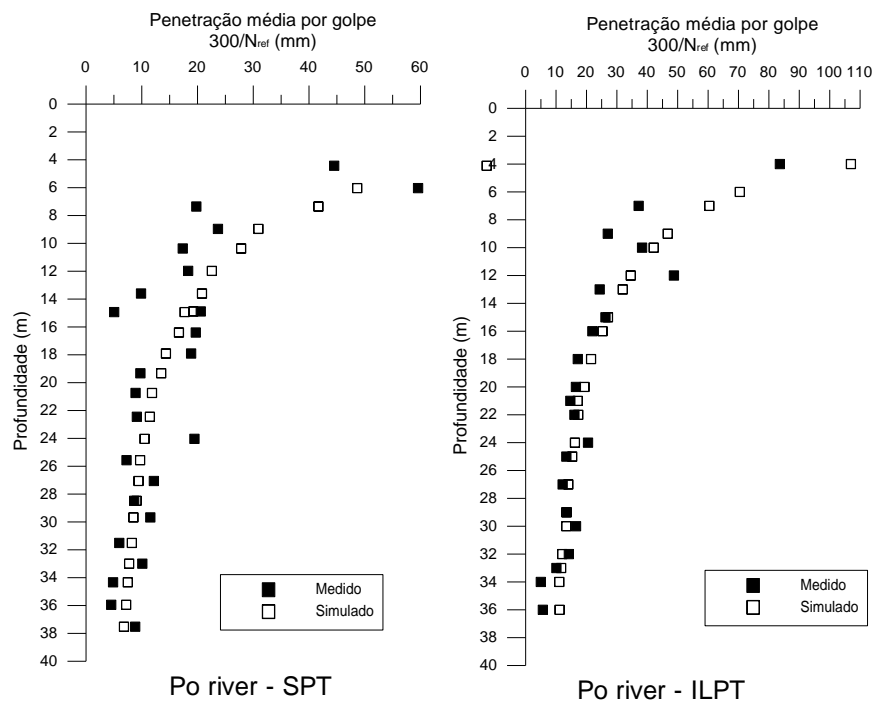


Figura 4.9: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – San Prospero

Observando a Figura 4.9 percebe-se que a simulação numérica reproduz com precisão a penetração média por golpe medida tanto de ensaios SPT quanto ILPT.

4.5 ESTREITO DE MESSINA, ITÁLIA

Uma completa campanha de caracterização do estreito de Messina, na Itália foi publicado por Jamilokowski & Lo Presti (2003). A campanha experimental compreendeu ensaios CPT, prova de carga em placa, ensaios dinâmicos SPT e ILPT com medida de energia além de alguns ensaios laboratoriais em amostras reconstituídas. Neste estudo foram simulados os ensaios SPT e ILPT executados em 3 perfis denominados *Sicilian Shore - Ancor Block*, *Sicilian Shore - Tower Foundation* e *Calabrian Shore - Tower Foundation*.

O sítio *Sicilian Ancor Block* compreende a formação pedregulhosa Messina (MGF) cuja estratigrafia é composta basicamente de pedregulhos e seixos rolados de matriz arenosa bem graduada com diâmetro médio (D_{50}) de 10mm e diâmetro máximo entre 80 e 100mm. Os pedregulhos são sub-arredondados ou achatados. Lentes de areias e de siltitos quartzosos são geralmente encontrados ao longo da profundidade.

Já os sítios *Sicilian Tower Foundation* e *Calabrian Tower Foundation* consistem em depósitos com estratigrafia composta de camadas areno-pedregulhosas com ocorrência ocasional de lentes de coloração marrom à preta e ricas de material orgânico. O lençol freático coincide com o nível do mar, estando a 2m de profundidade nas torres de fundação da Sicília e Calábria (*Sicilian Tower Foundation* e *Calabrian Tower Foundation*) e a 43m de profundidade no perfil do bloco de ancoragem na margem da Sicília (*Sicilian Ancor Block*).

As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 apresentam os valores de índice de resistência à penetração N de ensaios SPT e ILPT assim como valores de velocidade de propagação de onda cisalhante (V_s) publicados por Jamilokowski & Lo Presti (2003) para os sítios *Sicilian Ancor Block*, *Sicilian Tower Foundation* e *Calabrian Tower Foundation*, respectivamente. A partir dos valores publicados por Jamilokowski & Lo Presti (2003) de densidade relativa (D_r) e adotando a solução de Bolton (1986) estimam-se os valores de ângulo de atrito de pico dos perfis estudados. Estes valores são apresentados nas Figuras 4.10, 4.11 e 4.12.

A comparação entre os valores simulados e medidos em campo de penetração média por golpe é apresentada nas Figuras 4.13, 4.14 e 4.15 dos equipamentos SPT e ILPT (ver Tabela 4.1) para os perfis *Sicilian Ancor Block*, *Sicilian Tower Foundation* e *Calabrian Tower Foundation*. Nestas figuras, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

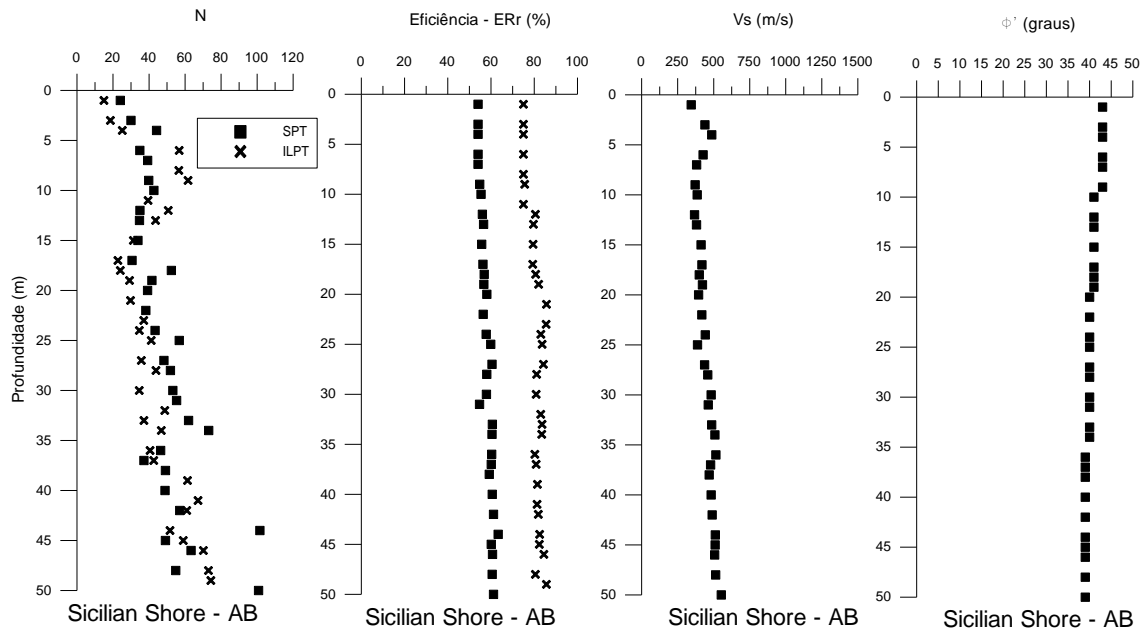


Figura 4.10: Propriedades de resistência do perfil Sicilian Ancor Block (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).

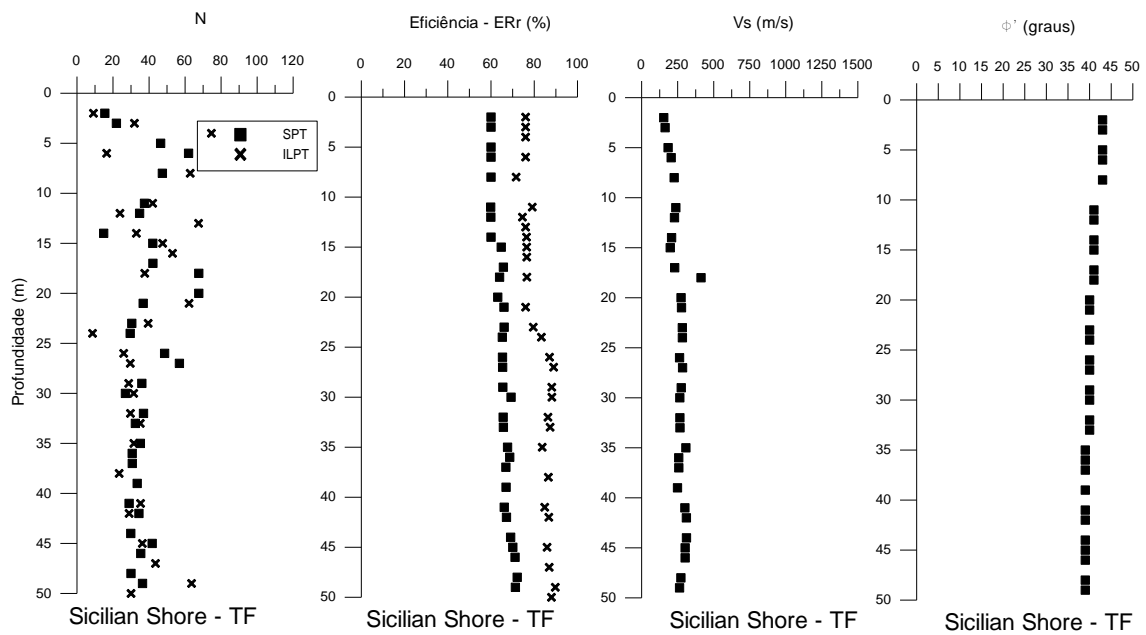


Figura 4.11: Propriedades de resistência do perfil Sicilian Tower Foundation (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).

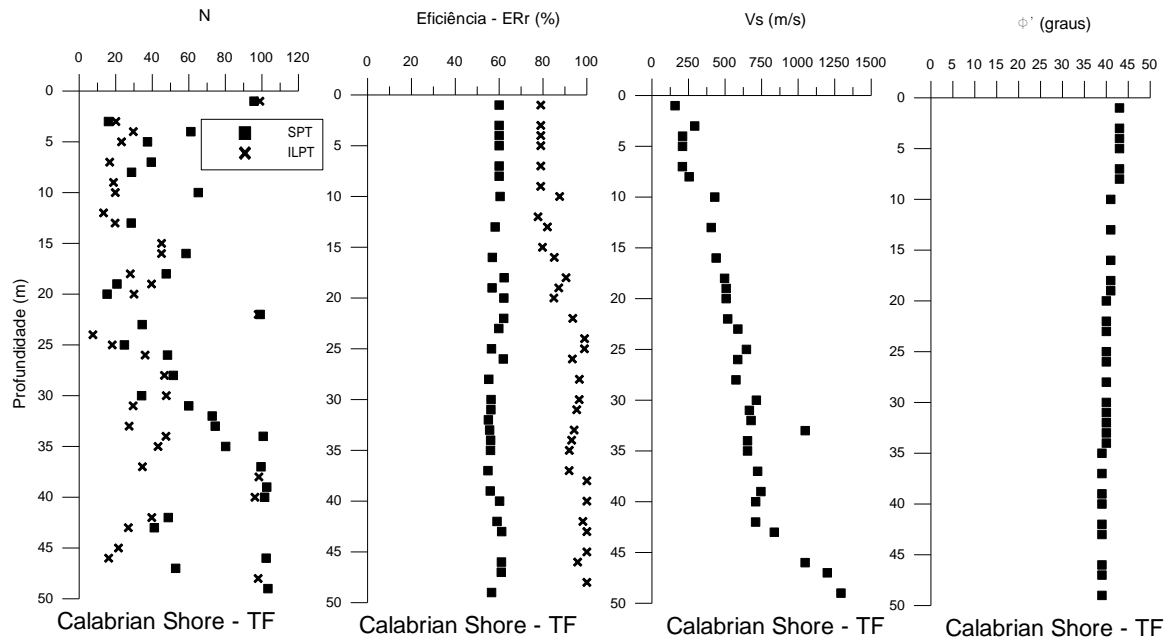


Figura 4.12: Propriedades de resistência do perfil Calabrian Tower Foundation (Jamilokowski & Lo Presti, 2003).

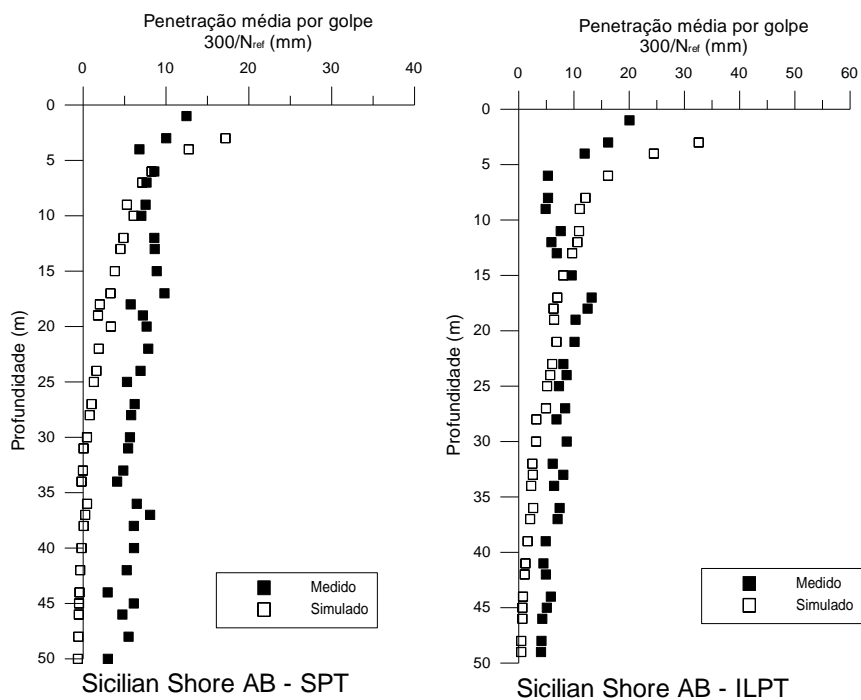


Figura 4.13: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – Sicilian Shore - Ancor Block

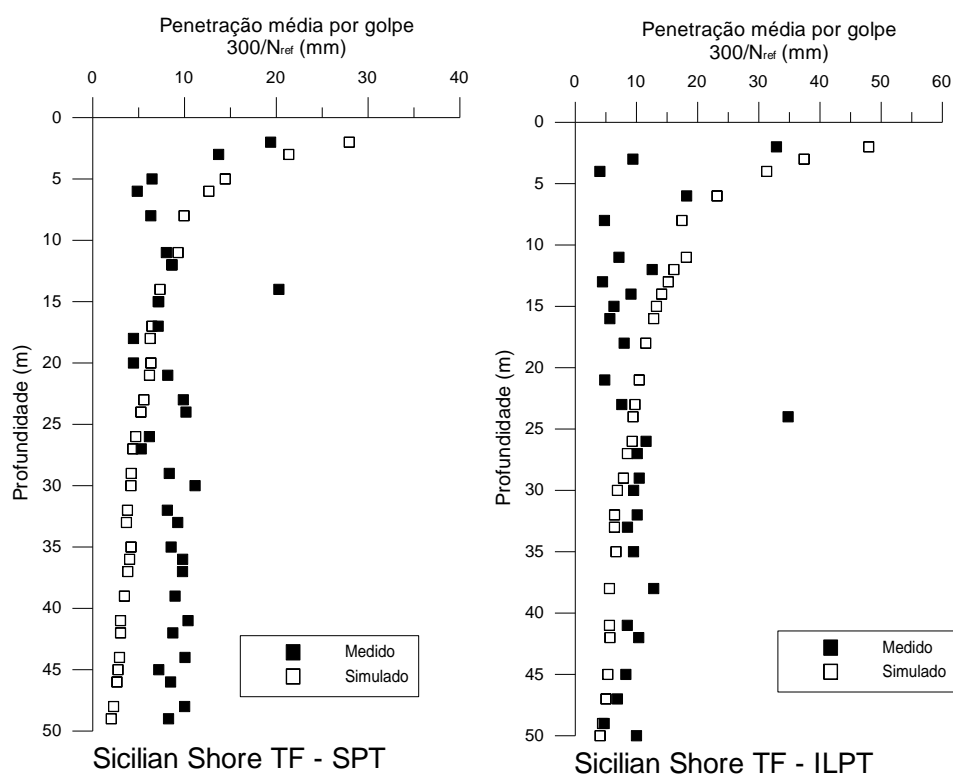


Figura 4.14: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – Sicilian Shore - Tower Foundation

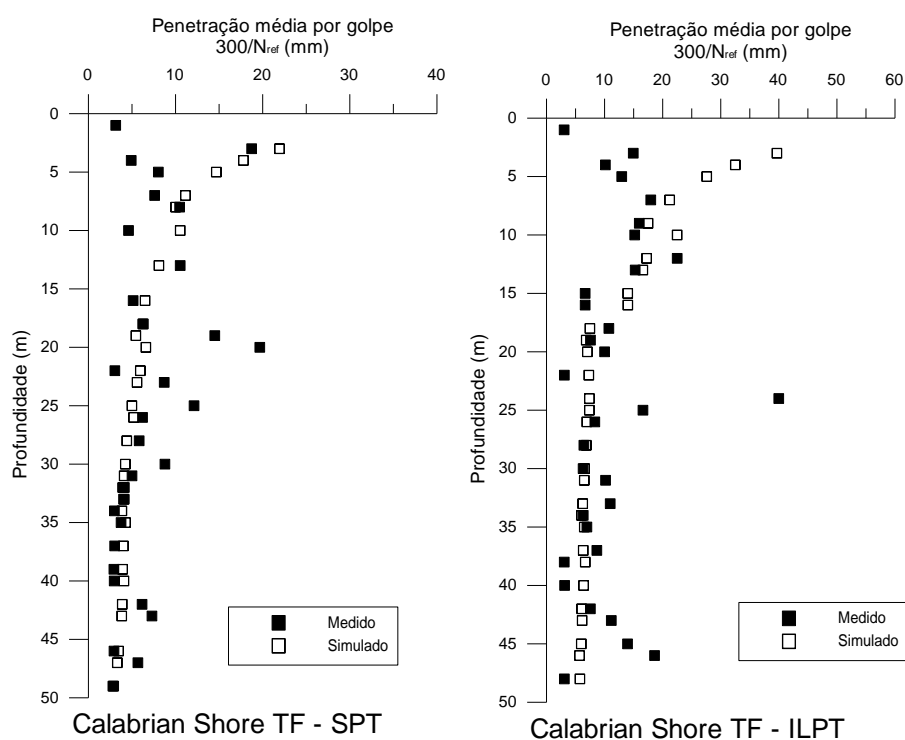


Figura 4.15: Simulação numérica de ensaios SPT e ILPT – Calabrian Tower Foundation

Observando as figuras percebe-se que a simulação numérica do ensaio SPT no perfil *Sicilian Shore - Tower Foundation* e dos ensaios ILPT e SPT no perfil *Sicilian Shore – Ancor Block*

Bianca de Oliveira Lobo (lobo_bianca@yahoo.com.br) Tese PPGEC/UFRGS 2009

resultou em penetrações inferiores às medidas em campo. A dispersão observada no perfil *Sicilian Shore – Ancor Block* pode ser atribuída ao elevado nível de tensão de confinamento deste material (nível do lençol freático à 43m de profundidade), o que induz à elevada resistência à penetração simulada. No sítio *Calabrian shore – Tower Foundation* as previsões do modelo são bastante precisas tanto para ensaios SPT quanto ensaios ILPT.

4.5 SÍTIO J-PITT

O sítio *J-Pitt* está localizado à noroeste das instalações do lago *Mildred* ao norte do estado de Alberta, no Canadá. Uma ampla investigação geotécnica foi realizada neste local durante o projeto *Canlex* (Robertson et al, 2000) e compreende em 4 ensaios SPT, 1 ensaio de cone dinâmico – DCPT, 37 ensaios CPTU, 4 ensaios CPTU com medida sísmica, 2 ensaios dilatométricos, 3 ensaios pressiométricos auto-perfurantes, 1 ensaio de carregamento ensaio de placa e 2 perfis geofísicos. A Figura 4.16 apresenta os resultados dos ensaios SPT e CPT de forma normalizada em função do grau de confinamento e energia publicados por Write et al. (2000).

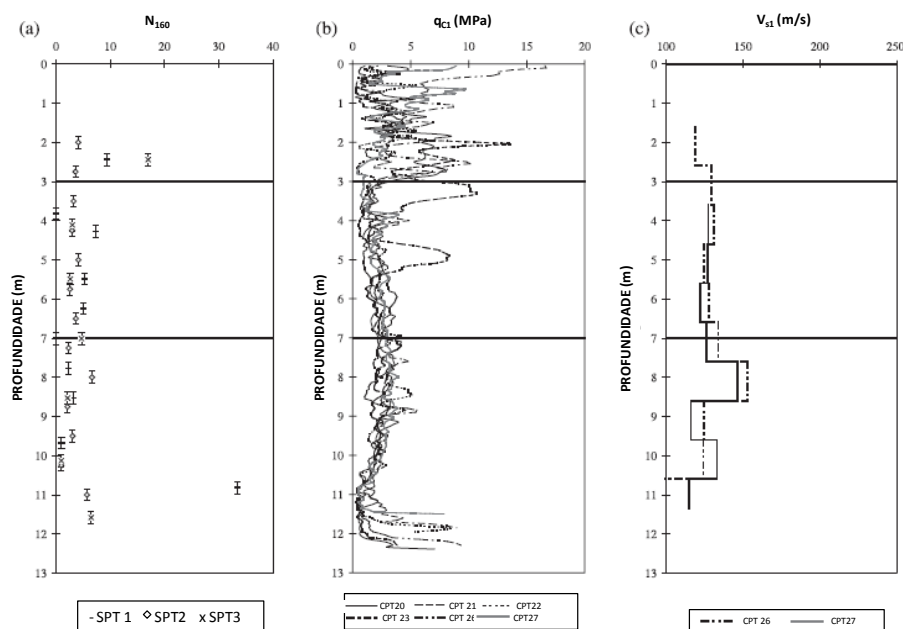


Figura 4.16: Parâmetros geotécnicos normalizados do sítio J-pitt: a) SPT; b) CPT e c) SCPTU (Write et al., 2000).

A estratigrafia local consiste em resíduos recentemente depositados oriundos da extração de mineral. Neste local foram retiradas amostras indeformadas, obtidas através de técnicas de

congelamento que, ensaiadas em laboratório forneceram as propriedades constitutivas dos depósitos. Com base nos ensaios triaxiais e sísmicos um ângulo de atrito de pico de $33,8^\circ$ e um módulo cisalhante à pequenas deformações (G_0) de 30MPa foram estimados. O nível do lençol freático encontra-se a 1,5m de profundidade.

Os ensaios SPT (SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4) foram executados em cotas entre 2,0 e 11,5 m de profundidade. Um martelo tipo *Safety* padronizado (peso 63,5kg) com uma altura de queda de 0,762m foi utilizado na cravação dos amostradores SPT no solo. O ensaio SPT4 foi executado somente nas profundidades de 7,0; 8,53 e 10,60 m nas quais foram realizadas medidas de energia, através do método F^2 . A energia média entregue ao sistema no ensaio SPT4 é de 55%. O valor de eficiência do golpe (ϵ) de 55% foi adotado como representativo dos perfis SPT1, SPT2 e SPT3.

Um cone de 57,2 mm de diâmetro com 60° de ápice foi cravado dinamicamente com um martelo tipo *Safety*, caindo de uma altura de queda 0,762 m e composição de hastes AW, comumente utilizados na execução dos ensaios SPT. O ensaio foi executado até a cota de 10m sem a necessidade de tubo de revestimento. Foi adotada a eficiência do golpe (ϵ) medida para o ensaio SPT4 de 55% como representativa deste conjunto de ensaios.

Inserindo as características geométricas dos equipamentos SPT e DCPT descritos e os parâmetros de resistência e rigidez do material prospectado é possível simular numericamente os ensaios executados. As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam a comparação entre os valores de penetração média por golpe medidos e simulados. Assim como nos casos anteriormente descritos, nestas figuras os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

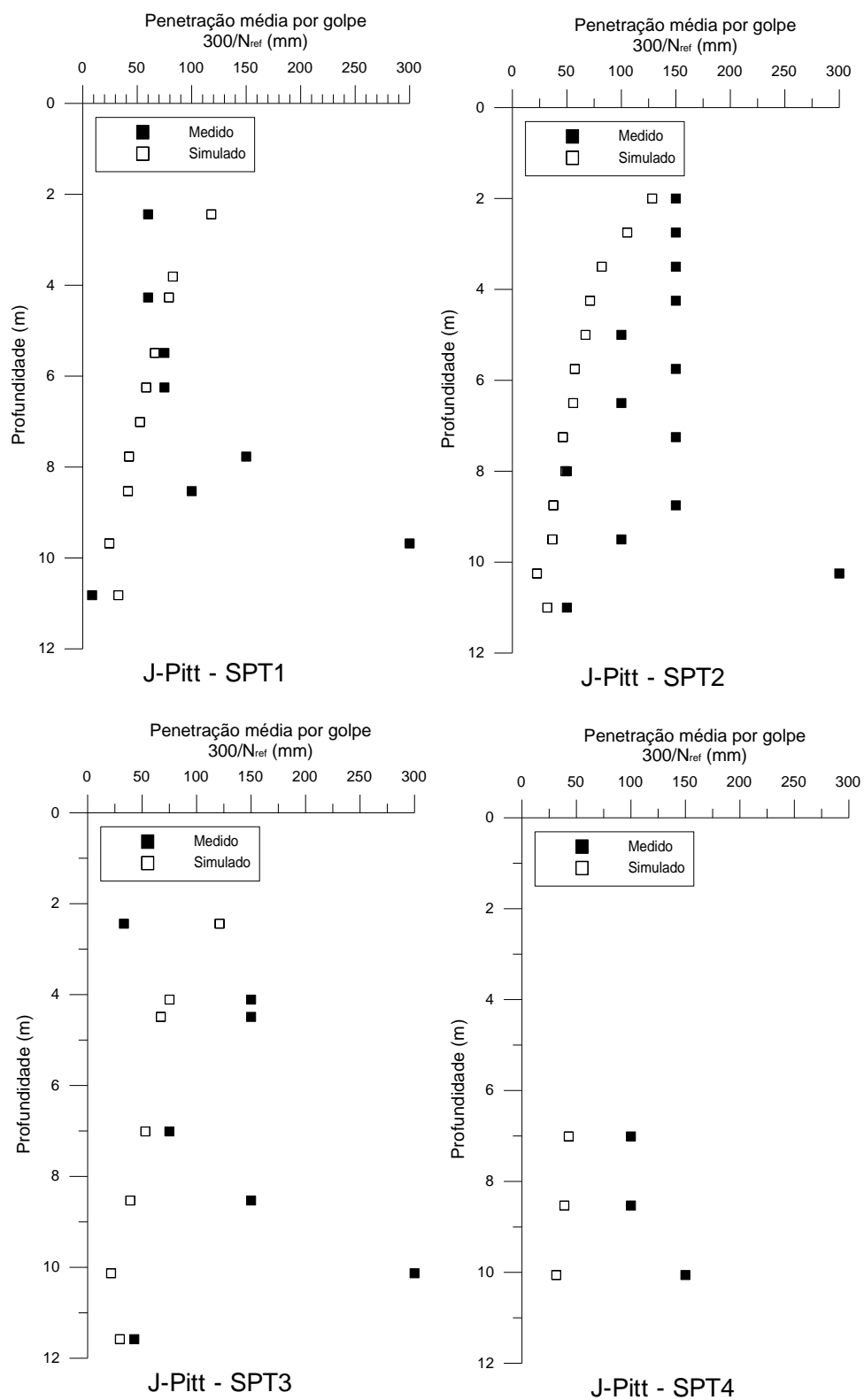


Figura 4.17: Simulação numérica dos ensaios SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4 – *J-Pitt*

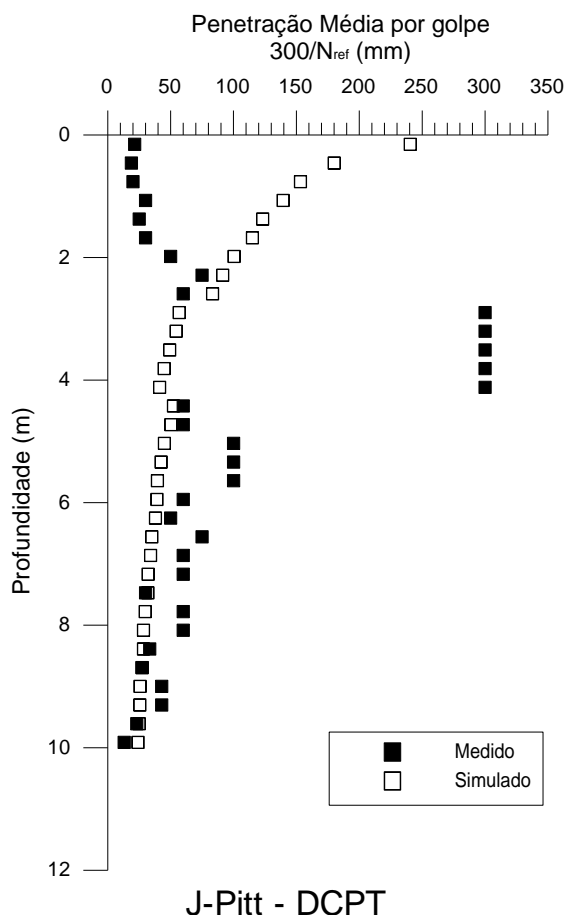


Figura 4.18: Simulação numérica do ensaio DCPT executado no sítio *J-Pitt*

Os valores de penetração simulados dos ensaios SPT resultam em valores inferiores aos valores medidos experimentalmente (ver Figura 4.17). Nos perfis SPT2 e SPT4, a diferença é mais pronunciada enquanto que, nos perfis SPT1 e SPT3, os valores simulados apresentam a mesma ordem de magnitude dos valores medidos. Cabe ressaltar que, os erros associados à medição de energia pelo método F^2 (ver item 2.6.1) na energia efetivamente consumida para cravar o amostrador colabora para a variabilidade entre os valores medidos e simulados. O método F^2 tende a subestimar a energia entregue à composição de hastes em solos de baixa resistência associado a hastes curtas de sondagem nos quais a contribuição dos golpes subsequentes é mais pronunciada (Odebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2005; Schnaid, 2005; Daniel, 2008; Cavalcante, 2002).

A simulação numérica de ensaios DCPT, apresentada na Figura 4.18, resulta em valores de penetração superiores aos medidos para penetrações de até 2m de profundidade. Entre 2,0 e 4,0 m de profundidade, os valores de penetração medida no cone dinâmico resultaram em

valores superiores aos simulados, não sendo esta captada pelo modelo devido à idealização do solo em única camada.

Em profundidades superiores a 4 m, os valores medidos e simulados de penetração média por golpe apresentam a mesma ordem de magnitude, com ligeira tendência de subestimativa das simulações. No entanto cabe ressaltar, o caráter preliminar de simulações numérica de ensaios de cone dinâmico. Particularidades como o atrito lateral mobilizado ao longo da composição de hastes devem ser exploradas para um melhor entendimento dos mecanismos de reação mobilizado durante estes ensaios.

4.6 MILDRED LAKE

A lagoa de sedimentação *Mildred* vem sendo utilizada pela empresa *Synchrute Canada Ltda* para a deposição tanto de rejeitos finos quanto grosseiros. Neste estudo analisa-se a célula n° 24 onde há predominância de deposição de materiais grosseiros entre 35 e 40 m de profundidade.

Neste local foram executados 2 ensaios SPT entre as profundidades 27 e 43m (SPT1 e SPT2) e 5 ensaios de piezocone, sendo 4 deles com medida sísmica. Com base nos valores publicados e interpretando-se as informações contidas do relatório do projeto *Canlex* adotou-se um valor de ângulo de atrito de pico de 34°. A Figura 4.19 apresenta estes ensaios de forma normalizada em função da energia⁸ e do grau de confinamento⁹ – $N_{1,60}$ (Write et al, 2000).

Os ensaios SPT foram executados com martelos distintos, porém ambos do tipo *Safety*, com massa padrão de 63,5 kg, operados com corda e sistema de acionamento tipo “*cathead*” e um conjunto de composição de hastes AW com massa linear de 2,18 kg/m. Os ensaios foram executados com medida de energia através dos métodos F^2 e FV, resultando em valores

⁸ A normalização de ensaios SPT a partir da energia entregue ao amostrador é proposta por Seed et (1985)

relacionando a energia aplicada no ensaio com a energia de referência de 60% da energia teórica $N_{60} = N \left(\frac{ER_r}{0,60} \right)$

médios de 66% de eficiência. Os resultados das simulações são apresentados na Figura 4.20, na qual são comparados os valores de penetração média por golpe medidos e simulados. Nesta figura, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

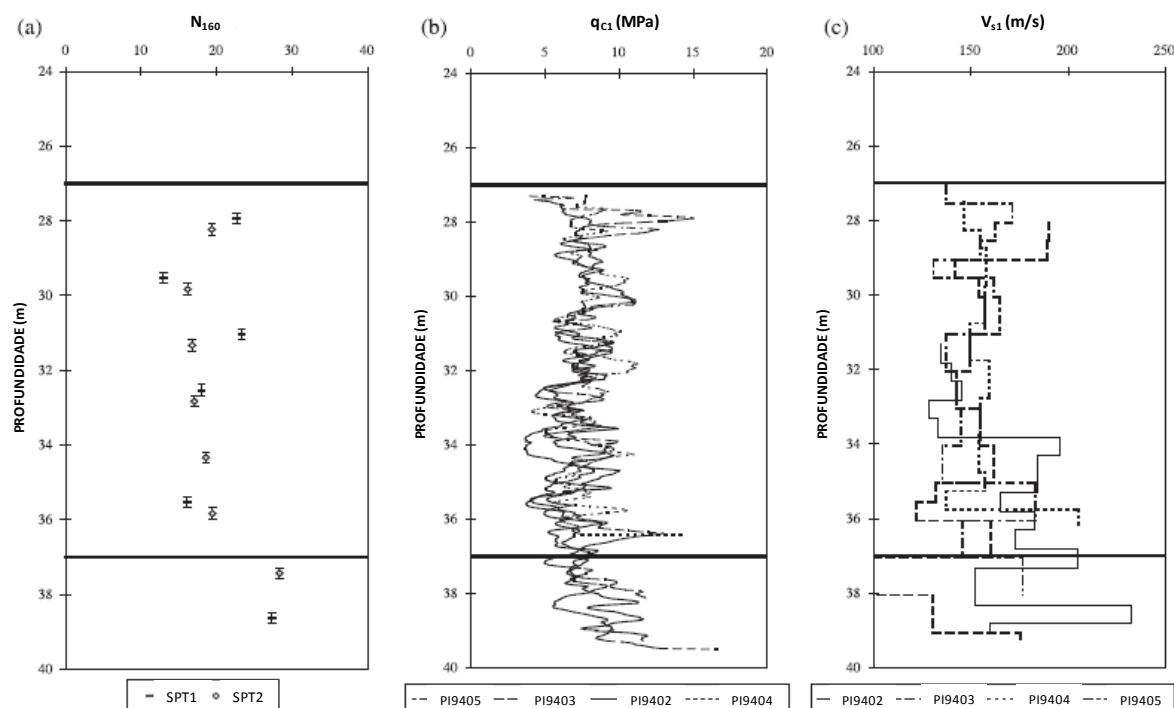


Figura 4.19: Ensaios SPT e SCPTU normalizados: a) N_{160} , b) q_{ci} ; c) V_{s1} (Write et al, 2000).

⁹ Reconhecendo que a resistência à penetração aumenta linearmente com o grau de confinamento Skempton (1986) sugere a correção do índice de resistência à penetração N_{60} em função do grau de confinamento como:

$$N_{1,60} = C_N \cdot N_{60}$$

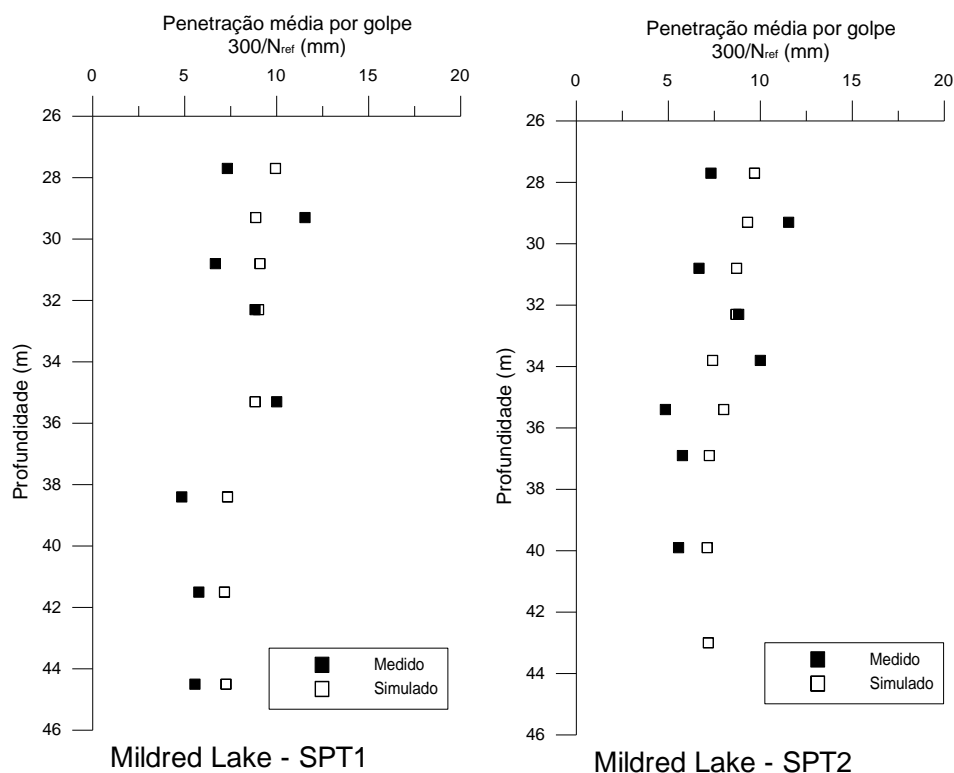


Figura 4.20: Penetração média por golpe medida versus prevista – *Mildred Lake*

Observando a Figura 4.20 percebe-se que a simulação numérica dos ensaios SPT1 e SPT2 produz previsões acuradas de penetração de média por golpe para estes perfis, embora sem capturar a dispersão observada *in situ*.

4.7 HVC MINE

Na mina *Highland Valley Copper (HVC)* foi executada a fase IV do projeto *Canlex*, no qual o montante de dois lagos de sedimentação tiveram suas propriedades geotécnicas determinadas através de ensaios de campo e laboratório. A mina HVC localiza-se no centro do estado da *British Columbia*, ao sul da cidade *Kamloops*, no Canadá. Dois locais foram avaliados, sendo o primeiro uma lagoa deposição antiga, denominada *Highmond Dam*, e o segundo uma lagoa de sedimentação em operação denominada *LL Dam*. O lago de montante da *LL Dam* é um depósito recente de materiais ciclados enquanto que o lago da montante de *Highmond Dam* compõe-se de materiais não ciclados, depositados por longo período. Nos dois locais foram executados ensaios pressiométricos auto-perfurantes, ensaios de piezocone com medida

sísmica, geofísica e retiradas amostras indeformadas e deformadas de grande diâmetro. O lençol freático encontra-se a 2,1m no lago *LL Dam* e 4,0m de profundidade na *Highmond Dam*.

As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam os resultados dos ensaios SPT e SCPT de forma normalizada em função do grau de confinamento e energia, publicados por Write et al (2000) para os sítios *LL Dam* e *Highmond Dam*, respectivamente.

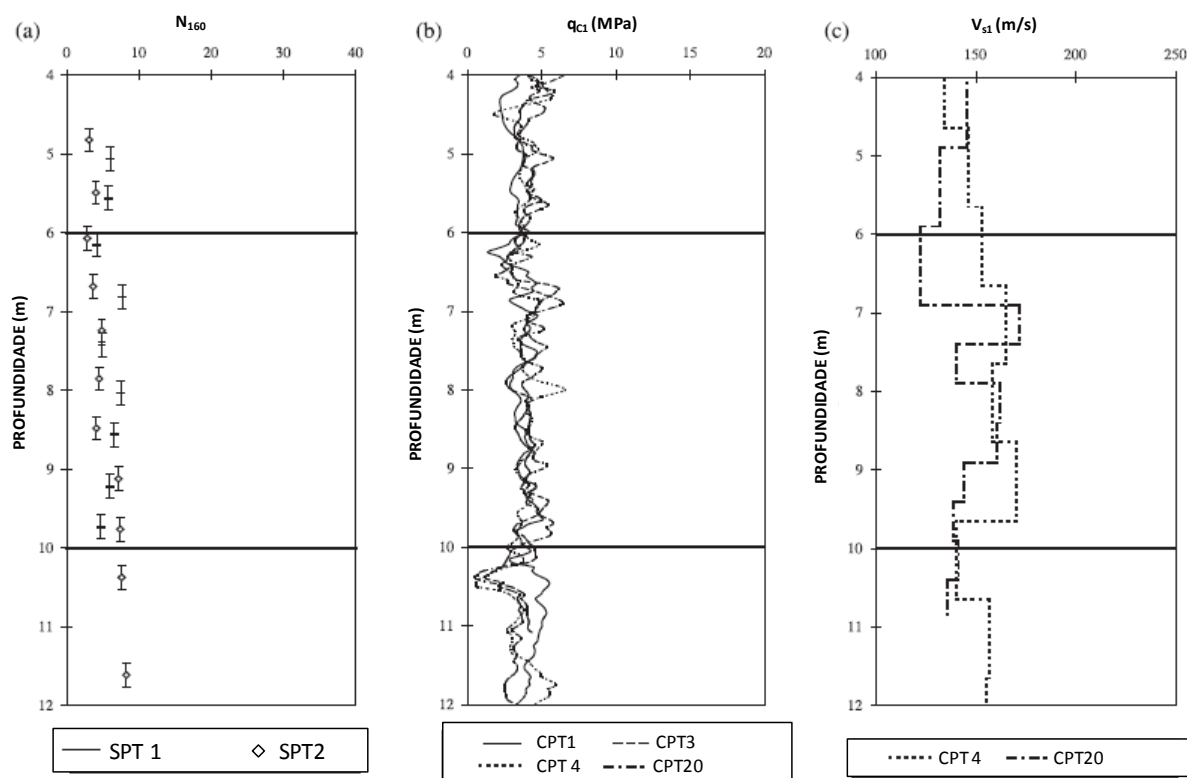


Figura 4.21: Ensaios SPT e SCPTU normalizados: a) N₁₆₀, b) q_{1t}; c) V_{s1} – LL Dam (Write et al, 2000).

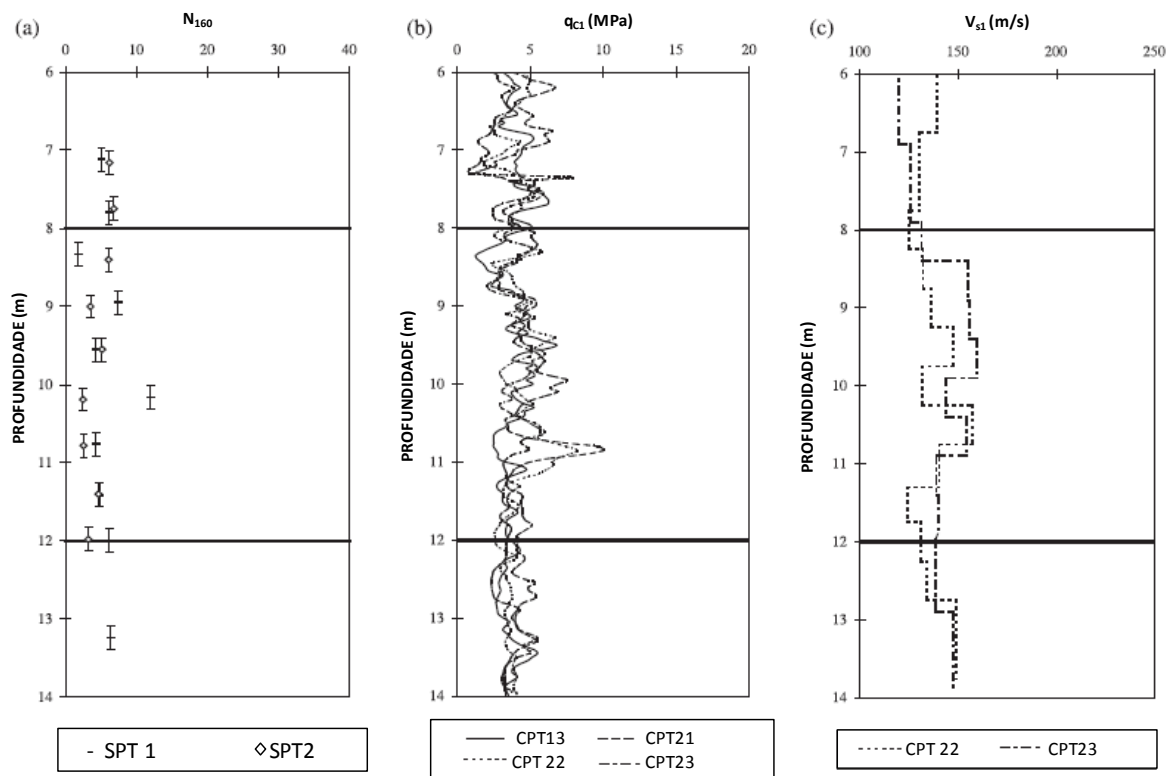


Figura 4.22: Ensaios SPT e SCPTU normalizados: a) N_{160} , b) q_{1t} ; c) V_{s1} – Highmond Dam (Write et al, 2000)

Write et al. (2000) caracterizou a camada alvo do projeto *Canlex* do sitio *LLDam* como apresentando uma densidade relativa de 40,3%, um parâmetro de estado $\psi = -0.007$ para um solo com 8% de finos. Já no sitio *Highmond Dam*, os ensaios realizados resultaram uma densidade relativa de 37,4%, um parâmetro de estado $\psi = -0.023$ e 10% de porcentagem de finos. Considerando um ângulo de atrito no estado crítico de 30° e adotando-se a solução de Bolton (1986) para a estimativa do ângulo de atrito de pico, determinou-se para o sitio *LL Dam* um valor de $\phi' = 33^\circ$ e para o sitio *Highmond Dam* $\phi' = 32,5^\circ$. A partir dos valores publicados de velocidade de propagação da onda cisalhante (V_{s1}) estimou-se um módulo cisalhante à pequenas deformações de 37MPa e 35MPa para os sitios *LL Dam* e *Highmond Dam*, respectivamente.

Em ambos os locais, os ensaios SPT foram executados com hastes tipo AW, martelo *Safety* com corda de sisal e sistema “cathead” operado $2\frac{1}{4}$ voltas. Medidas da energia entregue ao solo foram obtidas através do método F^2 , resultando em valores médios de 57%.

As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam a comparação entre os valores de penetração média por golpe medidos e simulados para os dois perfis estudados. Nestas figuras, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

Os valores de penetração medidos apresentam dispersão considerável. Apesar desta dispersão, a simulação numérica dos ensaios executados resultou em valores sub-estimados de penetração média por golpe.

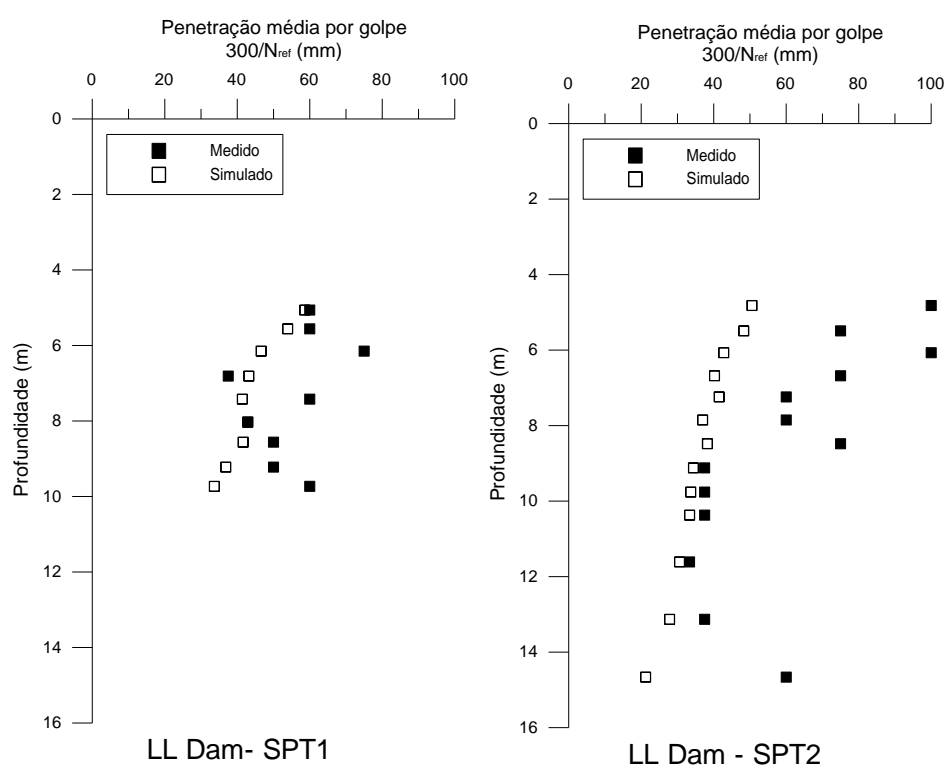


Figura 4.23: Simulação numérica de ensaios SPT1 e SPT2 – LL Dam

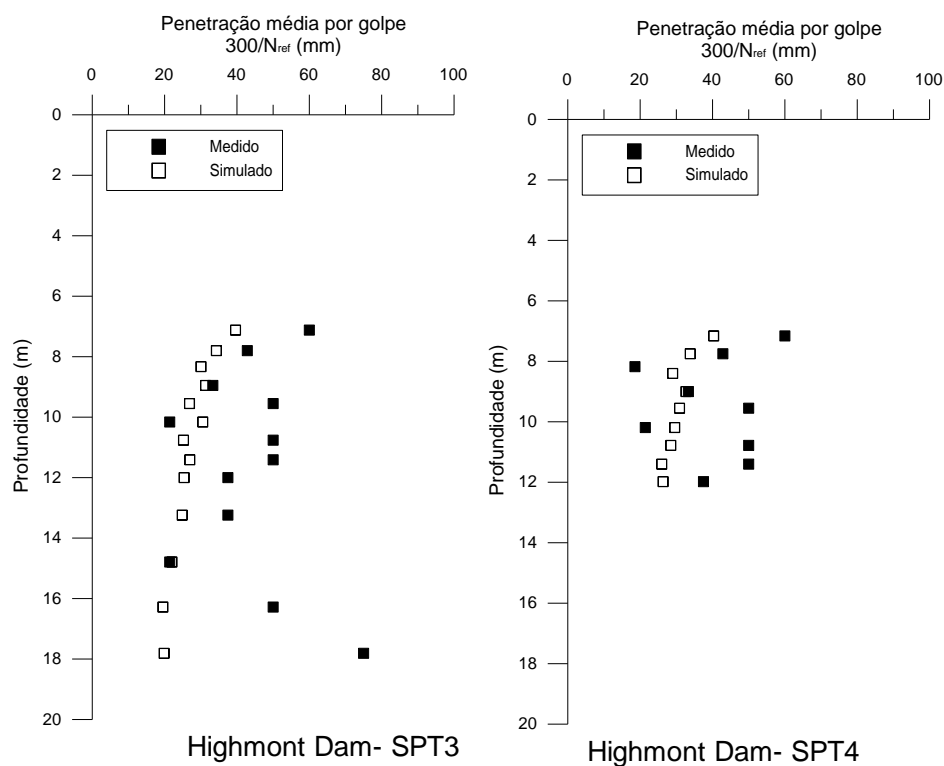


Figura 4.24: Simulação numérica de ensaios SPT3 e SPT4 – Highmond Dam

4.8 SÍTIO UDESC

Nas instalações da Universidade do Estado de Santa Catarina (*UDESC*) na Cidade de Joinville, SC foi executada uma campanha de ensaios dinâmicos compreendendo 3 furos de sondagem SPT executados com sapata cortante e ponta cônica (Dalla Rosa, 2008) e 2 perfis de ensaios de piezocone com medida sísmica (SCPTU). A Figura 4.25 apresenta os resultados dos ensaios SCPTU e SPT executados no local. Este conjunto de resultados é distinto dos demais por ter sido realizado em um depósito residual. Porém o material caracterizado como silto-arenoso apresenta uma matriz predominantemente friccional que permite interpretação das medidas de penetração através da abordagem proposta.

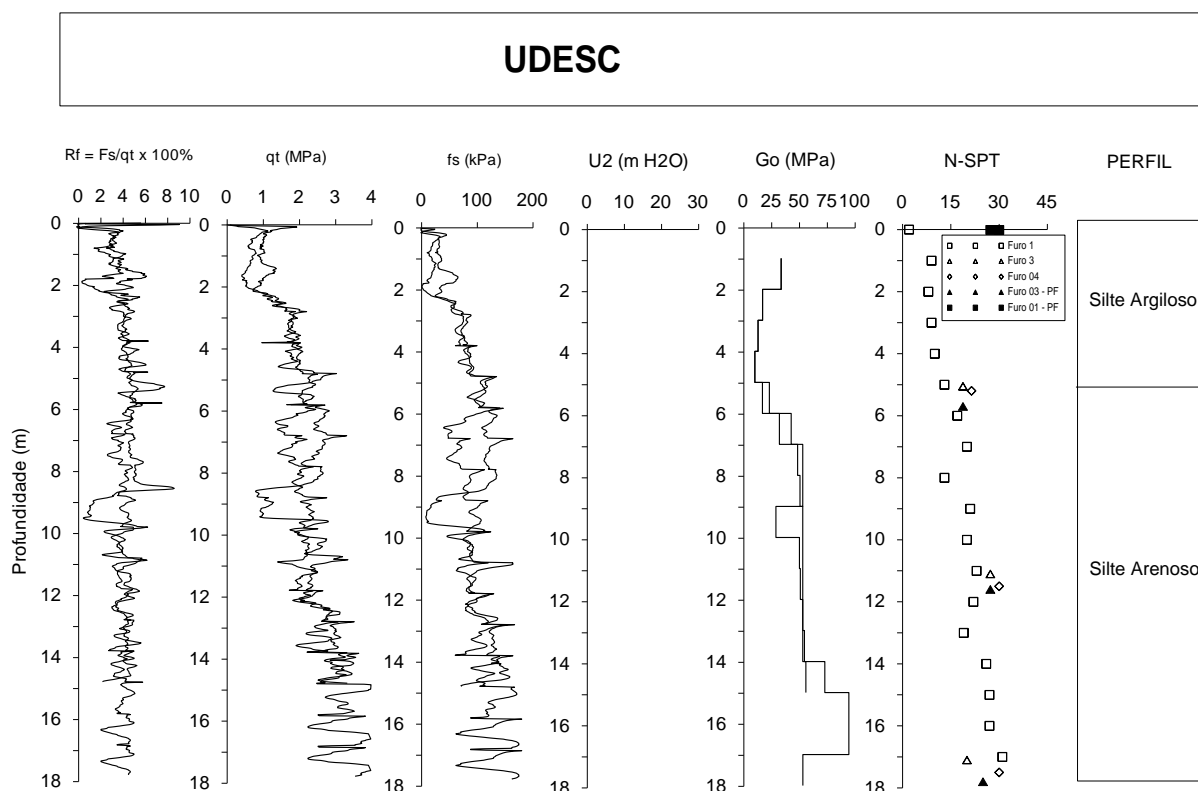


Figura 4.25: Resultados dos ensaios SCPTU e SPT executados no sítio UDESC (Dalla Rosa, 2008).

Os ensaios SPT foram executados conforme as prescrições da NBR 6184/2001 com martelos de 65Kg de massa, altura de queda de 75cm, hastes do tipo AWJ (seção transversal de 4.1 cm²) e amostrador padronizado, com diâmetro externo de 51 mm e interno de 35 mm. Nos ensaios executados com ponta fechada, foi retirada a sapata cortante tradicional do amostrador e acoplada uma ponteira cônica de mesmo diâmetro externo que o corpo do amostrador e 60° de ápice. O equipamento e o procedimento da equipe executora da sondagem SPT com corda de sisal teve sua eficiência aferida por Odebrecht (2003). Desta forma, adotou-se o valor de eficiência de 76% como representativo destes ensaios (Odebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2005; Schnaid 2005).

O furo de sondagem SPT01 foi executado até a cota de 17m de profundidade enquanto que os furos SPT03 e SPT 04 foram executados somente nas profundidades de 5, 11 e 17 m. Nos furos SPT01 e SPT03 foi executada a cravação dinâmica do amostrador SPT de ponta fechada nas profundidades de 5,5; 11,5 e 17,5m. A partir dos resultados nos ensaios CPTU estimou-se um ângulo de atrito de 38° como representativo do comportamento deste estrato. O nível do

lençol freático encontra-se a 4,75m de profundidade. Um módulo cisalhante à pequenas deformações variando entre 20 e 80MPa foram adotados na presente simulação.

A Figura 4.26 apresenta a comparação entre a penetração média por golpe medida e simulada para os ensaios executados convencionalmente (amostrador de ponta aberta) e com ponta fechada. Nesta figura, os símbolos fechados representam a penetração média por golpe medida em campo e os símbolos abertos os resultados da simulação numérica.

Observando a Figura 4.26 percebe-se que para baixos níveis de confinamento o modelo apresenta tendência de superestimar a penetração medida em campo. Com o aumento do grau de confinamento, a simulação numérica dos ensaios SPT produz valores de penetração consistentes. Em contrapartida, a simulação numérica dos ensaios SPT executados com amostrador de ponta fechada resulta em previsões satisfatórias nas profundidades de 5 e 11m porém, observa-se tendência de sub-estimativa para tensões confinantes elevadas, conforme observado na simulação dos ensaios executados à 17m de profundidade.

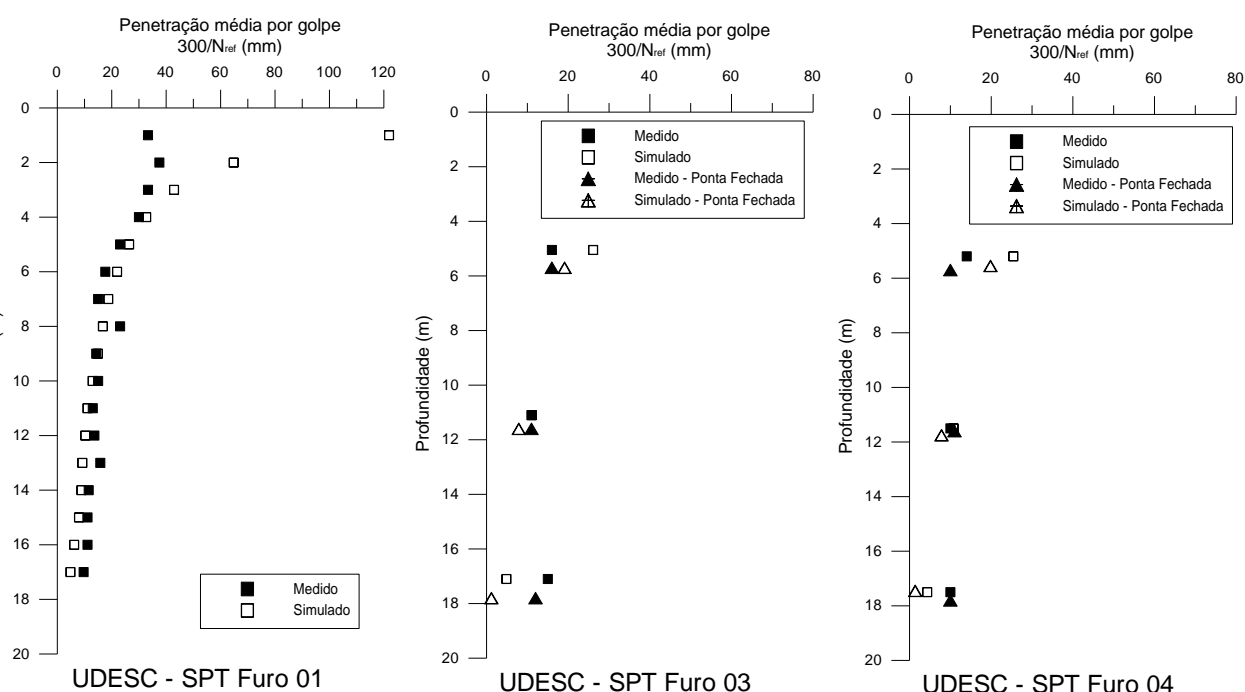


Figura 4.26: Penetração média por golpe medida versus simulada – UDESC

4.9 AREIAS JAPONESAS

Mimura (2003) publicou um estudo caracterizando depósitos de areias naturais japonesas a partir de ensaios de cone CPT, SPT e ensaios triaxiais realizados com amostras indeformadas obtidas através da técnica de congelamento do solo. Foram avaliados 4 depósitos arenosos às margens do rios *Yodo*, *Natori*, *Tone* e *Edo*, no Japão.

O depósito arenoso do rio *Yodo* é composto por uma camada argilosa de 3 a 4m de espessura seguida por areia fina entre as profundidades 4 e 9,5m sobreposta à uma camada de areia-argilosa de granulometria fina até a profundidade 26m. Ensaios de microscopia indicaram que mais de 90% dos grãos deste estrato são compostos por quartzo, feldspato e mica.

O depósito do rio *Natori* constitui-se de areias de granulometria fina à média sobrepostas por lentes de material argiloso. Valores de N-SPT crescentes com a profundidade até a profundidade de 8m são observados, seguido por camada com índice de resistência à penetração constante de 30 golpes. Análises de microscopia mostram que aproximadamente 75% dos grãos são compostos por quartzo, feldspato e mica.

No rio *Tone*, é composto por um depósito de areia fina com valores de N-SPT crescente com a profundidade. Em profundidades inferiores à 8m, valores de N-SPT superiores à 30 golpes são típicos devido à presença de fragmentos de rochas. Ao contrário dos depósitos *Yodo* e *Natori*, no depósito do rio *Tone*, os fragmentos de rocha são dominantes enquanto que os componentes graníticos (quartzo, feldspato e mica) não predominam na composição dos grãos. Já, o depósito do rio *Edo* é composto basicamente por camadas argilosas a siltosas depositadas próximas à superfície, sobrepostas a um depósito arenoso limpo de 2,5m de espessura, com valores de N-SPT típico de 10 golpes. Devido ao aumento da parcela fina do solo, a camada inferior à areia pura possui valores de N-SPT reduzidos. A partir da profundidade de 8m, areia densa e pedregulhos são encontrados com valores típicos de N-SPT entre 25 e 30 golpes.

A Figura 4.27 apresenta os perfis N-SPT dos depósitos *Yodo*, *Natori*, *Tone* e *Edo* publicados por Mimura (2003) enquanto que a Tabela 4.2 apresenta as propriedades físicas destes depósitos obtidas a partir de ensaios triaxiais publicado.

Tabela 4.2: Propriedades dos depósitos arenosos japoneses *Yodo*, *Natori*, *Tone* e *Edo* (Mimura, 2003).

Local	Yodo	Yodo	Yodo	Natori	Tone	Edo
Profundidade da amostra (m)	8,0 - 8,30	10,7 - 11,0	12,55 - 12,85	8,1 - 8,4	7,05 - 7,6	3,7 - 4,0
σ'_o (kPa)	98	117,7	137,3	83,3	80,4	49
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kPa)	405	396,1	496,7	388,3	355,9	103,4
E_{50} (MPa)	30,3	26,2	34,7	35,5	27,3	19,2
Φ' (graus)	42,4	38,4	39,1	40,9	41,7	39,7
Ψ (graus)	23,7	17,5	13	22,7	29,3	21,4
$V_{\varepsilon=15\%}$ (m/s)	5,5	3,2	2,5	4,1	5	4,3
e_{max}	1,054	0,883	0,921	1,167	1,33	1,227
e_{min}	0,665	0,569	0,567	0,765	0,775	0,812

Na simulação numérica dos ensaios SPT utilizou-se como representativo os valores de ângulo de atrito obtidos com os ensaios triaxiais realizados a partir de amostras indeformadas. Na estimativa do módulo cisalhante à pequenas deformações, utilizou-se a equação:

$$G_o = C \cdot e^{-x} \cdot p'_o{}^n \cdot p_a{}^{1-n} \quad (4.1)$$

onde e é o índice de vazios do solo, p'_o a tensão média octaédrica do solo e p_a a pressão atmosférica (100 kPa), para coeficientes médios de $C = 710$, $n = 0,5$ e $x = 1,3$, conforme sugerido por Lo Presti et al (1997). Valores de eficiência típica de ensaios SPT executados conforme a prática Japonesa de 76% foram adotados na simulação numérica (Seed et al., 1985).

Inserindo as características geométricas dos equipamentos de sondagem SPT descritos e as propriedades de resistência e deformabilidade do perfil de solo apresentado, é possível simular numericamente os ensaios descritos. A Figura 4.28 apresenta a comparação entre a penetração média por golpe medida e simulada para os ensaios SPT executados nos sítios *Yodo*, *Natori*, *Tone* e *Edo*. Observando a figura, percebe-se que nos sítios *Natori* e *Edo* a simulação numérica resulta em valores superestimados de penetração com tendência à redução com o aumento do grau de confinamento do material. Em contrapartida, nos sítios *Yodo* e *Tone* as simulações reproduzem de forma satisfatória as penetrações medidas em campo.

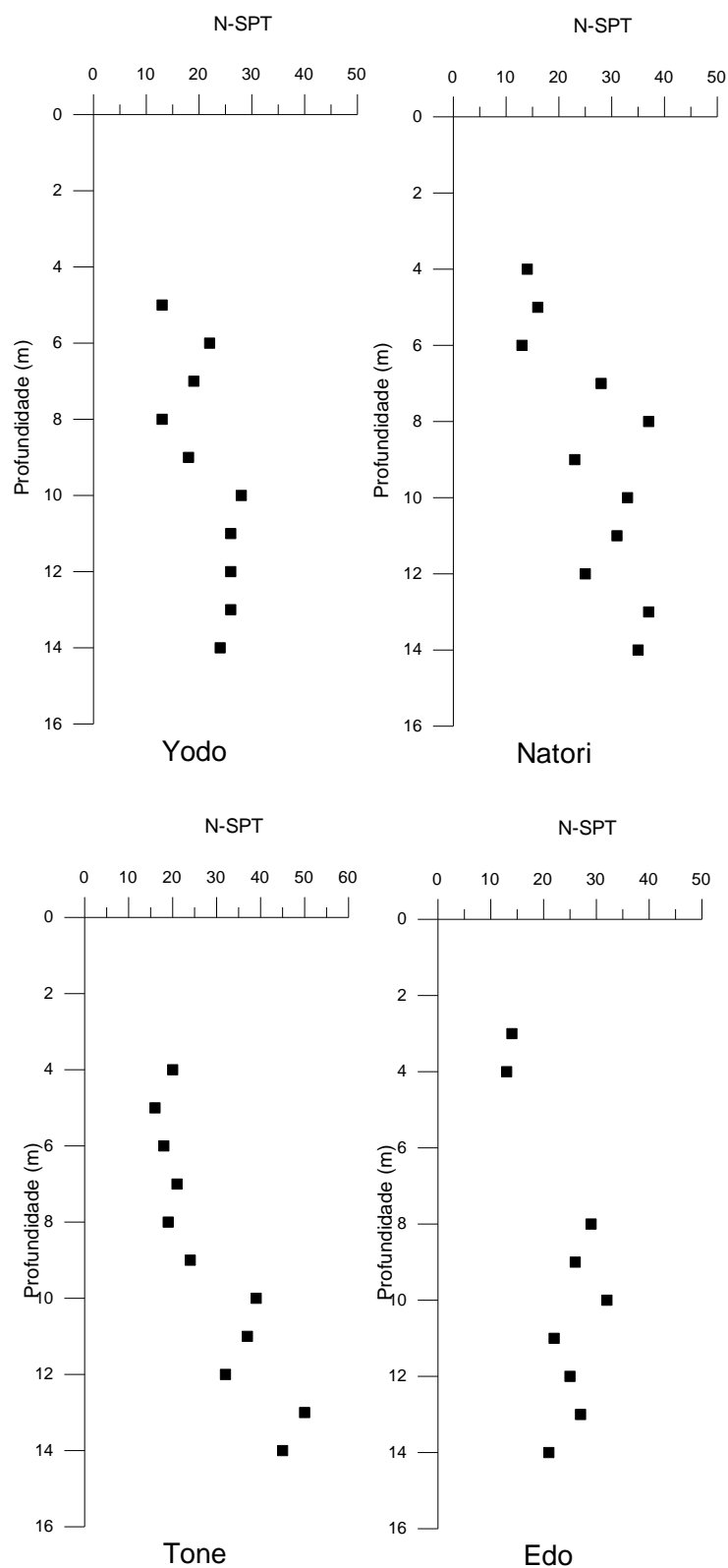


Figura 4.27: Perfis N-SPT dos depósitos Yodo, Natori, Tone e Edo (Mimura, 2003).

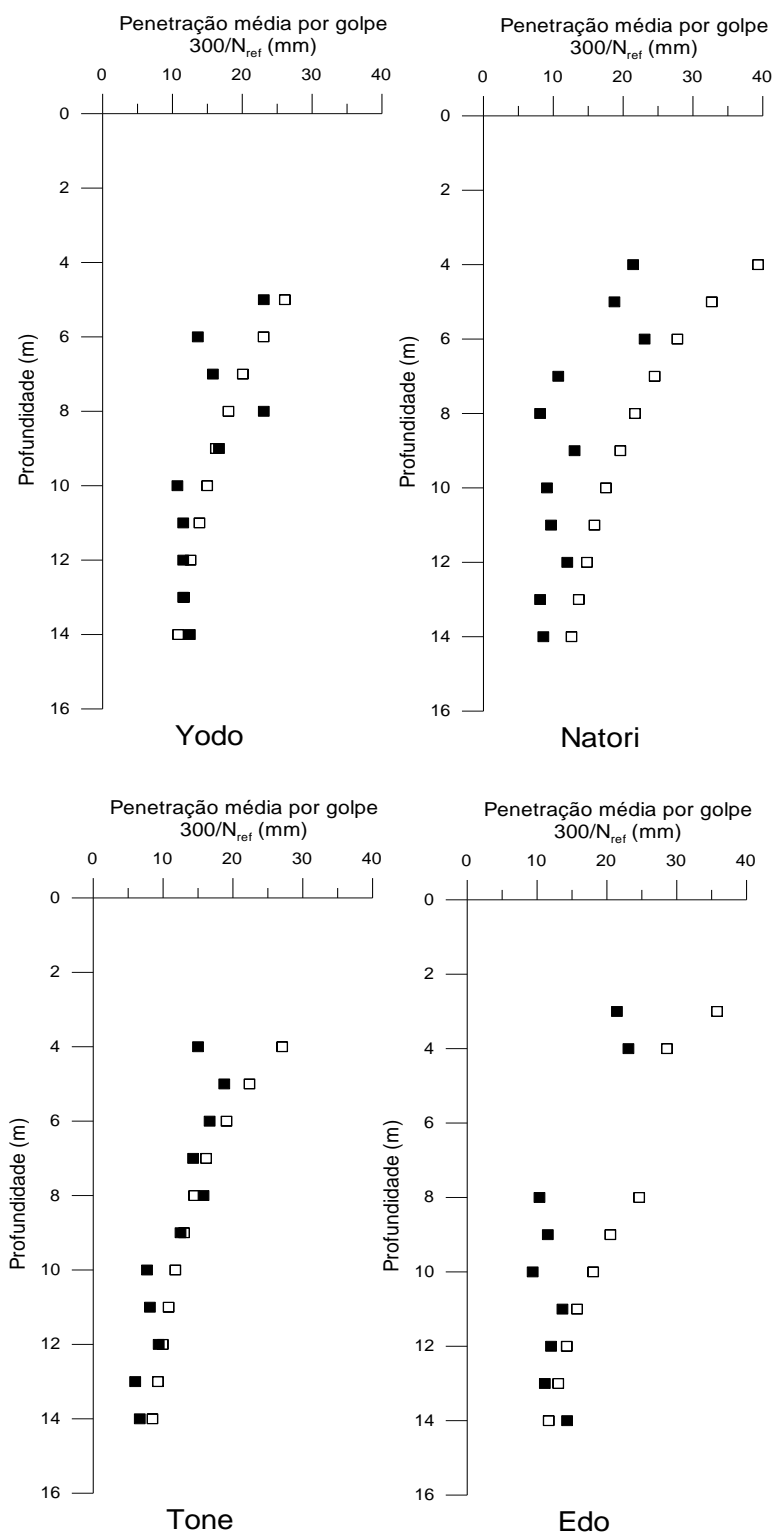


Figura 4.28: Penetração média por golpe medida versus simulada – Areias Japonesas.

4.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado um conjunto de estudos de casos objetivando avaliar o modelo de simulação numérica desenvolvido na presente pesquisa. Os coeficientes adotados no modelo a partir de calibração realizada no campo experimental *Patterson Park* foram testados em vários depósitos granulares ao redor do mundo como forma de validação do modelo numérico.

De modo geral, as simulações produzem resultados de penetração média por golpe comparáveis aos valores medidos experimentalmente em ensaios de dinâmicos com distintos tamanhos e configurações. Perfis isolados dos sítios Kidd2 (SPT/E), Massey Tunnel (SPTE2) e os sítios J-pitt e *Sicilian Shore - Anchor Block* apresentaram resultados divergentes das penetrações medidas.

Apesar da dispersão nos resultados e imprecisões localizadas, conclui-se do estudo de casos realizado que o modelo de simulação numérica consegue captar os mecanismos de reação de amostradores SPT e LPT em solos arenosos, pedregulhosos e de solos residuais friccionais. As previsões de penetração média por golpe são, em todos os casos analisados, da mesma ordem de grandeza dos valores medidos, encorajando o uso do método e dos modelos constitutivos a ele associados no estudo dos fenômenos de interação produzidos pela penetração dinâmica de amostrador no solo. Uma vez que o mecanismo de reação do solo é reproduzido, pode-se utilizar a rotina de simulação numérica em duas aplicações práticas:

- a) na avaliação dos fatores que influenciam no índice de resistência à penetração e seus efeitos nos sinais de força, velocidade e energia transferida ao solo a partir de uma série de simulações numéricas. Esta abordagem é apresentada no Capítulo 5;
- b) na estimativa da resistência ao cisalhamento do solo, utilizando na rotina um modelo inverso que, a partir da penetração medida, determina o ângulo de atrito representativo do perfil avaliado. Esta abordagem é apresentada no Capítulo 6.

5. ANÁLISE DOS FATORES QUE AFETAM O ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo realiza-se uma série de simulações objetivando avaliar os fatores que determinam o índice de resistência à penetração (N) através de sinais de força e velocidade tipicamente obtidos por instrumentação, assim como sua influência no mecanismo de transferência de energia para o solo.

Dentre os fatores que afetam o índice de resistência à penetração, foram avaliadas a compactidade do solo, a eficiência do golpe, a geometria do martelo, a seção transversal e comprimento da composição de hastes. Por fim, serão avaliadas as diferenças entre ensaios SPT executados de acordo com a prática Brasileira e Norte Americana. Estas análises visam colaborar para o entendimento de questões como a padronização de ensaios SPT e a utilização de valores de referência de energia de 60% (N_{60}).

5.2 A COMPACIDADE DO SOLO

Existe uma quantidade significativa de estudos relacionados à penetração do amostrador SPT no solo, tanto de natureza experimental quanto teórica. Com o avanço das técnicas de instrumentação e modelagem numérica, é possível reconhecer as limitações de várias abordagens propostas, que são revisadas nesta tese no intuito de interpretar ensaios de penetração dinâmica de forma racional.

Bosscher & Showers (1987) apresentaram uma análise mostrando que a resistência do solo influencia o valor da onda de tensão que viaja no sistema, ocasionando diferenças na energia entregue ao solo computada através do método F^2 . Em perfis resistentes, quando a onda de

tensão atinge o solo, ocorre a sua reflexão como uma onda de compressão, o que ocasiona uma maior energia contabilizada. Perfis pouco resistentes produzem ondas refletidas com sinal oposto à velocidade de partícula (ondas de tração) reduzindo a energia contabilizada pelo método F^2 , utilizado por Bosscher & Showers (1987).

A maior crítica ao trabalho de Bosscher & Showers (1987), de natureza teórica refere-se à utilização do método F^2 na avaliação da energia transferida ao solo. Atualmente, é reconhecida a limitação desta metodologia na estimativa de energia e sua integração até o tempo $2L'/c$ (tempo no qual a onda cisalhante gerada pelo golpe do martelo retorna ao topo da composição de hastes). Perfis fofos necessitam tempo maior que $2L'/c$ para consumir toda a energia que viaja no sistema, contabilizando uma energia reduzida entregue ao solo. A conclusão obtida por Bosscher & Showers (1987), sugerindo que perfis resistentes consomem maior energia durante a cravação do amostrador que solos de baixa resistência, está associada à limitação do método F^2 e não deve ser relacionada ao mecanismo de resistência à penetração do solo.

Howie et al (2003) relatou que a compactidade do solo determina a magnitude da onda refletida nos sinais de força e velocidade. Em perfis de elevada resistência é possível observar picos nos sinais de velocidade seguidos por quedas abruptas enquanto que, em solos de moderada resistência, a velocidade de partícula se mantém alta todo o tempo, devido à maior velocidade de penetração do amostrador no solo.

Neste escopo, avaliam-se os efeitos da compactidade do solo nos sinais de força, velocidade e na energia entregue ao amostrador. Com este objetivo foram simulados três perfis hipotéticos de solo denominados A, B e C combinados com composições de haste AW de 3, 6 e 18m de comprimento cravados por um martelo tipo *Safety* com eficiência do golpe de 60%. Os três perfis simulados apresentam os seguintes parâmetros de entrada:

- Solo A: representa uma areia fofa com um ângulo de atrito interno (ϕ') de 32° , um módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) de 40MPa referente a uma tensão vertical efetiva de 100kPa. Estes parâmetros de entrada produzem um índice de resistência à penetração ($N_{1,60}$) em torno de 5 golpes.
- Solo B: representa uma areia de compactidade média com um ângulo de atrito interno (ϕ') de 38° , um módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) de 60MPa para

uma tensão vertical efetiva de 100kPa. Estes parâmetros de entrada resultam um índice de resistência à penetração ($N_{1,60}$) em torno de 15 golpes.

- Solo C: representa uma areia densa com um ângulo de atrito interno (ϕ') de 43° , um módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) de 180MPa para uma tensão vertical efetiva de 100kPa. Estes parâmetros de entrada produzem um índice de resistência à penetração ($N_{1,60}$) em torno de 28 golpes.

A Figura 5.1 apresenta os efeitos da compactidade do solo nos sinais de força, velocidade multiplicada pela impedância da haste e energia entregue ao solo para uma composição de hastes de 18m.

Da Figura 5.1 é possível observar que os efeitos da compactidade do solo são evidentes a partir da primeira onda de tensão refletida. A magnitude da energia transferida pela primeira onda de tensão refletida advém da diferença entre a energia inicialmente entregue ao amostrador e a energia consumida pelo solo no primeiro ciclo de penetração do amostrador. Penetrações em solos fofos (solo A) consomem menor energia por ciclo de carregamento devido à reduzida força de reação do solo, enquanto que perfis densos (solo C) reagem com força de elevada magnitude, produzindo ondas refletidas de menor intensidade. Este efeito foi também observado por Howie et al (2003) e Bosscher & Showers (1987) em perfis de solos com distintas resistências à penetração.

Da Figura 5.1c observa-se que solos com distintas resistências à penetração apresentam diferenças nos mecanismo de transferência de energia ao solo. O número de ciclos necessários ao consumo da energia que viaja no sistema martelo-haste-amostrador está intrinsecamente relacionado à resistência do perfil avaliado. Em perfis pouco resistentes, as ondas refletidas são de grande intensidade, que retornam ao sistema com energia suficiente para provocar a penetração do amostrador em ciclos subseqüentes de carregamento. Em contra-partida, a penetração em perfis resistentes, caracterizados pela reduzida energia contida em ciclos de carregamento secundários, produz condições desfavoráveis para que ciclos subseqüentes de carregamento atinjam a elevada energia necessária para produzir a penetração do amostrador.

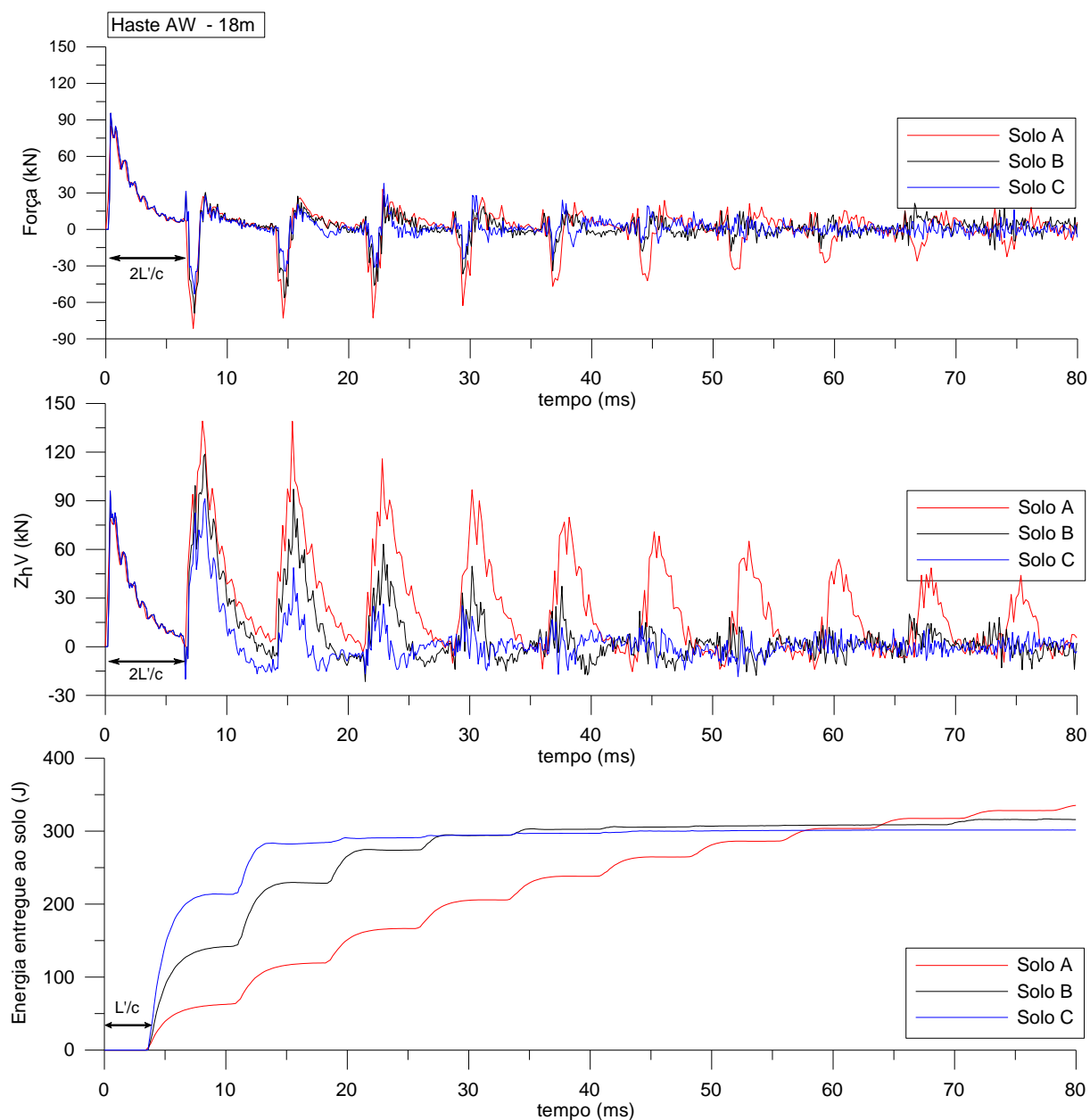


Figura 5.1: Efeito da compacidade do solo- composição de hastes AW de 18m: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste AW localizada à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.

No estágio final de penetração, perfis fofos (solo A) absorvem mais energia do que estrados densos (solo C). A energia adicional entregue ao solo está relacionada com a contribuição da energia potencial gravitacional do sistema martelo-haste-amostrador que a combinação entre a penetração permanente do amostrador e o sistema de cravação são capazes de produzir (Odebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2005; Schnaid et al, 2007). Solos fofos caracterizam-se por

elevados valores de penetração por golpe (baixos valores de N) que produzem uma maior contribuição da energia potencial do sistema.

A contribuição da energia potencial gravitacional da composição de hastes e do martelo foi avaliada através de duas metodologias tipicamente utilizadas na estimativa da energia entregue ao solo: ER_r (*Energy Rod Ratio*) e ER_v (*Energy Velocity Ratio*).

A energia ER_r (*Energy Rod Ratio*) é estimada a partir da razão entre a energia potencial teórica (475J) e a integração dos sinais de força e velocidade medidos do topo da composição de hastes, conforme expressa a equação 5.1.

$$ER_r = \frac{\int_{t=0}^{t=\infty} F \cdot V \cdot dt}{M_m \cdot g \cdot H} \quad (5.1)$$

A ER_v (*Velocity Energy Ratio*) é contabilizada a partir da razão entre a energia potencial teórica (475J) e a velocidade de impacto do martelo (V_o) medida no instante do impacto (Daniel, 2008), conforme apresenta a equação 5.2.

$$ER_v = \frac{M_m \cdot v_o^2}{2 \cdot M_m \cdot g \cdot H} \quad (5.2)$$

onde F e V representam valores de força e velocidade medidos no topo da composição de hastes, t o tempo de integração, M_m a massa do martelo e H a sua altura de queda. A metodologia ER_r tipicamente computa a energia cinética e potencial do martelo enquanto que, ER_v contabiliza a energia entregue ao solo somente pela parcela da energia cinética do martelo no instante do impacto.

As metodologias apresentadas foram comparadas com valores simulados de energia entregue ao solo oriundos da presente rotina de simulação numérica, que contabiliza a energia entregue ao solo como a soma da energia cinética do martelo no instante do impacto e as energias potenciais do martelo e composição de hastes consumidas durante a cravação do amostrador (Odebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2005; Schnaid et al, 2007). A Figura 5.2 apresenta a comparação entre os métodos de estimativa da energia entregue ao solo ER_r e ER_v com a energia simulada pelo presente modelo, denominada *Energia*. Desta figura é possível observar que em solos fofos, a contribuição da energia potencial do martelo e composição de hastes é importante e, dependente do comprimento da composição. Quanto maior o comprimento da

composição de hastes, maior é a contribuição da energia potencial devido ao incremento de massa da composição. A parcela de energia potencial não computada pelos métodos ER_r (que não considera a contribuição da energia potencial da composição de hastes) e ER_v (que não computa a contribuição energia potencial gravitacional do martelo e composição de hastes) produz erros de 5 a 20% na estimativa da energia entregue ao solo. Em perfis de compacidade média a densa (solos B e C), a contribuição da energia potencial tanto da composição de hastes quanto do martelo tende a diminuir, produzindo erros na estimativa da energia entregue ao solo pelas metodologias ER_r e ER_v menores que 10%.

Desta forma, conclui-se que a contribuição da energia potencial do martelo e composição de hastes produz efeitos significativos em solos de baixa resistência associados a composições de hastes longas. Em estratos resistentes, a contribuição da energia potencial não produz grandes variações na energia efetivamente entregue ao solo, o que permite a utilização na prática dos métodos ER_r e ER_v na estimativa da energia entregue ao solo.

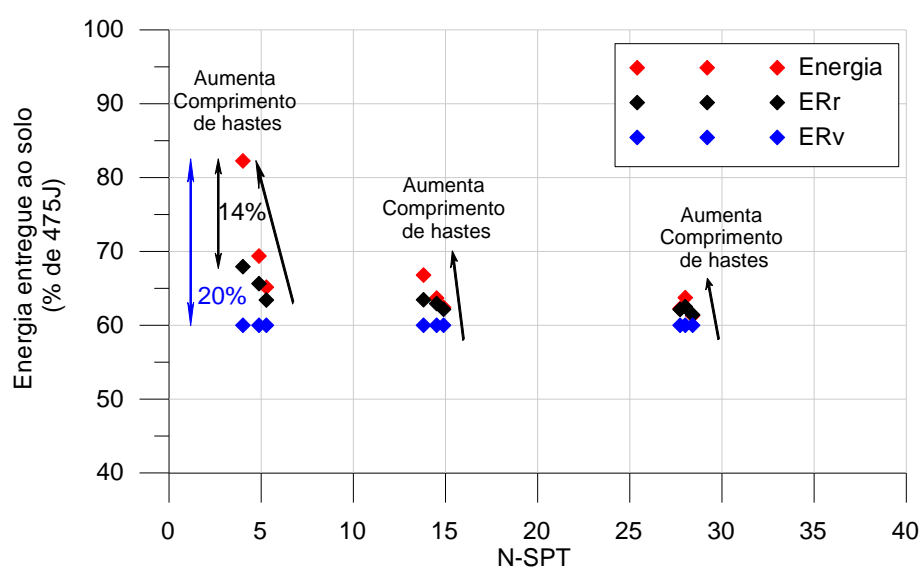


Figura 5.2: Comparação entre os métodos ER_r , ER_v e $Energia$ na estimativa da energia entregue ao solo.

5.3 A INFLUÊNCIA DO MARTELO

Existem vários tipos de martelos sendo utilizados na cravação do amostrador SPT, cujas características podem diminuir ou aumentar a eficiência dos ensaios. De modo geral, os

martelos utilizados na prática podem ser divididos em três grandes grupos: os de queda deslizante com corda sobre roldana, os de queda livre e os automáticos. Os martelos automáticos (e.g. *Tombi*) são bastante utilizados no Japão e na China, os de queda livre são geralmente utilizados em países europeus (e.g. *Pilcon*, *Borros*, *Dando*), enquanto os de queda com corda e tambor em rotação (e.g. *Safety* e *Donut*) são utilizados na América do Norte (Cavalcante, 2002; Seed et al, 1985; Kovacs e Salomoni, 1994). No Brasil é muito comum o uso de martelo operados manualmente, do tipo *pino-guia* com corda de sisal deslizando sobre roldana fixa. Na Figura 5.3 apresentam-se os martelo tipo *Safety*, *Donut* e *Pino-guia*. A influência do martelo na energia dinâmica incidente sobre a composição de hastes é tradicionalmente traduzida pela eficiência do sistema, conforme apresentado na Tabela 5.1.

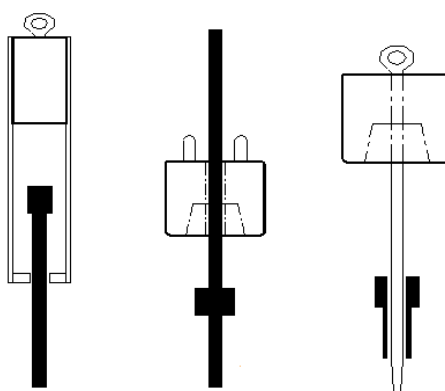


Figura 5.3: Martelos tipo Safety, Donut e Pino-guia.

Tabela 5.1: Variação da eficiência da energia transferida à composição de hastes de acordo com as práticas de diferentes países (Diversos Autores, *Apud* Cavalcante, 2002).

País	Martelo	Mecanismo operacional	Eficiência (%)
Brasil	pino-guia	manual	72 - 76
	automático	queda livre	60
	donut	manual	55
China	donut	manual	50
Colômbia	donut	cathead	50
Japão	donut	tombi	78 - 85
	donut	cathead (2 voltas)	65-67
Ingraterra	automático	queda livre	73
EUA e Canadá	safety	cathead (2 voltas)	55-60
	donut	cathead (2 voltas)	45
Venezuela	donut	cathead	43

À luz da variabilidade de geometria e sistemas de acionamento dos martelos utilizados na prática de ensaios SPT, avaliam-se os efeitos do martelo em função eficiência do golpe do martelo (ε_g) e da geometria deste elemento.

5.3.1 Eficiência do golpe (ε_g)

Martelos com distintas eficiências produzem distintos sinais de força e velocidade. Diante desta variabilidade e dificuldades de comparação entre sistemas, Seed et al (1985) realizou uma das mais importantes contribuições para a padronização de ensaios SPT, na qual é sugerida a adoção de um valor de referência de 60% da energia teórica entregue ao solo (475 J) na estimativa de um índice de resistência à penetração padrão (N_{60}). Esta proposta permite que ensaios SPT executados com eficiências distintas produzam resultados comparáveis, proporcionando o uso de metodologias empíricas de estabelecimento de propriedades geotécnicas para diferentes práticas de ensaio.

O índice de resistência padrão N_{60} é obtido a partir do número de golpes medido (N) de um ensaio com eficiência ER_r qualquer (*Energy Rod Ratio* – ver equação 5.1), sendo expresso como:

$$N_{60} = N \left(\frac{ER_r}{0,60} \right) \quad (5.3)$$

Da equação 5.3 observa-se que a correção proposta por Seed et al (1985) apresenta uma relação linear com o índice de resistência à penetração medido através da relação $ER_r/0,60$.

A complexidade dos mecanismos de interação solo-amostrador produz incertezas quanto à linearidade da relação entre o número de golpes e a energia entregue ao solo. Neste contexto, a padronização sugerida por Seed et al (1985) foi avaliada a partir de conjunto de simulações combinando os solos A, B e C (ver item 5.2) com composições de haste AW de 3, 6 e 18m de comprimento cravados por um martelo tipo *Safety*, com eficiência de golpe (ε_g) variável entre 10 e 100%. A eficiência do golpe é inserida no modelo através da variação da velocidade de impacto do martelo (V_o):

$$v_o = \sqrt{2 \cdot g \cdot H \cdot \varepsilon_g} \quad (5.4)$$

onde g representa a aceleração da gravidade e H a altura de queda do martelo.

A partir dos resultados de N-SPT e ER_r da simulação numérica é possível prever o valor N_{60} , a partir da equação 5.3 para sistemas com diversas eficiências. Adotando como referência os valores de N-SPT e ER_r da simulação numérica realizada com eficiência do golpe de 60% é possível quantificar a sensibilidade da padronização sugerida por Seed et al (1985) para as eficiências de golpe simuladas (ϵ). A Figura 5.3 apresenta os resultados desta análise em função da razão entre o valor de referência $N_{60,ref}$ e o valor previsto através da equação 5.1 para os perfis de solo A, B e C.

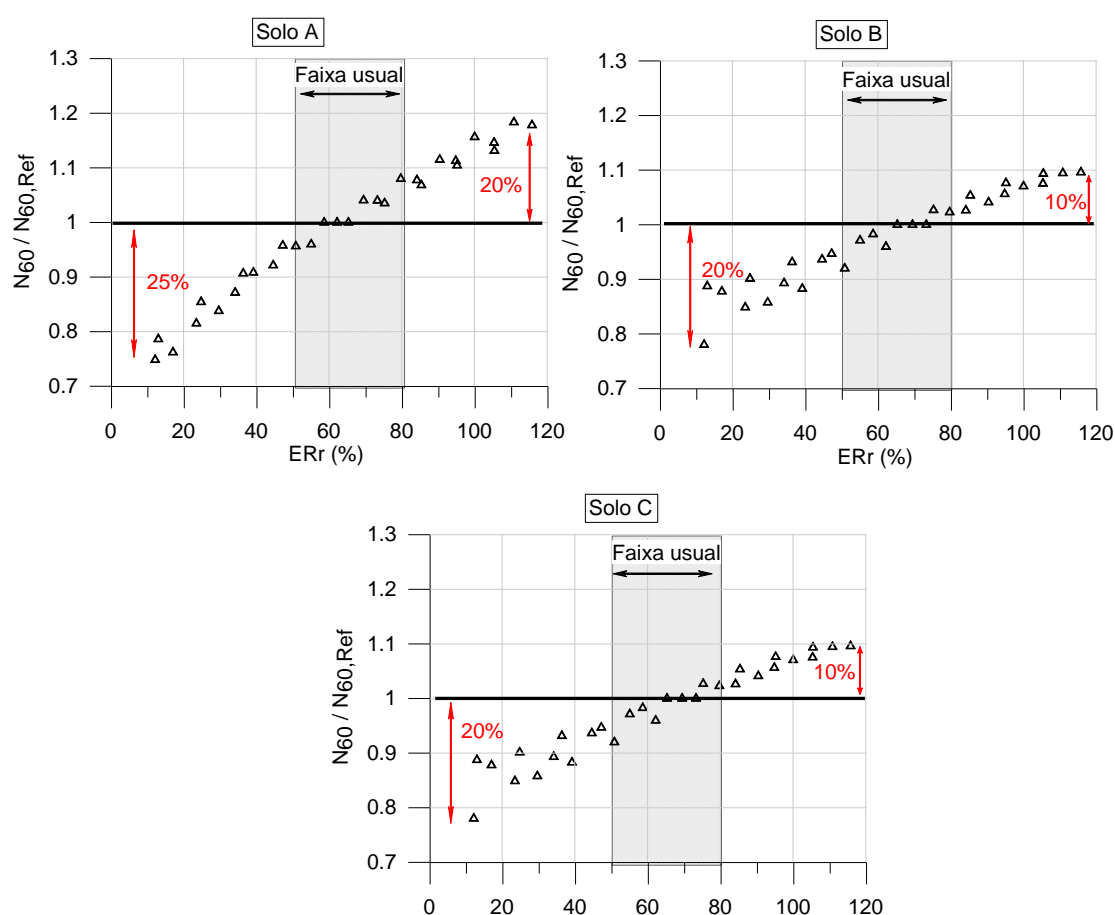


Figura 5.4: Avaliação de N_{60} a partir da solução de Seed et al (1985)

Da Figura 5.4 é possível observar que a padronização dos resultados de ensaios SPT através da estimativa de N_{60} produz valores errôneos dependendo do tipo de solo e da eficiência do sistema. Em solos fofos (solo A) observam-se erros superiores a 10% para sistemas com eficiência inferior a 40% e superior à 85%. Em solos de compactidade média (solo B) e densa (solo C), os erros associados à previsão de N_{60} atingem valores superiores a 10% somente para sistemas com eficiência inferior a 40%, conforme apresentado na Figura 5.4.

Os elevados erros na estimativa de N_{60} pela solução de Seed et al (1985) são atribuídos à falta de proporcionalidade entre a energia entregue ao solo e sua capacidade de provocar a penetração no amostrador. Em solos fofos, a cravação de amostradores é caracterizada por diversos ciclos de carregamento e, desta forma, um impacto com reduzida eficiência de golpe produz uma onda de tensão de fraca intensidade, que rapidamente é consumida, não produzindo muitos ciclos de carregamento durante sua cravação. Em contrapartida, quando uma alta velocidade de impacto é aplicada, ondas cisalhantes de elevada intensidade são geradas, provocando um evento de cravação mais extenso (*i.e* mais ciclos de carregamento) e como consequência, uma maior penetração do amostrador. Estas diferenças são ilustradas na Figura 5.4, onde a penetração do amostrador SPT a partir de um golpe com 10% de eficiência é caracterizada por reduzidos ciclos de penetração enquanto que, penetrações oriundas de martelos com elevada eficiência (ϵ_g) são caracterizados por diversos ciclos de carregamento e a ação de golpes subsequentes.

Em solos densos, caracterizados por um mecanismo de penetração predominantemente nos primeiros ciclos de carregamento, uma velocidade de impacto reduzida desenvolve uma onda de tensão de fraca intensidade que, ao atingir o solo, será refletida com reduzida energia, não sendo capaz de produzir a penetração do amostrador em ciclos subsequentes de carregamento. Na Figura 5.5 observa-se que a cravação do amostrador SPT com um martelo de 10% de eficiência produz apenas 1 ciclo de carregamento capaz de contribuir para a sua penetração, enquanto que um martelo de 60% de eficiência (valor de referência) penetra em 2 ciclos. Apesar de martelos com eficiência de 100% produzirem penetrações em mais ciclos de carregamento, em solos densos, a contribuição destes ciclos na penetração total do amostrador é muito pequena, gerando penetrações proporcionais com o valor de referência ($ER_r = 60\%$).

Skempton (1986) apresentou um estudo mostrando que a maioria dos martelos utilizados na prática de engenharia possui eficiência variando entre 50 e 80%. Observando as Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 percebe-se que nesta faixa, a energia é transferida ao solo é consumida de forma proporcional, comprovando que a estimativa de N_{60} pela solução de Seed et al (1986) produz erros inferiores a 10% para qualquer compacidade de solo.

Conforme discutido ao longo deste trabalho, a compacidade do solo é fator determinante na relação entre a energia transferida ao solo e o índice de resistência à penetração medida. Desta forma, do conjunto de simulações realizadas sugere-se a adoção da equação 5.5 na estimativa do índice de resistência à penetração de referência (N_{60}):

$$N_{60} = N \left(\frac{ERr}{0.60} \right)^\alpha \quad (5.5)$$

onde α representa a variabilidade do índice de resistência à penetração devido à energia transferida ao solo. Do conjunto de simulações realizadas sugere-se: $\alpha = 0,3 \cdot D_r + 0,7$, sendo D_r a densidade relativa do solo. Case salientar que em perfis de densidade relativa elevada ($D_r \approx 1$) a solução equação 5.5 resulta na solução de Seed et al (1985).

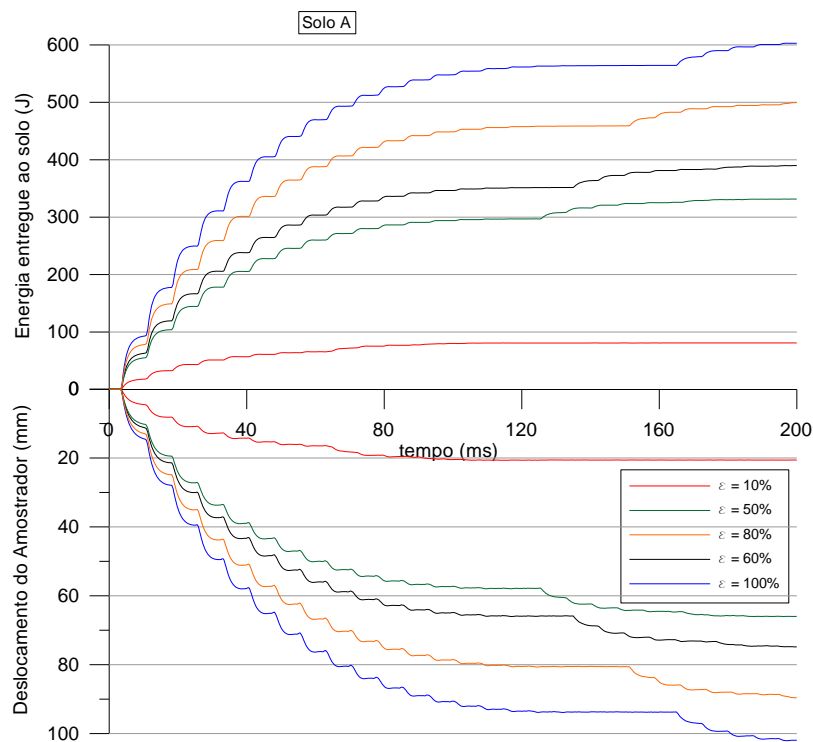


Figura 5.5: Energia entregue ao solo tipo A e penetração do amostrador para sistemas de diferentes eficiências do golpe (ε_g).

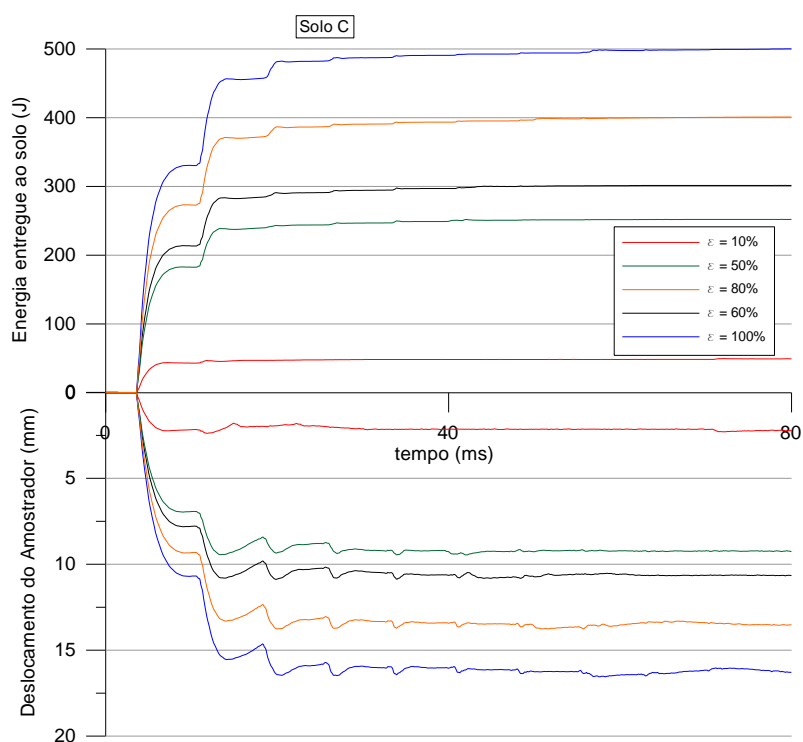


Figura 5.6: Energia entregue ao solo tipo C e penetração do amostrador para sistemas de diferentes eficiências do golpe (ϵ_g).

5.3.2 A geometria do martelo

Conforme ilustrado na Figura 5.3, os diversos tipos de martelo utilizados nas diferentes práticas de ensaios SPT possuem geometrias distintas. A teoria da equação da onda postula que a força transferida para a composição de hastes (F_h) durante o impacto do martelo com velocidade v_0 é função da razão entre a seção transversal da composição de hastes e do martelo r ($= A_h/A_m$), conforme a equação 5.6:

$$F_h = \frac{Z_h}{(1+r)} v_0 \quad (5.6)$$

onde Z_h representa a impedância da composição de hastes.

A velocidade de partícula da composição (v_h) é por sua vez também afetada pela razão entre a seção transversal do martelo e da composição r , conforme a equação 5.7:

$$v_h = \frac{1}{(1+r)} v_0 \quad (5.7)$$

Diante da dependência dos sinais de força e velocidade à variação de geometria do martelo, foram simulados os perfis de solo A, B e C descritos no item 5.2, combinados com composições de hastes AW de 3, 6 e 18m de comprimento cravados por martelos de 60% de eficiência com as seguintes dimensões:

- $L_m/D_m \approx 15$ - martelo com comprimento de 1,30 m e diâmetro de 88 mm. Estas dimensões são compatíveis com as dimensões de martelos tipo *Safety* utilizados na prática Norte Americana;
- $L_m/D_m \approx 2$ - martelo com comprimento de 0,33 m e diâmetro de 176 mm. Estas dimensões são compatíveis com as dimensões de martelos tipo *Donut* utilizados na prática Norte Americana;
- $L_m/D_m \approx 1$ - martelo com comprimento de 0,23 m e diâmetro de 210 mm. Estas dimensões são compatíveis com as dimensões de martelos tipo *Pino-guia* utilizados na prática Brasileira.

Os sinais de força, velocidade e o mecanismo de transferência de energia para o solo oriundos da série de simulações realizada são apresentados na Figura 5.6 para o solo tipo B com composição de haste AW de 18m de comprimento.

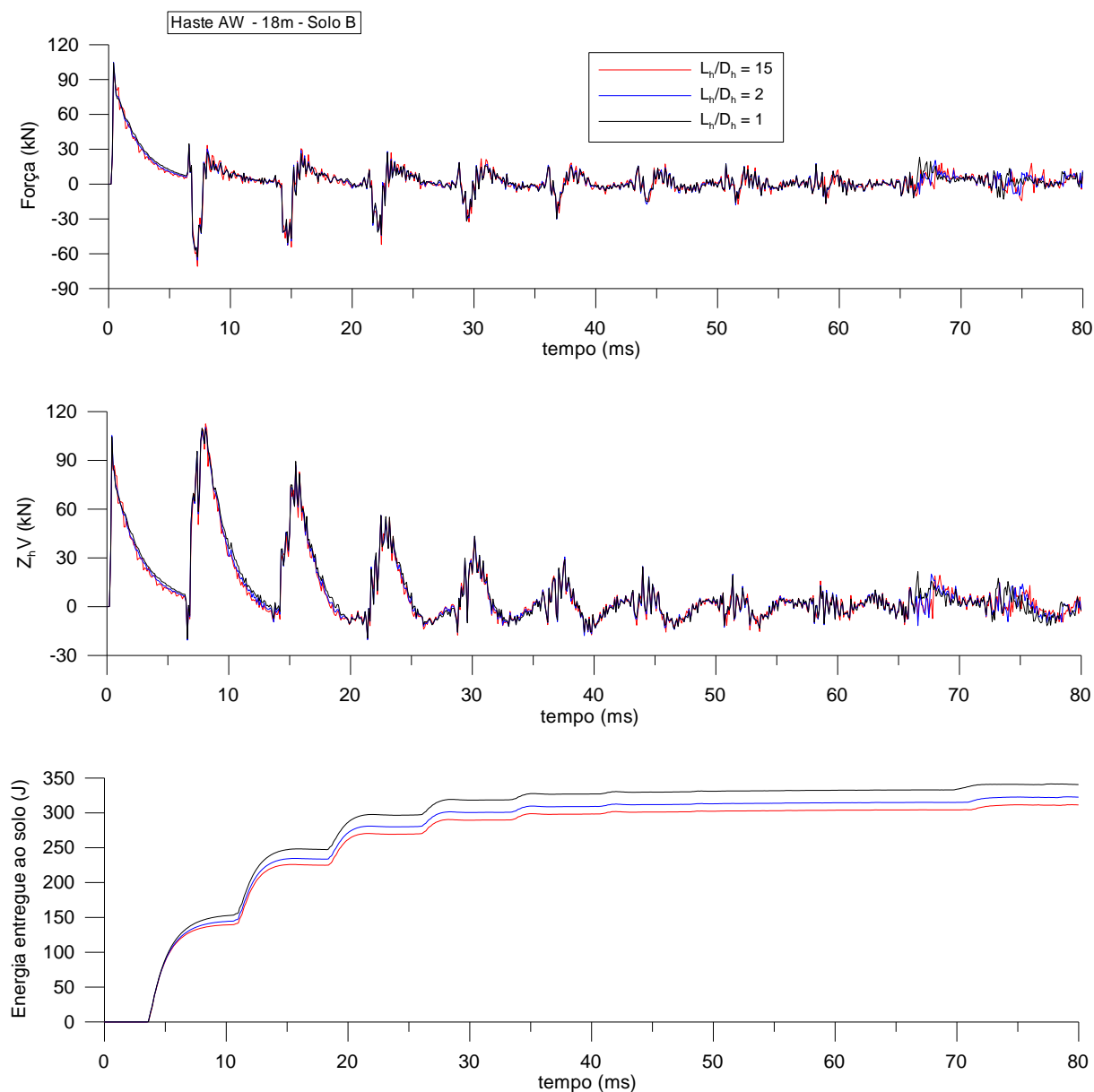


Figura 5.7: Efeitos da geometria do martelo - composição de hastes AW de 18m – Solo B: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Energia entregue ao solo.

Da Figura 5.7 observa-se que os sinais de força e velocidade são fracamente influenciados por variações de impedância do martelo, porém observa-se na Figura 5.7c uma variação de 8,5% na energia transferida ao solo. Uma observação mais detalhada nos sinais apresentados mostra que o valor de pico de força e velocidade no instante do impacto é afetado pela geometria do martelo, conforme postula a teoria da equação da onda. No entanto, esta diferença produz uma variação localizada que não chega a alterar os sinais de força e velocidade.

Um resumo dos efeitos da variação de energia entregue ao solo em função das distintas compacidades e comprimentos de hastes no valor do índice de resistência à penetração é ilustrado na Figura 5.8. Desta figura é possível observar que a geometria do martelo produz mudanças discretas na energia entregue ao solo em perfis fofos e medianamente compactos. Em contrapartida, em perfis densos é observada uma variação de até 3 golpes devido a mudanças de geometria do martelo.

Martelos chatos ($L_m/D_m \approx 1$) transferem maior quantidade de energia durante o seu primeiro contato com a composição de hastes (ver Figura 5.7) e, conforme discutido na seção 5.2, a penetração de amostradores em solos densos ocorre majoritariamente nos primeiros ciclos de carregamento. O efeito combinado da maior energia contida no primeiro ciclo de carregamento de martelos chatos, com a maior capacidade de absorção de energia em estágios iniciais de solos resistentes produz uma redução do número de golpes necessários à penetração do amostrador. Este efeito é ilustrado na Figura 5.9, na qual observa-se que a contribuição do primeiro pulso de carregamento devido à maior seção transversal do martelo produz um acréscimo de 8,5% na energia entregue ao solo e conseqüente diminuição do índice de resistência à penetração N-SPT em 10%.

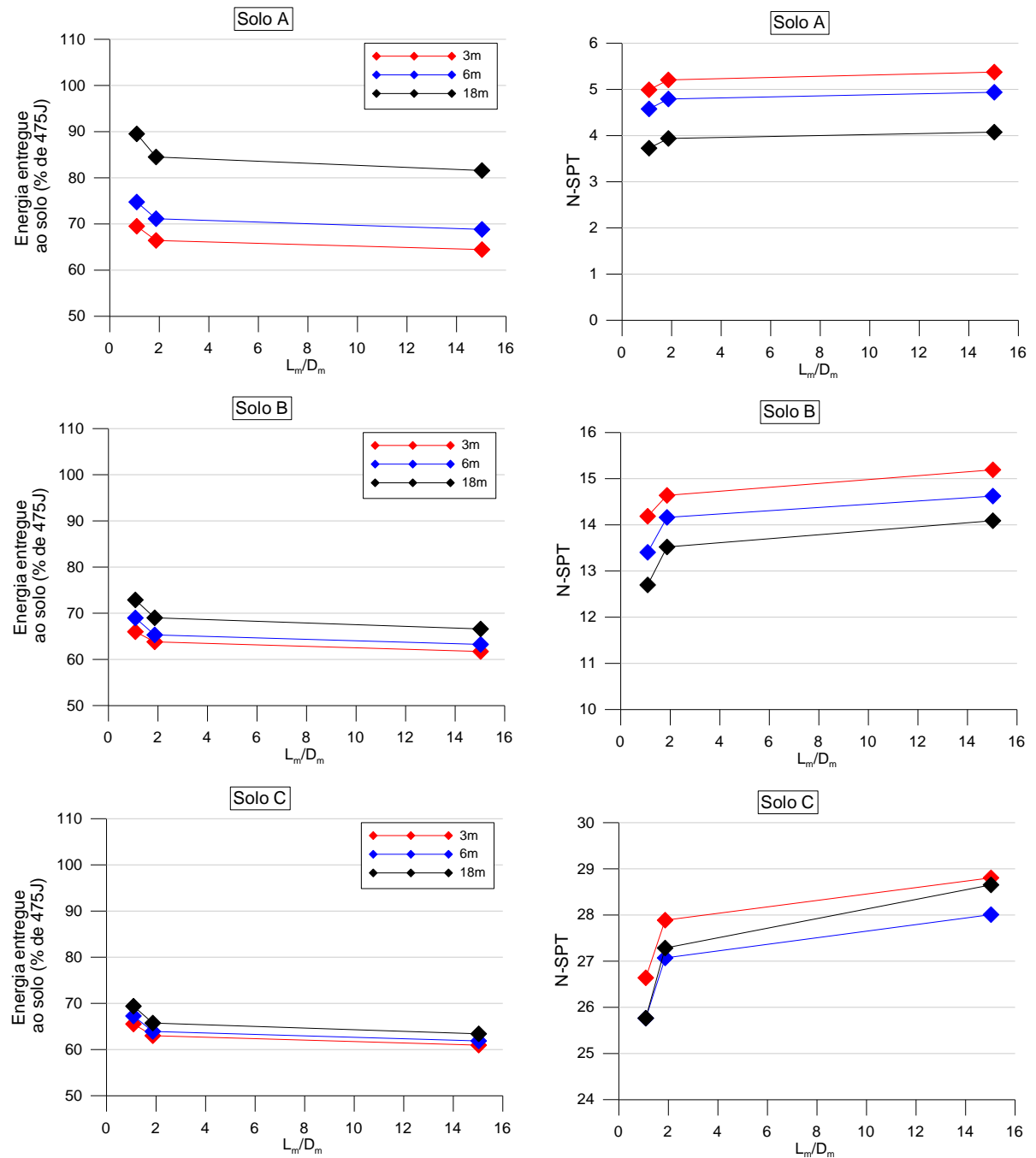


Figura 5.8: Variação de energia e número de golpes devido à variações de geometria do martelo.

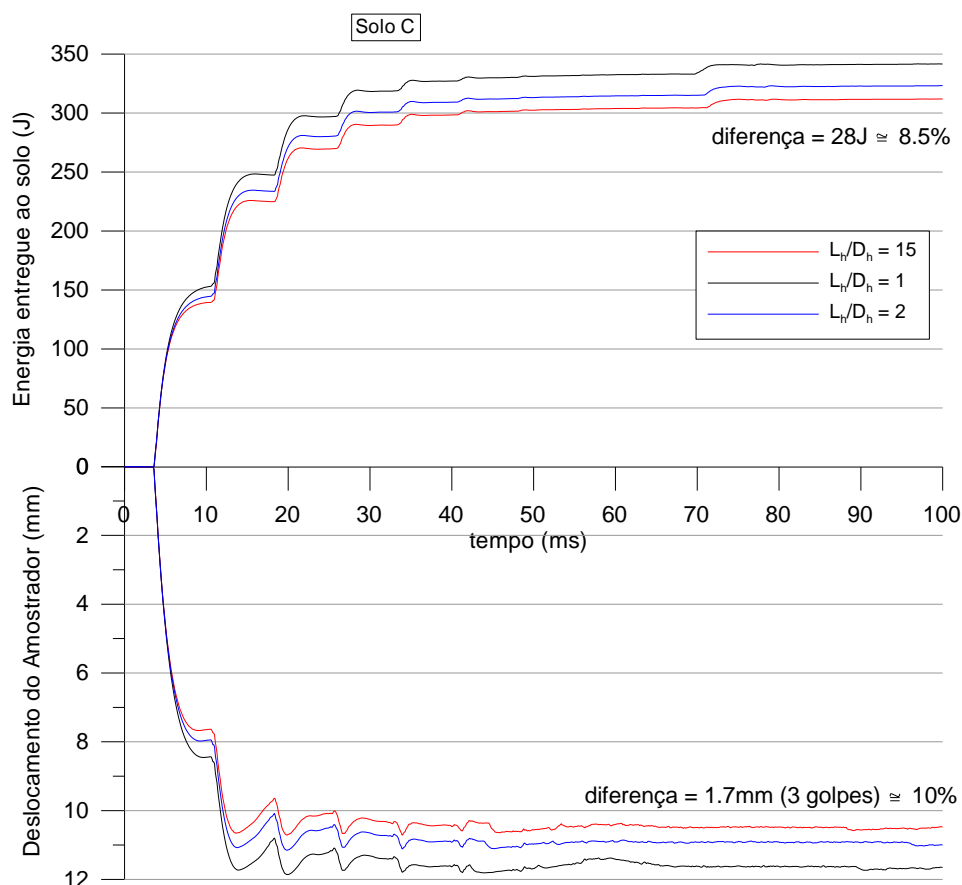


Figura 5.9: Efeito da geometria do martelo na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração – Solo C.

5.4 INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO DE HASTES

5.4.1 A seção transversal

As distintas práticas internacionais de execução de ensaios SPT utilizam composições de hastes com diferente seção transversal. A prática Norte Americana, recomenda a utilização de hastes tipo “A”, com diâmetro externo de 41,2mm e interno de 28.5mm (7,0 cm²), porém uma nota da ASTM D1586 relata que a utilização de hastes tipo N (tipicamente utilizada NW com 9,2 cm²) não produz mudanças significativas nos resultados de ensaios SPT. No Brasil, utiliza-se na prática de engenharia hastes do tipo AWJ que possui seção transversal efetiva de 4,1 cm².

A teoria da equação da onda (ver equações 5.6 e 5.7) postula que a magnitude da força e velocidade transferida para a composição durante o impacto do martelo é função da seção transversal da composição através do fator r e diretamente proporcional à sua impedância (Z_h). Desta forma, devido à variedade de composição de hastes utilizadas, avaliam-se os efeitos da seção transversal da composição de hastes nos sinais de força, velocidade e na energia efetivamente entregue ao solo.

Foram realizadas simulações nos perfis de solo A, B e C descritos no item 5.2 combinados com composições de haste de 3, 6 e 18m de comprimento, cravados por um martelo tipo *Safety* com eficiência do golpe de 60%. Três seções transversais de composições de hastes tipicamente utilizadas em ensaios SPT foram avaliadas:

- AWJ: haste tipicamente utilizada em ensaios SPT no Brasil, que possui uma seção transversal efetiva de $4,1 \text{ cm}^2$;
- AW: haste tipicamente utilizada em ensaios SPT no Canadá e Estados Unidos, caracterizada por uma seção transversal efetiva de 8 cm^2 ;
- NW: haste permitida pela ASTM D-1586 para a execução de ensaios SPT, caracterizada por uma seção transversal efetiva de $9,2 \text{ cm}^2$.

Os efeitos da seção transversal da composição de haste nos sinais de força, velocidade e na energia entregue ao solo são apresentados nas Figuras 5.10 e 5.11. Estas figuras ilustram a simulação de ensaios SPT executados nos perfis A e C com composições de haste de 18m de comprimento. É importante mencionar que nesta análise não se avaliam os efeitos das luvas e sistema de acoplamento utilizado nas distintas composições de hastes.

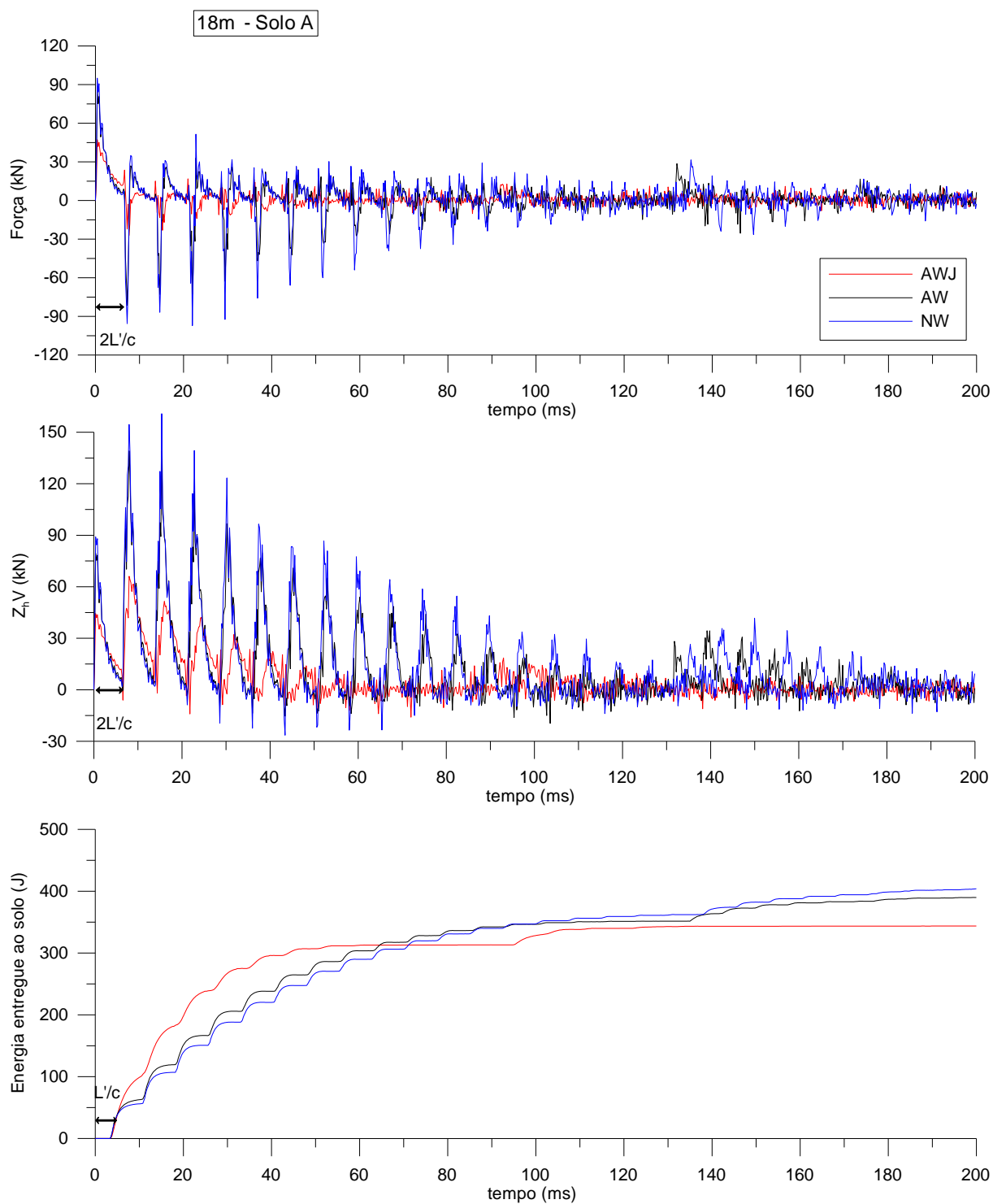


Figura 5.10: Efeitos do tipo de haste - composição de hastes de 18m – Solo A: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.

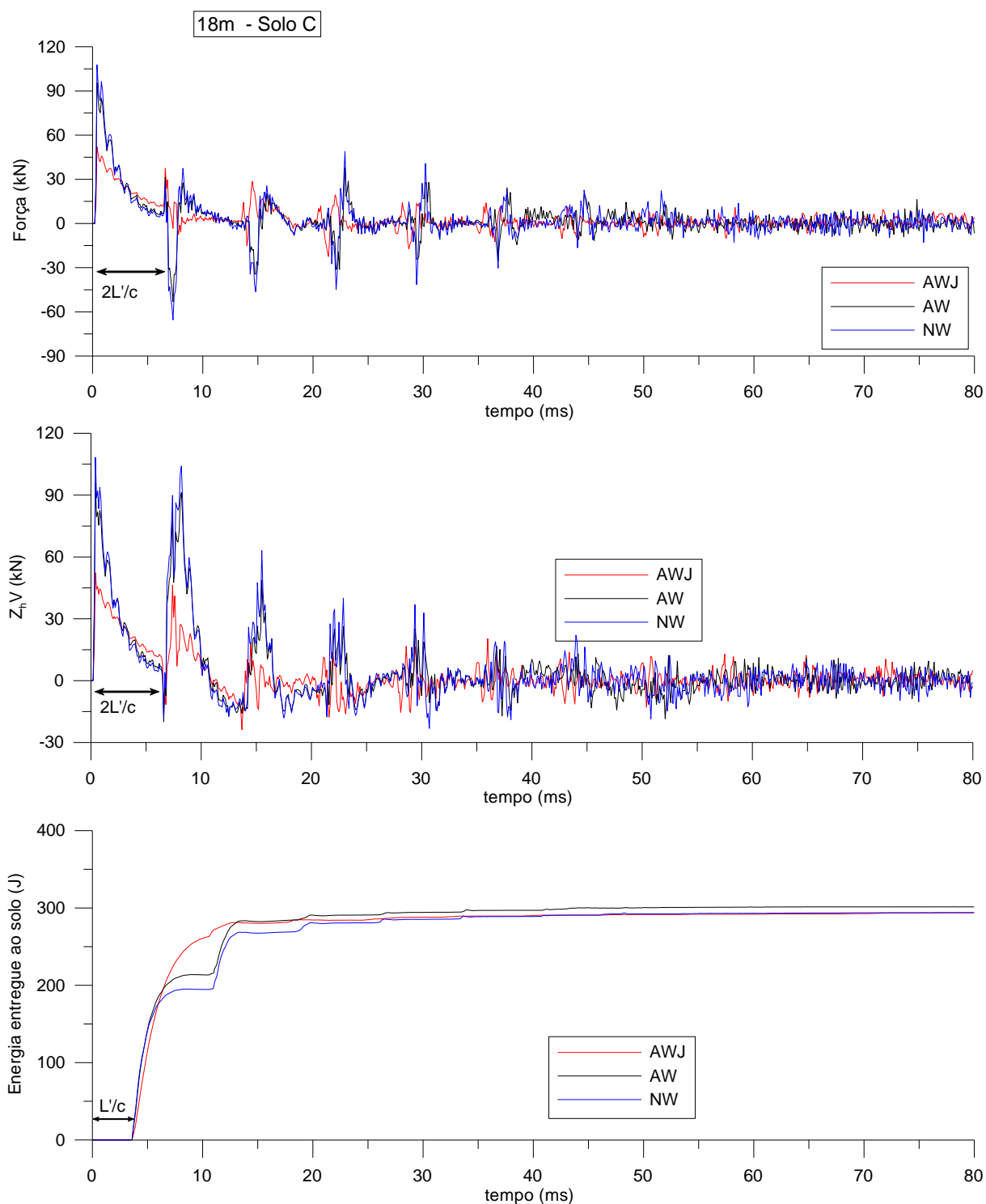


Figura 5.11: Efeitos do tipo de haste - composição de hastes de 18m – Solo C: a) sinais de força à 2m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado a 2m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.

Das Figuras 5.10 e 5.11 observa-se que variações na seção transversal da composição de hastes produzem efeitos significantes nos sinais de força e velocidade medidos no topo da composição. Uma composição de hastes AWJ produz menor pico de força no instante do impacto do que hastes NW. No entanto, transcorrido o tempo $2L/c$, é possível observar que hastes AWJ produzem uma maior frente de onda no primeiro ciclo de carregamento do que hastes NW, de maior seção transversal.

Como consequência, o mecanismo de transferência de energia para o solo é influenciado pela seção transversal da composição. Sistemas de hastes de reduzida seção transversal efetiva (AWJ) necessitam de menos ciclos de carregamento para consumir toda a energia que viaja no sistema. Em solos fofos (Figura 5.10), observa-se que a cravação da haste AWJ estabilizou o processo de transferência de energia para o solo antes que ensaios com hastes AW ou NW. Já no perfil de solo denso (Figura 5.11), a simulação com hastes AWJ necessitou de apenas 2 ciclos de carregamento, enquanto que o sistema SPT com hastes AW ou NW necessitou de 6 ciclos para transferir a energia do sistema martelo-hastes-amostrador para o solo. Estas diferenças na transferência de energia são resultado da combinação de 3 mecanismos:

- a) Apesar de hastes de reduzida seção transversal iniciarem o processo de transferência de energia com reduzida força de compressão, o processo de decaimento é menos acentuado que composições com maiores seções transversais como AW e NW. Adicionalmente, uma maior velocidade descendente é observada em composições de reduzida seção transversal. Assim, quanto menor a seção transversal da composição, mais energia será transferida ao solo no primeiro ciclo de carregamento;
- b) A maior velocidade de penetração acarreta em um aumento da reação viscosa do solo que, conforme postulado por Smith (1960), é proporcional à velocidade de penetração do amostrador. Desta forma, quanto menor a seção transversal da composição de hastes, maior será a velocidade de penetração do amostrador, mobilizando uma maior reação viscosa do solo;
- c) A contribuição da energia potencial gravitacional é mais significativa em composições de hastes de maior seção transversal devido à maior massa destes elementos. Assim, o aumento da seção transversal produz um acréscimo de energia transferida ao solo.

A superposição dos mecanismos discutidos determina a energia transferida para o solo e a penetração permanente do amostrador para os diferentes tipos de solo e seção transversal da

composição. Na Figura 5.12 são apresentadas as variações da energia entregue ao solo e do índice de resistência à penetração N-SPT para os solos A, B e C e composição hastes AWJ (4,1 cm²), AW (8,0 cm²) e NW (9,2cm²) de 3, 6 e 18m de comprimento.

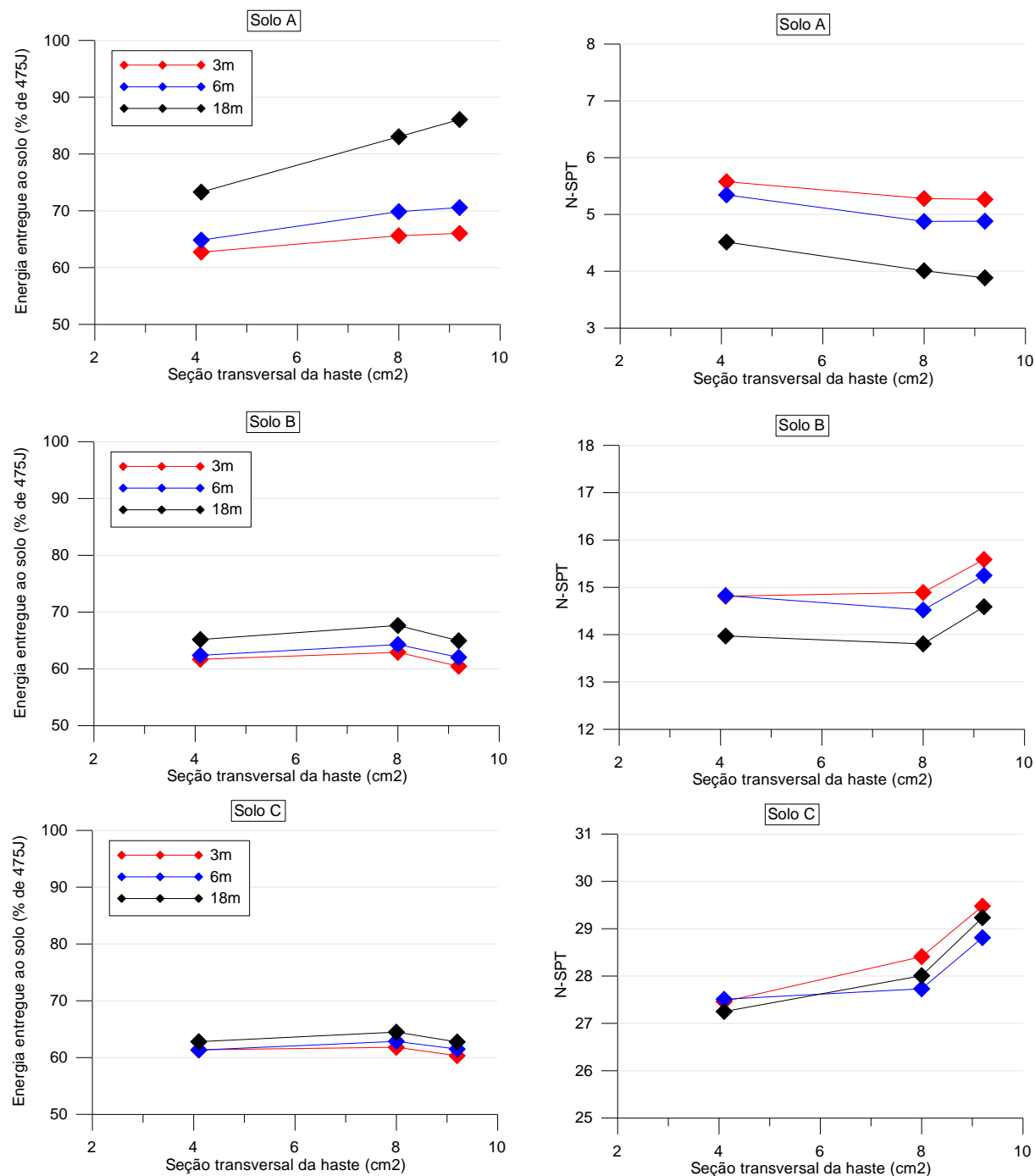


Figura 5.12: Efeito da seção transversal da composição de hastes na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração.

Observando a Figura 5.12, percebe-se que em perfis fofos (solo A) a combinação entre o aumento da seção transversal da composição e o comprimento de hastes, produz um acréscimo na energia transferida para solo. Composições de hastes NW ($9,2\text{cm}^2$) de 3m de comprimento apresentam um acréscimo de 15J, enquanto que, composições NW de 18m de comprimento ocorre um acréscimo de 60 J de energia quando comparando composições AWJ ($4,1\text{ cm}^2$) de mesmo comprimento. Esta variação de energia está relacionada com a contribuição da energia potencial gravitacional da haste devido ao acréscimo de massa com o aumento da seção transversal. Como consequência, o índice de resistência à penetração N-SPT reduz conforme ilustrado no diagrama de absorção de energia e penetração do amostrador apresentado na Figura 5.13.

Em perfis densos (solo C), é possível observar que a variação da seção transversal da composição de hastes não produz diferenças significativas na energia entregue ao solo. No entanto, há variação no índice de resistência à penetração N-SPT em função da seção transversal da composição. Conforme discutido no item 5.2, a penetração de amostradores em solos de compactos caracteriza-se pela forte contribuição dos primeiros ciclos de carregamento no valor da penetração permanente do amostrador. Reconhecendo que hastes AWJ entregam uma maior energia no primeiro ciclo de carregamento, entende-se que o reduzido valor do índice de resistência à penetração do amostrador cravado com hastes AWJ é associado com a maior contribuição do primeiro ciclo de carregamento. Para sistemas de hastes AW e NW, os primeiros ciclos de carregamento contribuem mais discretamente no processo total de penetração do amostrador. Estes sistemas caracterizam-se por uma maior contribuição dos ciclos subsequentes de carregamento que nem sempre são capazes de ultrapassar o limite elástico do solo. Este efeito é claramente observado no diagrama de absorção de energia e penetração do amostrador apresentado na Figura 5.14 na qual observa-se que uma variação de 2,5% na energia entregue ao solo produz uma variação de 7% no índice de resistência à penetração em solos densos.

Em solos moderada resistência (solo B) a superposição dos efeitos discutidos ocorre, produzindo um complexo processo de interação solo-amostador. Observa-se um pico de energia entregue para o solo para a composição de hastes AW ($8,0\text{ cm}^2$). Comparando sistemas de hastes AW e NW é possível observar uma pequena redução da energia entregue ao solo e consequente aumento do índice de resistência à penetração N-SPT. No entanto, comparando hastes AW e AWJ não é observada significativa variação de energia entregue ao solo e de número de golpes (N).

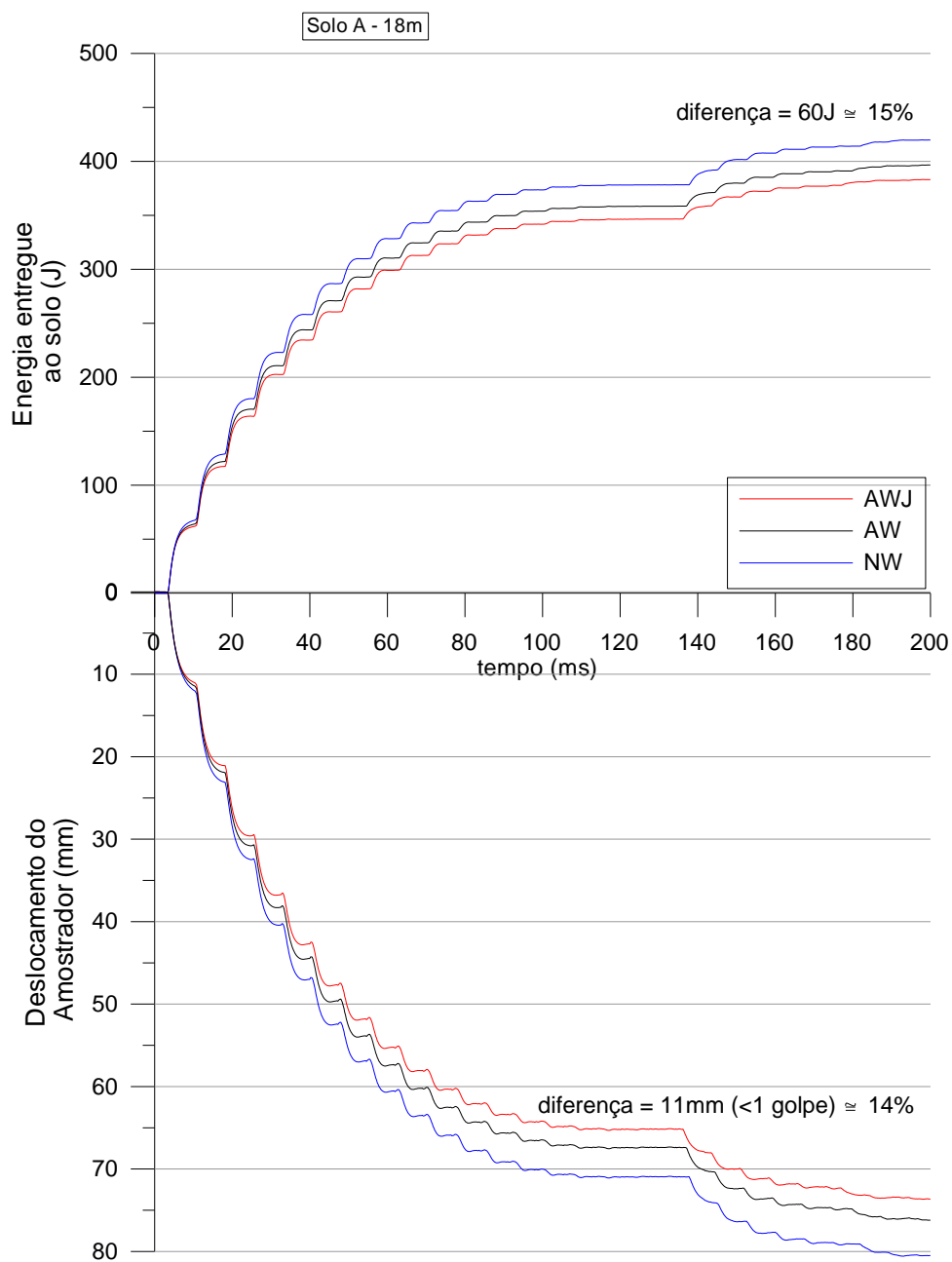


Figura 5.13: Efeito da seção transversal da composição de hastes na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração – SOLO A.

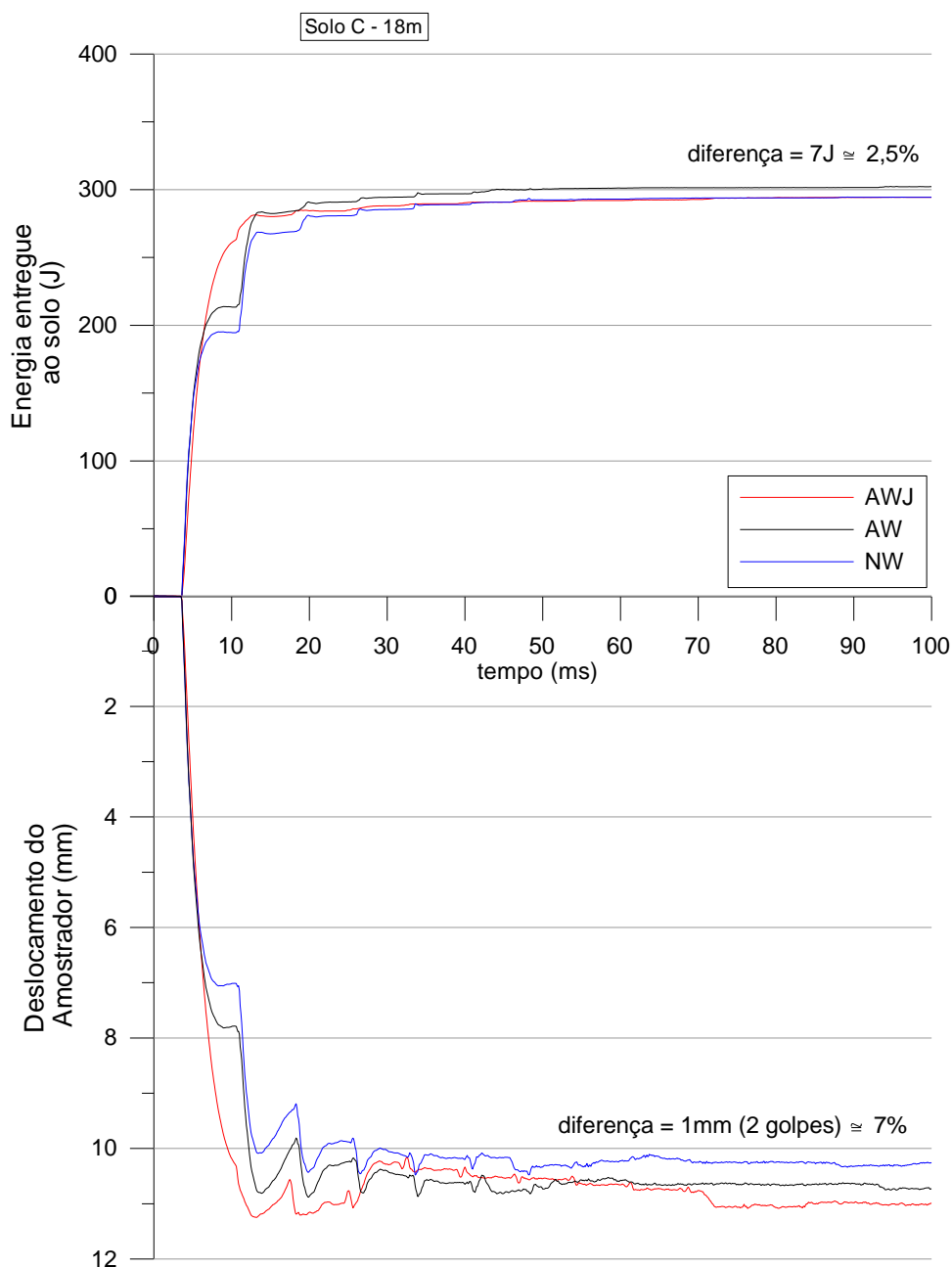


Figura 5.14: Efeito da seção transversal da composição de hastes na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração – SOLO C.

5.4.2 O comprimento da composição de hastes

O efeito do comprimento da composição de hastes no índice de resistência à penetração é um tópico de ampla discussão no meio técnico. Schmertmann & Palacios (1979) sugeriram que a energia entregue ao solo diminui com a redução do comprimento da composição, assumindo a validade do método de integração F^2 para todas as condições de cravabilidade e comprimento

de hastes. Estes autores argumentaram que 90% da penetração do amostrador ocorre em tempos inferiores a 50 ms, e que impactos subsequentes ocorrem tão tardiamente que não são capazes de contribuir significativamente para a penetração do amostrador. Esta argumentação é apoiada por Skempton (1986); Youd et al (2001); Morgano & Liang (1992) e Youd et al (2008) e criticada por Aoki & Cintra (2000), Odebrecht et al (2005), Schnaid (2005), Howie et al (2003), Daniel et al (2005), Cavalcante (2002) e Daniel (2008).

Seed et al (1985) sugere que em composições de hastes curtas (menores que 3m) há uma reflexão de energia nas hastes que reduz a energia efetivamente entregue ao solo. Segundo este autor, ensaios SPT executados com composições de hastes curtas resultam em majorados índices de resistência à penetração, mascarando a real resistência do perfil. Desta forma, Seed et al (1985) propôs um fator de redução do índice de resistência N-SPT executados com composições curtas de 0,75.

Com o avanço da tecnologia de instrumentação na década de 90, Sy & Campanella (1991) observaram que a integração dos sinais de força e velocidade durante a penetração de amostradores no solo resulta em valores idênticos aos obtidos através do método F^2 quando integrado em tempo suficiente para que todo o evento de cravação do amostrador SPT no solo ocorra. Este método foi denominado FV e vem sendo utilizado como solução de elevada confiabilidade na estimativa da energia despendida durante a cravação de amostradores SPT.

Cavalcante (2002), Howie et al (2003), Odebrecht (2003) e Schnaid (2005) concluíram que ensaios executados com composição de hastes curtas há contribuição de golpes subsequentes do martelo na composição de hastes. Reconhecendo que, em composições de hastes curtas há uma maior energia contida em cada ciclo de carregamento do amostrador, estes autores sugerem que a contribuição dos golpes subsequentes é importante neste processo. Daniel (2008) e Cavalcante (2002) concluíram que o número de impactos subsequentes e a quantidade de energia transferida apresentam tendência de aumentar com a diminuição do comprimento da composição e diminuição do índice de resistência à penetração N.

À luz da discussão apresentada sobre a influência do comprimento da composição de haste na energia entregue ao solo e no índice de resistência à penetração N-SPT, foram realizadas simulações de sistemas SPT cravados com martelo tipo *Safety* com eficiência de 60% nos perfis de solo A, B e C associados com composições de hastes AW de 3, 6 e 18m.

É importante ressaltar que os efeitos do comprimento da composição de hastes a seguir apresentados são explorados de forma qualitativa, uma vez que, na prática, diferentes comprimentos de hastes estão associados com variações nos parâmetros de resistência do solo como tensão vertical efetiva, ângulo de atrito e módulo cisalhante à pequenas deformações. As Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 apresentam os efeitos do comprimento da composição de hastes nos sinais de força, velocidade e no mecanismo de transferência de energia para os perfis de solo A, B e C, respectivamente.

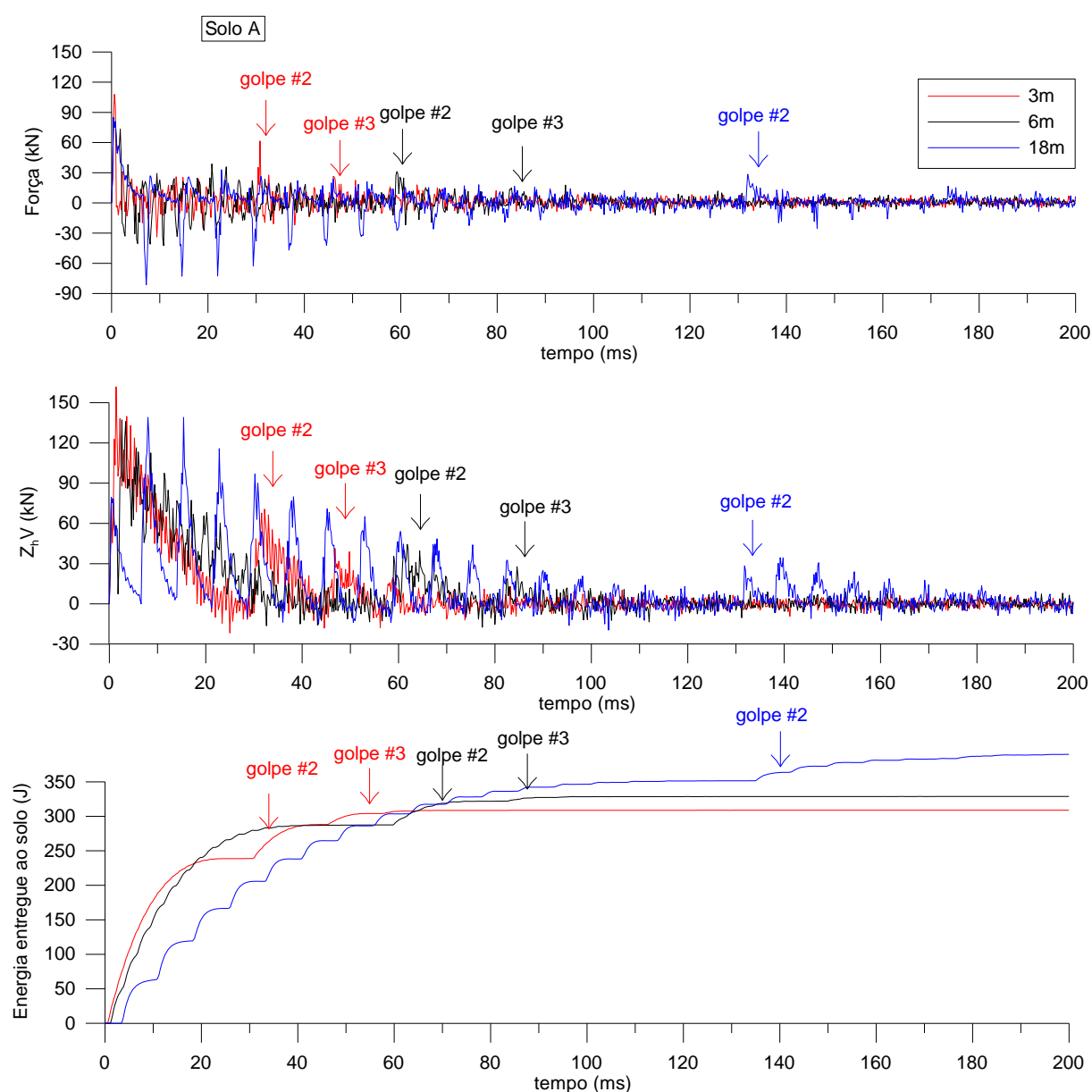


Figura 5.15: Efeitos do comprimento da composição de hastes - Solo A: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste

localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.

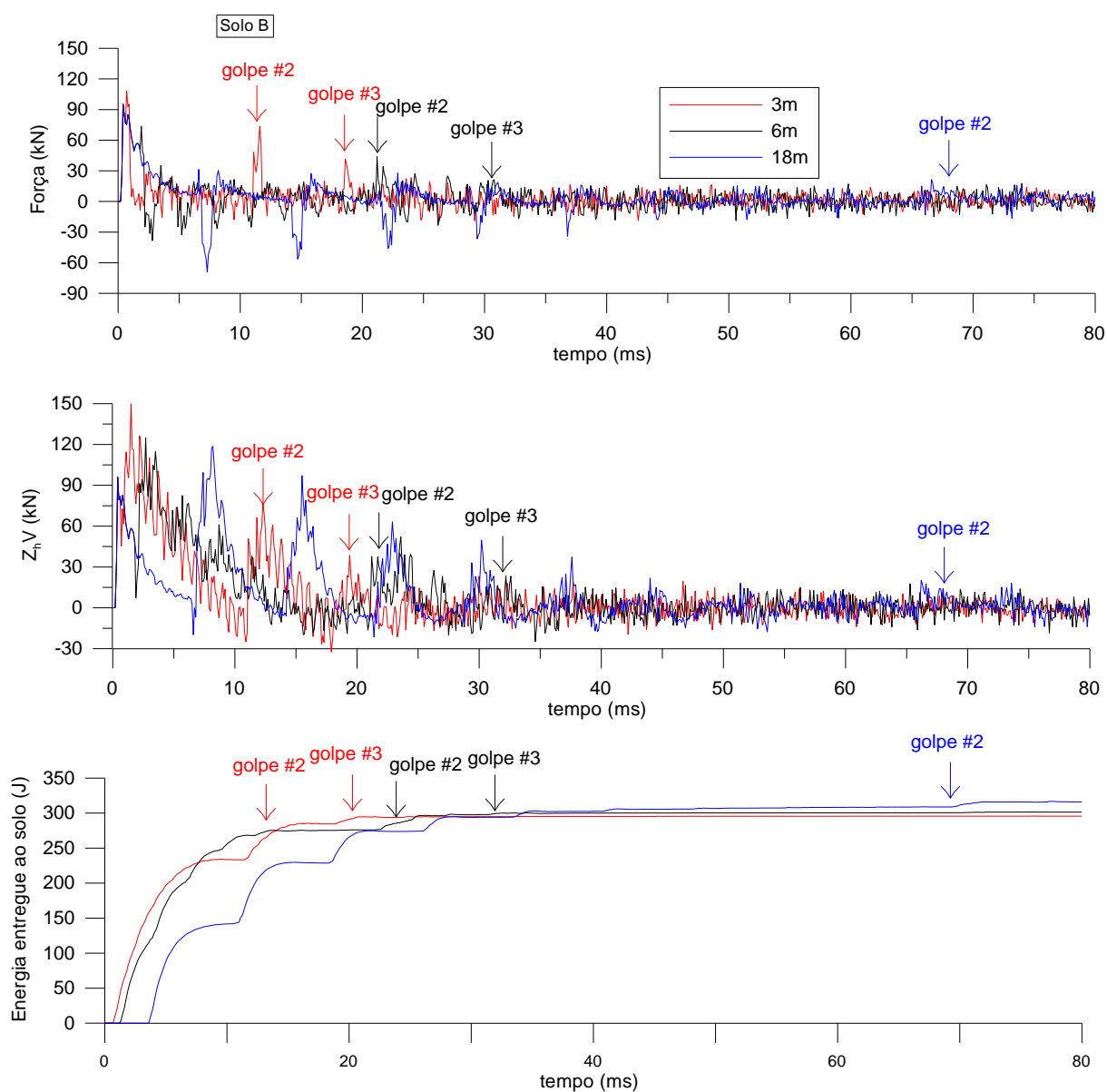


Figura 5.16: Efeitos do comprimento da composição de hastes - Solo B: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.

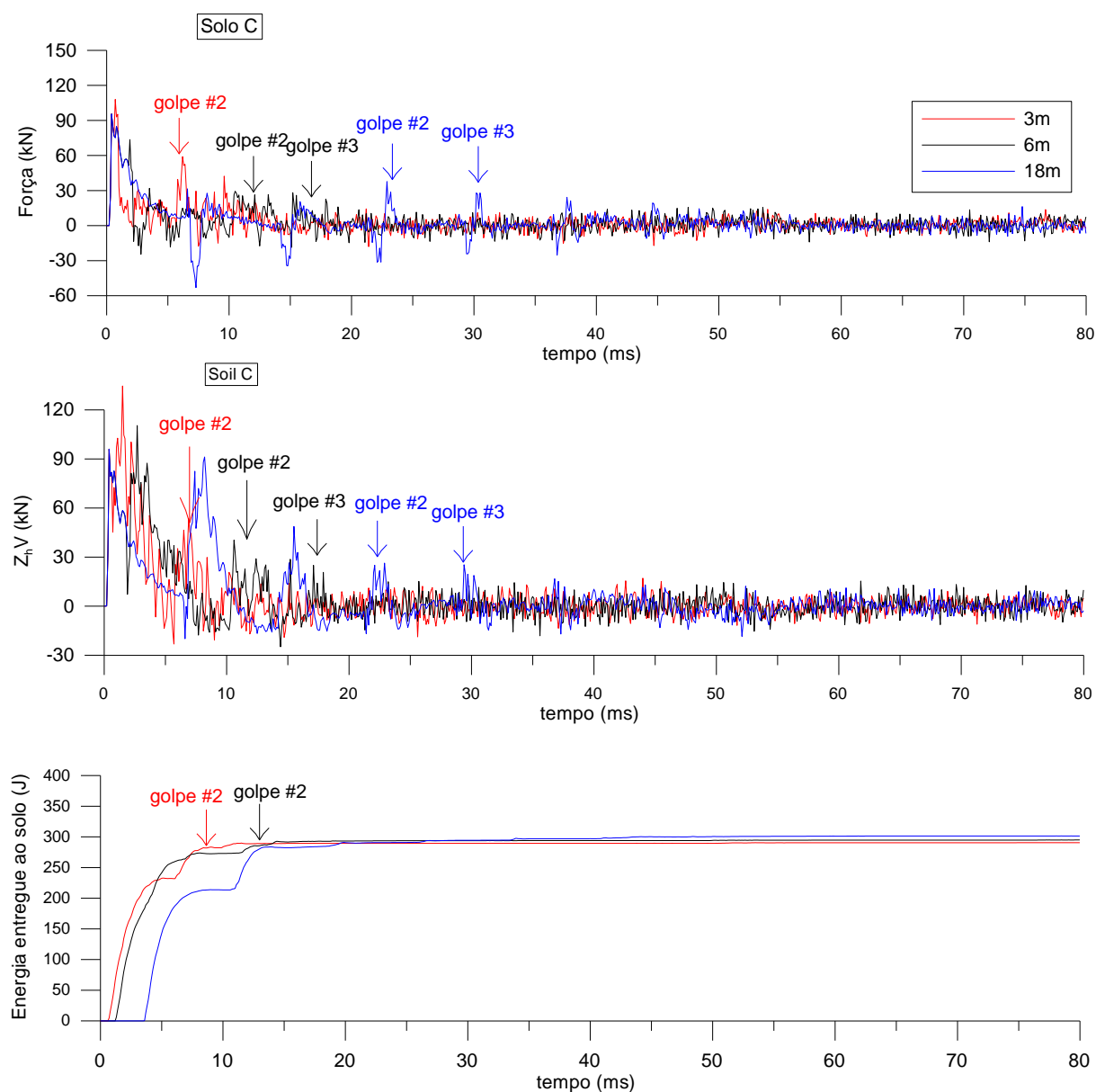


Figura 5.17: Efeitos do comprimento da composição de hastes - Solo C: a) sinais de força à 2,0 m do plano de impacto do martelo; b) sinais de velocidade multiplicada pela impedância de uma seção de haste localizado à 2,0 m do plano de impacto do martelo; c) Mecanismo de transferência de energia ao solo.

Diferentes comprimentos de hastes produzem diferenças no mecanismo de interação entre o martelo e o topo da composição de hastes, gerando impactos subseqüentes em diferentes estágios de penetração que podem ou não contribuir para o deslocamento permanente do amostrador. Em composições curtas o tempo de cada ciclo de carregamento é menor, produzindo uma condição favorável para que o martelo atinja novamente a composição de

haste em estágios iniciais da cravação, sendo capaz de contribuir para a energia entregue ao solo e para a penetração permanente do amostrador.

Em solos fofos (Figura 5.15), devido à menor energia requerida para gerar a penetração do amostrador, os golpes subsequentes, mesmo que ocorrendo tardiamente (i.e. hastes longas), são capazes de provocar a penetração permanente do amostrador. Em solos de moderada resistência à penetração, conforme ilustra a Figura 5.16, em composição de hastes de 3m de comprimento, 2 golpes subsequentes ocorrem em estágios iniciais do evento de transferência de energia, contribuindo para a cravação do amostrador. No caso de hastes de 6m de comprimento, apenas o primeiro golpe subsequente é capaz de contribuir para o evento de penetração do amostrador, enquanto que composições de 18m há uma discreta contribuição do primeiro golpe subsequente.

Já em perfis densos o efeito do comprimento da composição de hastes está relacionado com hastes curtas, na qual ocorrem contribuições de golpes subsequentes em estágios iniciais da penetração do amostrador. No exemplo apresentado na Figura 5.17, apenas um golpe subsequente para uma haste de 3m de comprimento foi capaz de contribuir significativamente para a energia transferida ao solo.

Adicionalmente, o aumento do comprimento da composição de hastes produz um acréscimo da energia potencial gravitacional do sistema devido ao ganho de massa da haste. Em contrapartida, o aumento do comprimento da composição provoca um acréscimo de energia despedida durante a propagação da onda cisalhante. Soma-se ainda, os efeitos viscosos do solo, que devido à variações da velocidade de penetração do amostrador são influenciados pelo comprimento da composição. O efeito combinado destes fatores determinará a avaliação da energia entre ao solo e do índice de resistência à penetração para diferentes comprimentos de hastes e perfis de solo. A Figura 5.18 ilustra esta variabilidade.

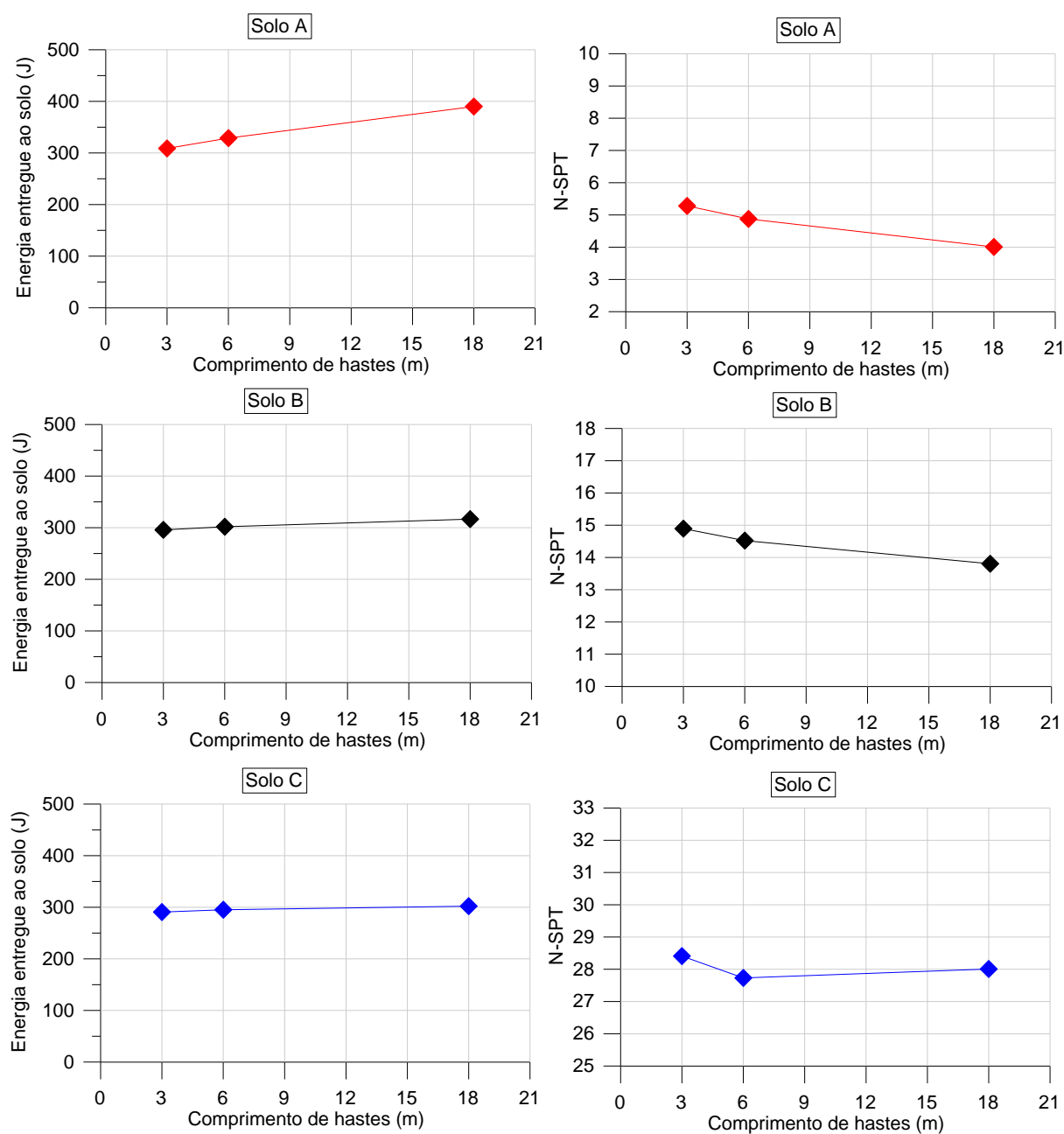


Figura 5.18: Variabilidade da energia entregue ao solo e a conseqüente influência no valor do índice de resistência à penetração.

Da Figura 5.18, observa-se que em solos fofos (solo A), o comprimento da composição produz um acréscimo de energia entregue ao solo devido ao acréscimo da energia potencial da composição. Como conseqüência, o valor de N-SPT é reduzido. Comparando composições de hastes AW de 3 e 18m observa-se um acréscimo de 100J e uma redução de 1 golpe que representa 20% do índice de resistência à penetração. Para solos de compactidade média a densa (solo B e C), o aumento do comprimento da composição de hastes produz pequenas variações na energia entregue ao solo e no valor de índice de resistência à penetração.

Desta forma, conclui-se que o efeito do comprimento da composição de hastes é evidenciado em solos fofos, predominantemente relacionado com o aumento da contribuição da energia potencial da composição pelo aumento do comprimento de hastes. A influência dos golpes subsequentes na energia transferida para o solo é também evidenciada em solos fofos, porém ocorre majoritariamente em hastes curtas.

5.5 A PRÁTICA BRASILEIRA E A NORTE AMERICANA DE EXECUÇÃO DE ENSAIOS SPT

Conforme discutido ao longo deste capítulo, variações da geometria do martelo e da composição de hastes ocasionam diferenças nos mecanismos de absorção de energia pelo solo, que resultam em variações no índice de resistência à penetração N-SPT. Considerando as diferenças do martelo e da composição de hastes entre a prática Brasileira e Norte Americana, avaliam-se os resultados de ensaios SPT executados conforme estas duas práticas nos perfis de solo A, B e C com hastes de 3, 6 e 18m de comprimento.

Apesar das distintas eficiências entre ensaios executados no Brasil e na América do Norte para fins de comparação, a série de simulações foi realizada a partir de uma eficiência do golpe de 60%. As diferenças geométricas entre as duas práticas estudadas são apresentadas na Tabela 5.2 e os resultados apresentados na Figura 5.19.

Tabela 5.2: Diferenças geométricas entre ensaios SPT executados no Brasil e na América do Norte.

Características		América do Norte	Brasil
Martelo	Tipo	Safety	Pino-guia
	L_m (m)	1,32	0,23
	Massa (Kg)	63,5	65
	Altura de queda (m)	0,762	0,75
Hastes	Tipo	AW	AWJ
	Seção trans. Efetiva (cm ²)	8,0	4,1

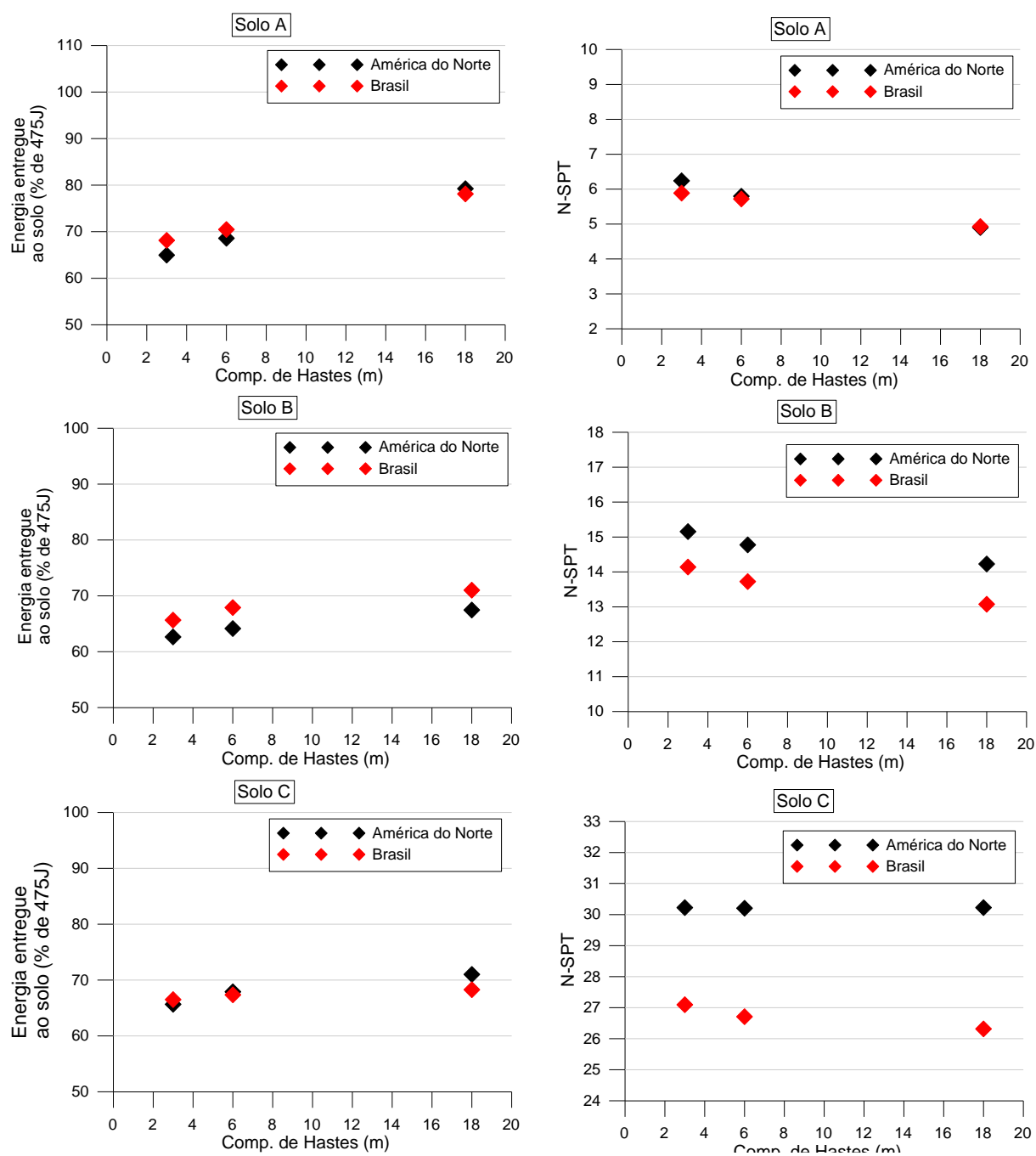


Figura 5.19: Variabilidade da energia entregue ao solo e a conseqüente influência no valor do índice de resistência à penetração.

Da análise realizada observa-se que em perfis fofos à medianamente compactos (solo A e B) as diferenças entre a prática Norte Americana e Brasileira de execução de ensaios SPT fornecem valores de energia e de índice de resistência à penetração similares. Em perfis densos, a energia entregue ao solo é semelhante, porém devido a diferenças no mecanismo de transferência, observa-se uma variabilidade no índice de resistência à penetração.

Conforme discutido ao longo deste capítulo, em solos densos a penetração de amostradores ocorre principalmente nos primeiros ciclos de carregamento. Somando-se a esta característica a maior energia contida nos primeiros ciclos de carregamento de martelos chatos e composição de hastes AWJ há uma superposição de efeitos que majoram a penetração do amostrador SPT executado segundo a prática Brasileira. A superposição destes efeitos é apresentada na Figura 5.20, na qual, observa-se as diferenças dos mecanismos de transferência de energia e conseqüente variação da penetração por golpe em composições de hastes de 18m de comprimento.

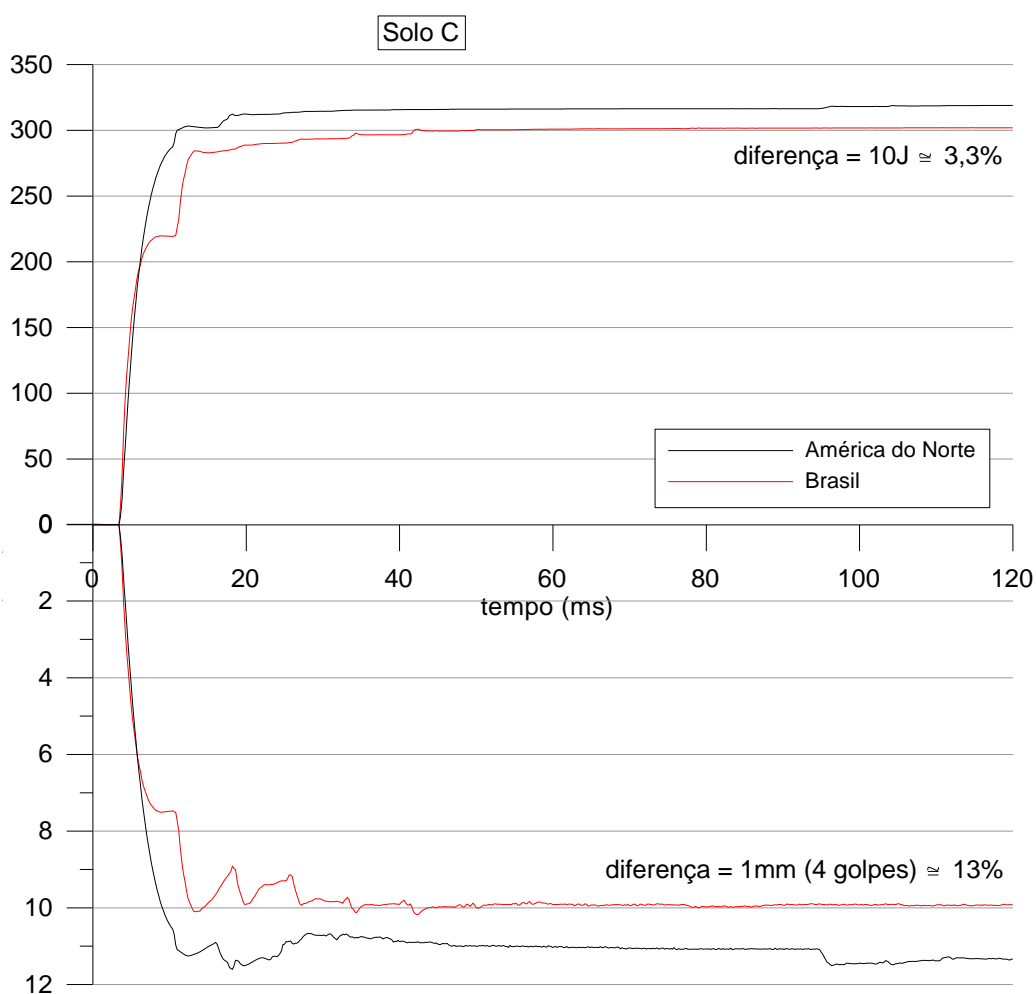


Figura 5.20: Variabilidade da energia entregue ao solo e o da penetração por golpe – Solo C.

Apesar da variabilidade de 13% no valor do índice de resistência à penetração observada na Figura 5.20, não representar um “erro” inaceitável de resultados de ensaios SPT é importante mencionar que esta margem de erro representa apenas a variabilidade dos equipamentos utilizados que, no ponto de vista da presente autora, é muito elevada. Somando a estes

Bianca de Oliveira Lobo (lobo_bianca@yahoo.com.br) Tese PPGEC/UFRGS 2009

aspectos, fatores como a dependência do operador além de questões como variações na altura de queda do martelo, estado do sistema de acionamento e os efeitos de flambagem e luvas da composição proporcionam a execução de ensaios SPT com resultados não confiáveis e de difícil aplicação em abordagens empíricas.

Desta forma, enfatiza-se a necessidade da utilização de abordagens fisicamente consistentes na interpretação de ensaios dinâmicos e um maior controle de campo dos fatores que determinam o índice de resistência à penetração.

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentada uma análise qualitativa da variabilidade dos resultados dos ensaios SPT devido a variação do equipamento de cravação: geometria e eficiência do martelo assim como seção transversal e comprimento da composição de hastes. As análises foram realizadas em 3 perfis hipotéticos de solo simulando areias fofas, médias e densas. Das análises realizadas conclui-se:

- Diferenças de compactidade do perfil ensaiado produzem variações no número de ciclos de carregamento necessários para a completa penetração do amostrador SPT. Em perfis de solos fofos é necessário diversos ciclos de carregamento para consumir toda a energia do sistema martelo-haste-amostrador enquanto que perfis densos necessitam de poucos ciclos para consumir a energia inserida no sistema;
- A padronização de ensaios SPT através a adoção do índice de resistência à penetração para a energia de referência de 60% constitui-se em prática recomendável. Entretanto a solução proposta por Seed et al (1985) possui limitações dependendo da compactidade do solo e faixa de eficiência utilizada. O conjunto de simulações realizadas possibilitou complementar a solução inicialmente proposta por Seed através da consideração dos efeitos da compactidade do perfil ensaiado através da equação:

$$N_{60} = N \left(\frac{ER_r}{0.60} \right)^{0.3D_r + 0.7}$$

- A geometria do martelo produz pequenas variações nos sinais de força e velocidade desde que a mesma velocidade de impacto do martelo seja aplicada. No entanto, observam-se variações nos mecanismos de transferência de energia com a geometria

do martelo. Martelos chatos transferem maior energia ao solo em ciclos iniciais que, em solos densos, podem alterar o índice de resistência à penetração;

- A seção transversal da composição de hastes produz variações nos sinais de força e velocidade assim como no mecanismo de transferência de energia para o solo. Hastes de reduzida seção transversal, como as AWJ, entregam mais energia para o solo no primeiro ciclo de carregamento, que combinada a solos densos podem reduzir o índice de resistência à penetração. Em solos fofos, a variação da seção transversal da composição provoca variações na energia transferida para o solo e no índice de resistência à penetração, majoritariamente pela contribuição da energia potencial gravitacional;
- O aumento do comprimento da composição de hastes produz um acréscimo de energia potencial gravitacional entregue ao solo e conseqüente redução do índice de resistência à penetração. A contribuição dos golpes subseqüentes ocorre em solos fofos e composições de hastes curtas, porém as análises realizadas mostram que este efeito é secundário quando comparado à contribuição da energia potencial gravitacional;

As diferentes características geométricas de ensaios SPT associadas com as práticas regionais produzem resultados que são influenciados pela variabilidade geométrica dos equipamentos utilizados. A comparação dos diferentes martelos e composição de hastes em ensaios SPT tipicamente utilizados na prática Norte Americana e Brasileira ilustram a superposição dos efeitos dos equipamentos no índice de resistência à penetração que, dependendo da compactidade do solo ensaiado, produzem variações no índice de resistência à penetração medido.

As análises realizadas neste capítulo permitem concluir que somente através de uma análise racional dos efeitos dinâmicos e estáticos produzidos no solo durante a execução de ensaios de penetração dinâmica é possível reduzir as incertezas associadas à interpretação de ensaios SPT.

6 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS GRANULARES

6.1 INTRODUÇÃO

Ao longo deste trabalho, foi desenvolvido e validado um modelo de simulação numérica capaz de reproduzir a interação dinâmica entre amostradores e o solo quantificando os mecanismos de resistência à cravação dinâmica. Estes conceitos são utilizados neste capítulo, visando apresentar duas metodologias racionais que permitem estimar o ângulo de atrito interno do solo a partir do índice de resistência à penetração medido em ensaios de penetração dinâmica.

A primeira metodologia utiliza a rotina de simulação numérica desenvolvida através da abordagem do *problema do valor inverso*¹⁰, para reproduzir o ângulo de atrito de solos não-coesivos com elevada confiabilidade. A segunda metodologia representa uma solução analítica desenvolvida a partir de pressupostos do Teorema de *Buckingham*, utilizando o modelo numérico para o estabelecimento da variabilidade do índice de resistência à penetração com a resistência ao cisalhamento do solo. Na seqüência, apresenta-se a validação das duas metodologias a partir de perfis hipotéticos de ensaios SPT e através de resultados de ensaios dinâmicos apresentados anteriormente nos estudos de casos (ver Capítulo 4).

¹⁰ Reconhecendo-se que a modelagem numérica possibilita estimar a penetração do amostrador no terreno, é possível usar o programa no sentido inverso (“*inverse boundary value program*”), utilizando a penetração medida *in loco* para estimar os parâmetros geotécnicos que controlam a penetração medida.

6.2 O PROBLEMA DO VALOR INVERSO

Reconhecendo a validade do modelo de simulação numérica para diferentes graus de confinamento e deformabilidade de solos não-coesivos (ver Capítulo 5) apresenta-se uma rotina de cálculo que, através do problema do valor inverso, determina o ângulo de atrito interno do solo capaz de reproduzir numericamente o índice de resistência à penetração medida em ensaios de penetração dinâmica (N-SPT). Utilizou-se o para esta finalidade o *Método da Bisseção* através da seguinte rotina:

1. São inseridos um valor inicial do ângulo de atrito interno do solo (ϕ'_i), um valor incremental do ângulo de atrito ($\Delta\phi'$) e a penetração média por golpe medida no ensaio dinâmico ($\Delta\rho_m$);
2. A partir do ângulo de atrito inicialmente imposto (ϕ'_i), simula-se numericamente a penetração média por golpe $\Delta\rho_i$;
3. A penetração média simulada por golpe $\Delta\rho_i$ é comparada com o valor medido ($\Delta\rho_m$), a partir da qual é estimado o erro na estimativa da penetração ($\text{erro} = \Delta\rho_i - \Delta\rho_m$);
4. Caso o erro calculado seja positivo ($\Delta\rho_i > \Delta\rho_m$), adiciona-se um incremento no ângulo de atrito ($\phi'_{(i+1)} = \phi'_i + \Delta\phi'$) e uma nova simulação numérica é realizada. A rotina simulará casos com ângulos de atrito crescentes até que o erro na estimativa da penetração permanente do amostrador seja desprezível (menor que 5%);
5. Quando a análise produzir erros negativos ($\Delta\rho_i < \Delta\rho_m$), será subtraído o valor incremental do ângulo de atrito interno ($\phi'_{(i+1)} = \phi'_i - \Delta\phi'$) e um novo valor incremental será atribuído como $\Delta\phi' = \Delta\phi'_i/2$. Com o novo valor de $\Delta\phi'$ estima-se um novo valor de ângulo atrito ($\phi'_{i+1} = \phi'_i + \Delta\phi'$) e a rotina retorna ao passo n° 2.

6.3 SOLUÇÃO ANALÍTICA

A utilização dos pressupostos do teorema de *Buckingham* aliados à rotina de simulação numérica permite que sejam desenvolvidas equações adimensionais (números Π) que expressam a resistência ao cisalhamento do solo a partir de resultados do índice de resistência à penetração medido em ensaios SPT.

O teorema de *Buckingham* estabelece que um determinado fenômeno físico envolvendo n grandezas físicas, pode ser representado por r dimensões físicas fundamentais independentes. A partir deste conceito é possível simplificar a equação inicial que descreve o fenômeno estudado como uma equação de $p = n-r$ variáveis adimensionais (números Π), constituídas a partir da relação entre as grandezas originais. Nesta análise, foram selecionados como parâmetros representativos da cravação de amostradores e da mobilização de resistência do solo as grandezas apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6. 1: Grandezas representativas da cravação de amostradores e de resistência ao cisalhamento do solo

Grandeza	Símbolo	Dimensão
Energia absorvida pelo solo	$\Delta EPG_{m+h}^{sistema}$	J = N m
Diâmetro externo no amostrador	D_e	m
Tensão vertical efetiva	σ'_v	N/m ²
Módulo cisalhante à pequenas deformações	G_0	N/m ²
Ângulo de atrito interno do solo	ϕ'	Adimensional
Penetração média por golpe	$\Delta\rho$	m

As grandezas apresentadas na Tabela 6.1 foram correlacionadas de forma a estabelecer equações adimensionais (números Π) que representem os mecanismos de interação dinâmica solo-amostrador. Desta análise, foram estabelecidas 3 equações adimensionais:

$$\Pi_1 = \frac{\Delta EPG_{m+h}^{sistema}}{\Delta\rho \cdot \sigma'_v \cdot D_e^2} \quad (6.1)$$

$$\Pi_2 = \phi' \quad (6.2)$$

$$\Pi_3 = \frac{G_0}{\sigma'_v} \quad (6.3)$$

A energia absorvida pelo solo ($\Delta EPG_{m+h}^{sistema}$) é expressa conforme a equação estabelecida por Odebrecht (2003), Odebrecht et al (2005) e Schnaid (2005):

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3 [\eta_1 (H + \Delta\rho) M_m g + \eta_2 (M_h g \Delta\rho)] \quad (6.4)$$

sendo M_m a massa do martelo, M_h a massa da composição de hastes, H a altura de queda e η_1 , η_2 , η_3 os coeficientes de eficiência do martelo, da haste e do sistema, respectivamente. Para o sistema brasileiro de acionamento manual do martelo de massa 65 kg caindo de uma altura de queda de 75cm e hastes de 3,23 kg/m sugere-se $\eta_1 = 0,76$; $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 0,91 - 0,0066L$ (Odebrecht et al 2004), onde L representa o comprimento de hastes.

Após o estabelecimento dos adimensionais Π_1 , Π_2 e Π_3 foi realizada uma série de simulações numéricas objetivando avaliar em condições típicas de confinamento e resistência de materiais granulares (ângulo de atrito interno variando de 30 à 45°) em profundidades variando de 1 a 30m (tensões verticais efetivas de 10 a 300 kPa) e módulos cisalhantes a pequenas deformações entre 20 e 180MPa o simulando o índice de resistência à penetração de referência, N_{60} (Seed et al, 1985). O conjunto de simulações esquematizado na Figura 6.1 foi realizado para as condições geométricas de ensaios SPT tipicamente utilizados na prática Norte Americana (Martelo tipo Safety e Hastes AW) e Brasileira (Martelo tipo Pino-guia e Hastes AWJ).

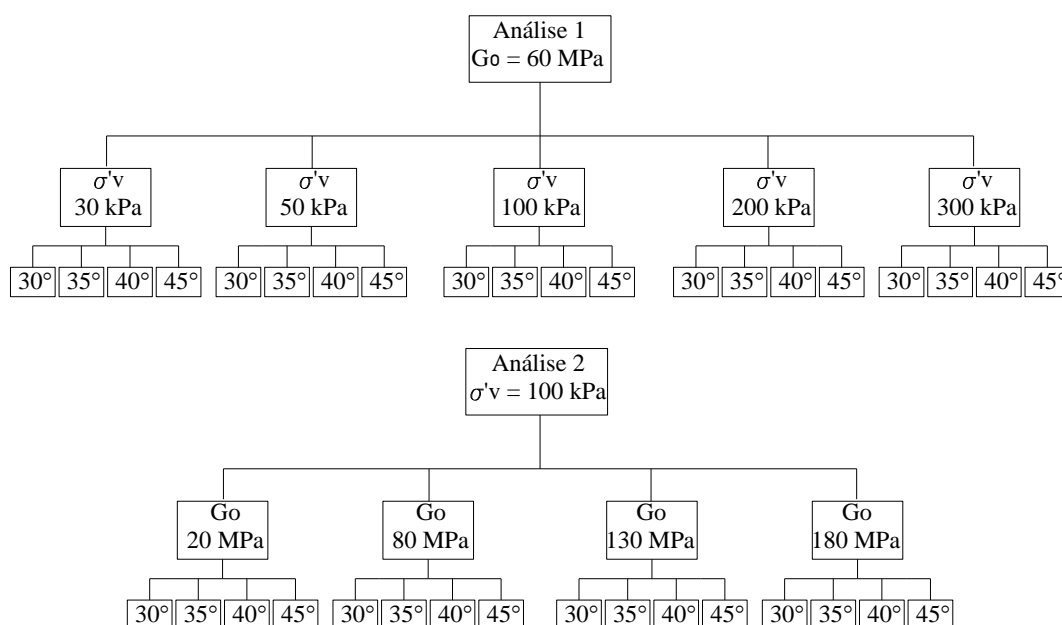


Figura 6.1: Esquema das simulações realizadas

A seguir serão apresentadas as análises realizadas nas equações adimensionais estabelecidas (Π_1 , Π_2 e Π_3), objetivando avaliar sua aplicabilidade para as condições típicas de

confinamento e deformabilidade de solos não-coesivos. O conjunto de simulações *Análise 1* objetiva estabelecer a sensibilidade da equação dimensional Π_1 à variação do grau de confinamento do solo. A Figura 6.2 apresenta os resultados desta análise.

Da Figura 6.2 observa-se que a equação adimensional Π_1 é pouco sensível às variações do grau de confinamento do solo, permitindo concluir que a equação adimensional Π_1 isola a influência do grau de confinamento do solo da variação do ângulo de atrito interno do estrato, representado pela equação adimensional Π_2 , para valores de ângulo de atrito entre 30 e 45° e tensões confinantes entre 30 e 200kPa. Para elevadas tensões confinantes (superior à 200 kPa) combinados com ângulo de atrito superiores à 40° a rotina de simulação numérica não é capaz de modelar a penetração de amostradores SPT devido à elevada magnitude da reação do solo comparada com a energia contida em cada ciclo de carregamento (i.e. instabilidade numérica). Nestes casos, a energia contida na onda de deformação provoca apenas deformações elásticas na massa de solo, sem induzir a penetração permanente do amostrador, associada com deformações plásticas na no solo.

Em segunda análise, busca-se avaliar a sensibilidade de Π_1 com o módulo cisalhante às pequenas deformações (G_0) para um mesmo grau de confinamento (ver Figura 6.1, *Análise 2*). A Figura 6.3 apresenta a variação de Π_1 com o módulo cisalhante às pequenas deformações para a condição de tensão vertical efetiva de 100 kPa.

Da figura 6.3 observa-se que Π_1 é sensível às variações do módulo cisalhante às pequenas deformações (G_0). Desta forma, busca-se incorporar a esta equação adimensional a equação adimensional Π_3^β (ver equação 6.3) a fim de produzir uma solução capaz de isolar a influência do módulo cisalhante (G_0) da variação do ângulo de atrito interno do solo. Desta forma, desenvolveu-se a equação adimensional Π_{II} :

$$\Pi_{II} = \frac{\Delta EP G_{m+h}^{sistema}}{\Delta \rho \cdot \sigma'_v \cdot D_e^2} \cdot \left(\frac{G_0}{\sigma'_v} \right)^\beta \quad (6.5)$$

Como melhor ajuste estima-se $\beta = -0,50$. A Figura 6.4 apresenta a variação de Π_{II} com o ângulo de atrito interno do solo (Π_2) expresso em graus.

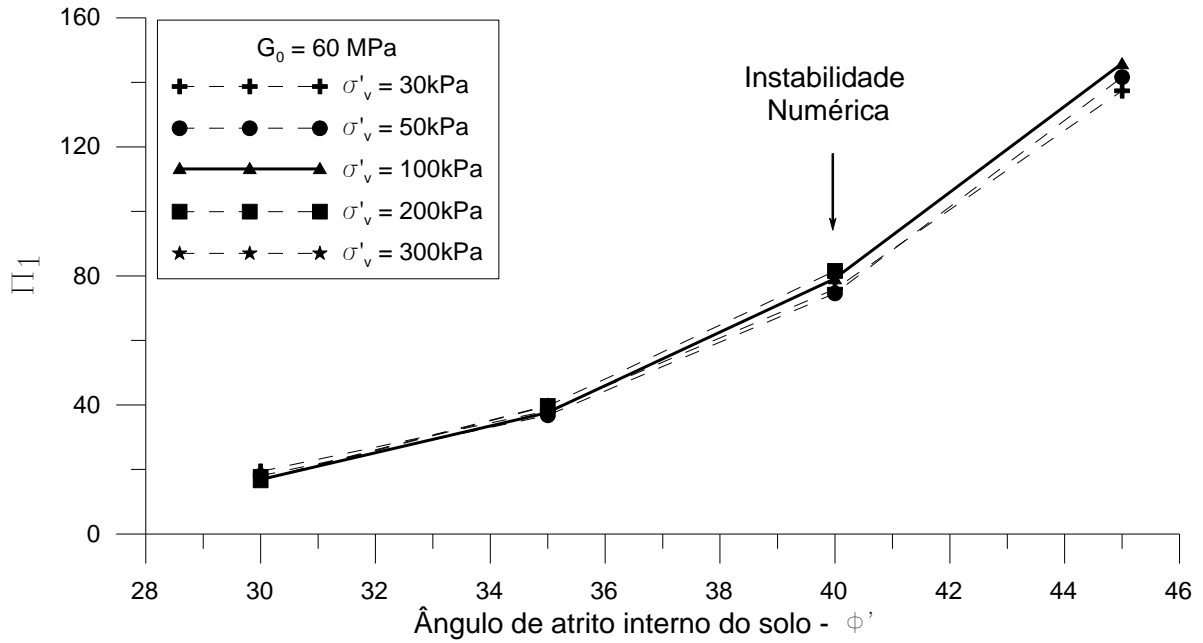


Figura 6.2: Variação de Π_1 com a tensão vertical efetiva

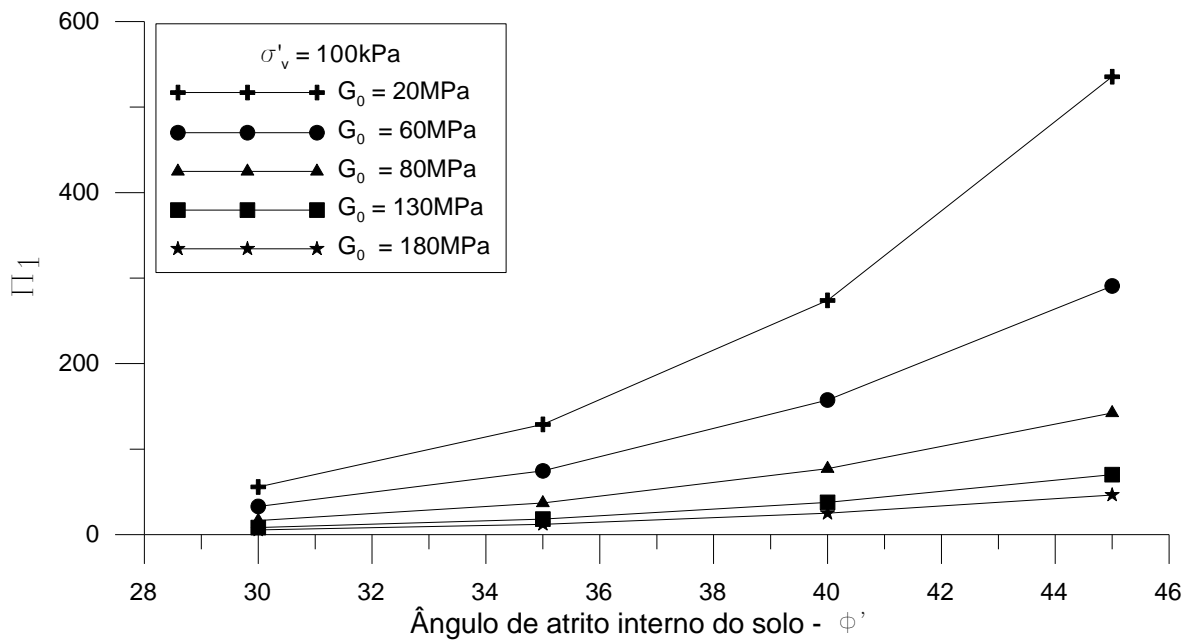


Figura 6.3: Variação de Π_1 com o módulo cisalhante à pequenas deformações G_0 .

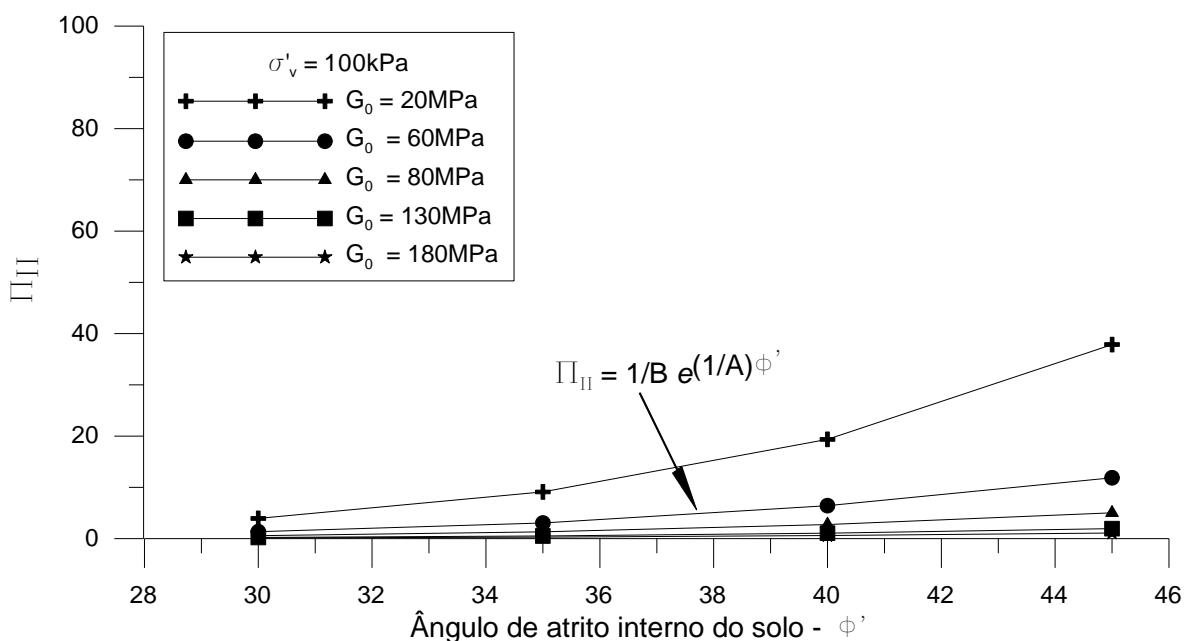


Figura 6.4: Variação de Π_{II} com o módulo cisalhante à pequenas deformações G_0 .

A partir das análises realizadas conclui-se que a equação adimensional Π_{II} é capaz de isolar os efeitos do grau de confinamento e rigidez do solo. Note-se que embora a combinação de um valor de G_0 pequeno produz uma dispersão na tendência média observada, esta combinação de valores é improvável, pois solos que exibem elevada resistência tendem a apresentar elevada rigidez. Desta forma, a expressão que representa a variabilidade de Π_{II} com o ângulo de atrito interno do solo é:

$$\Pi_{II} = \frac{1}{B} \cdot e^{\frac{1}{A}\phi'} \quad (6.6)$$

onde A , B e β representam constantes que consideram a geometria do sistema de cravação.

Inserindo a equação 6.5 na equação 6.6 e rearranjando os termos é possível estimar o ângulo de atrito interno do solo em graus a partir de resultados de ensaios SPT utilizando a equação 6.7:

$$\phi' = A \cdot \ln \left(\frac{B \cdot \Delta EP G_{m+h}^{sistema}}{\Delta \rho \cdot \sigma'_v \cdot D_e^2} \cdot \left(\frac{G_o}{\sigma'_v} \right)^\beta \right) \quad (6.7)$$

Na Tabela 6.2 apresenta-se o valor das constantes geométricas A , B e β para ensaios SPT tipicamente utilizados na prática Norte Americana e Brasileira tanto para areias quanto para pedregulhos.

Tabela 6.2: Constantes geométricas A , B e β para ensaios SPT Norte Americano e Brasileiro em solos arenosos e pedregulhos.

Solo	Ensaio	A	B	β
Areia	Norte Americano Martelo <i>Safety</i> e Hastes AW	6,7	100	-1/2
	Brasileiro Martelo tipo Pino-guia e Hastes AWJ	6,3	135	-1/2
Pedregulhos*	Norte Americano Martelo <i>Safety</i> e Hastes AW	7,6	120	-1/2

*Estimativa preliminar

A equação 6.7 permite que o ângulo de atrito interno do solo seja estimado a partir do conhecimento das características básicas do equipamento de cravação que determinam a energia entregue ao solo e as constantes geométricas A , B e β . O conhecimento do grau de confinamento e da rigidez do estrato ensaiado são fatores fundamentais para a eficácia desta solução. Sugere-se em aplicações práticas, nas quais não se tenha o conhecimento do módulo cisalhante à pequenas deformações (G_0), a adoção de soluções analíticas como as sugeridas por Lo Presti et al (1997) e Schnaid & Yu (2004). As constantes geométricas A , B e β influenciam na estimativa do ângulo de atrito modificando a sua variabilidade com o grau de confinamento (*i.e.* curvatura) quanto no valor absoluto desta grandeza (*i.e.* translação).

6.4 A VALIDAÇÃO DA PROPOSTA

6.4.1 Perfis hipotéticos

Objetivando avaliar as duas metodologias apresentadas neste trabalho, estimou-se o ângulo de atrito interno do solo a partir das abordagens *Numérica* e *Analítica* em duas condições limite, conforme ilustra a Figura 6.5.

- i) condição na qual o valor de N_{60} -SPT cresce linearmente com o grau de confinamento do material (Perfil de Gibson): nesta análise adotou-se N_{60} -SPT variando de 5 a 34 golpes, para tensões de confinamento variando de 10 à 300kPa e para três condições hipotéticas de rigidez do solo, obtidas a partir da solução analítica de Lo Presti et al (1997)¹¹ para índices de vazios (e) de 0,5; 1,0 e 1,5;
- ii) condição na qual o valor de N_{60} -SPT é constante com a profundidade: nesta análise adotou-se N_{60} -SPT = 20 golpes, para tensões de confinamento variando de 30 à 300kPa e para três condições hipotéticas de rigidez do solo, obtidas a partir da solução analítica de Lo Presti et al (1997) para índices de vazios (e) de 0,5; 1,0 e 1,5.

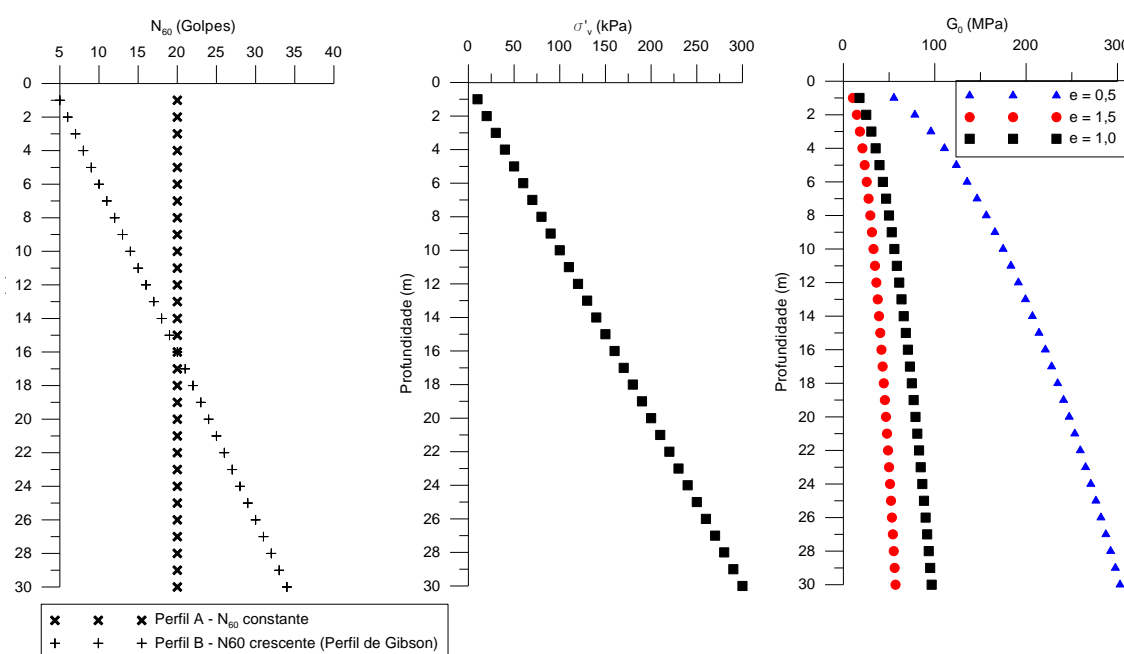


Figura 6.5: Perfis de solo hipotéticos utilizadas na avaliação das metodologias propostas neste trabalho.

Para fins de comparação, o ângulo de atrito do solo foi estimado por correlações consagradas na mecânica dos solos (de Mello, 1971; Bolton, 1986 e Hatanaka & Uchida, 1996). As

¹¹ $G_o = C \cdot e^{-x} \cdot p'_o{}^n \cdot p_a{}^{1-n}$, onde e representa o índice de vazios do solo, p'_o a tensão média octaédrica do solo e p_a a pressão atmosférica (100 kPa), para coeficientes médios de $C = 710$, $n = 0,5$ e $x = 1,3$ conforme sugerido por Lo Presti et al (1997).

Figuras 6.6 e 6.7 apresentam a comparação entre os resultados obtidos pelas metodologias propostas e por correlações empíricas empregadas na prática de engenharia em função da rigidez do solo (*i.e* variação do módulo cisalhante à pequenas deformações - G_0 , para as três condições apresentadas na Figura 6.5).

Das Figuras 6.6 e 6.7 é possível concluir que o ângulo de atrito estimado, a partir da solução *Númerica* e *Analítica* propostas, resulta em valores típicos, apresentando estimativas muito próximas às metodologias consagradas na mecânica dos solos, a maior parte destas estabelecidas através de metodologias puramente empíricas. Observa-se que na solução analítica o efeito da rigidez do solo induz um erro evidenciado pelo ligeiro aumento do ângulo de atrito com a redução do índice de vazios. Em contrapartida, observa-se que a solução numérica resulta em ângulos de atrito de mesma ordem de magnitude para solos distinta rigidez, indicando que esta solução é capaz de isolar o efeito da rigidez do efeito produzido pela resistência ao cisalhamento. A solução numérica caracteriza-se por resultados ligeiramente superiores que as correlações empíricas tradicionais para condições de elevado grau de confinamento.

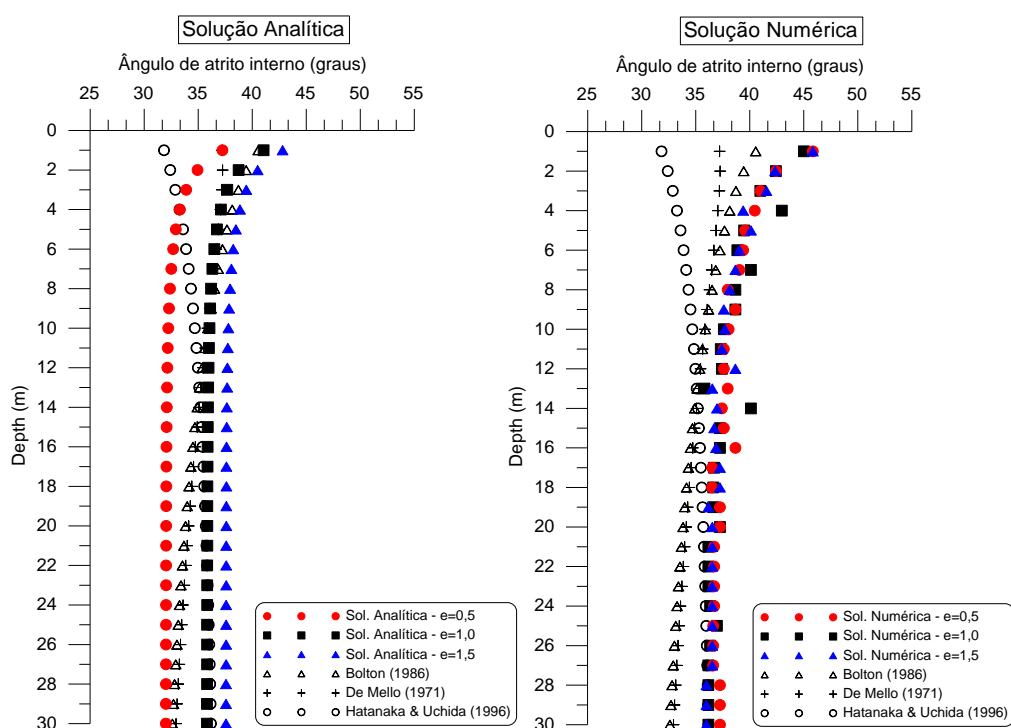


Figura 6.6: Estimativa o ângulo de atrito interno do solo – perfil hipotético no qual N-SPT cresce linearmente com o grau de confinamento (Perfil de Gibson).

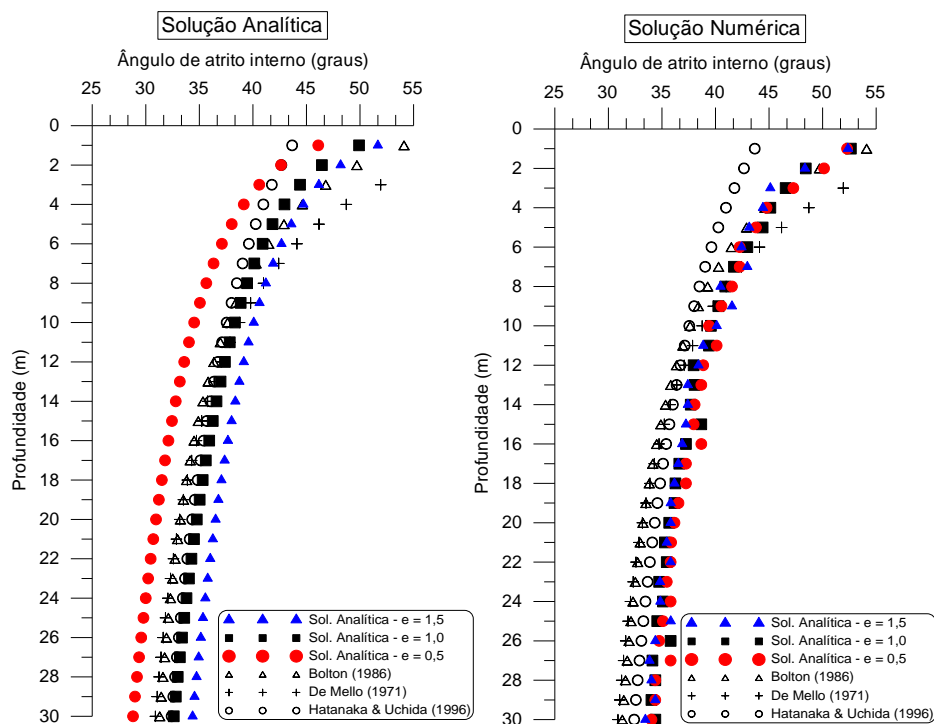


Figura 6.7: Estimativa o ângulo de atrito interno do solo – perfil hipotético no qual N-SPT é constante com o grau de confinamento.

6.4.2 Estudo de casos

As metodologias propostas neste trabalho para a estimativa do ângulo de atrito interno foram aplicadas ao conjunto de casos estudado nesta pesquisa (ver Capítulo 5). As soluções *Numérica* e *Analítica* foram avaliadas a partir dos valores publicados de ângulo de atrito (ϕ') em cada local. Nos sítios *Patterson Park*, *Massey Tunnel* e *Kidd2* o ângulo de atrito interno do solo foi avaliado de forma complementar a partir de ensaios de piezocone (Roberson & Campanella, 1983). No sítio UDESC utilizou-se a formulação analítica referente às características geométricas do sistema Brasileiro. Já nos sítios *San Prospero* e nas *Areias Japonesas* (*Edo*, *Natori*, *Tone* e *Yodo*), por falta de informações mais detalhadas das características geométricas no ensaio SPT, utilizou-se a solução analítica que representa a prática Norte Americana. Nos sítios do *Estreito de Messina* (*Sicilian Shore – Tower Foundation*, *Sicilian Shore – Anchor Block* e *Calabrian Shore*) utilizou-se a solução analítica que representa o comportamento de depósitos pedregulhosos (ver Tabela 6.1).

As Figuras 6.8 a 6.23 apresentam os resultados destas análises. Nestas figuras, o valor de referência representa o valor de ângulo de atrito publicado ou estimado a partir do conjunto de dados publicado por cada autor.

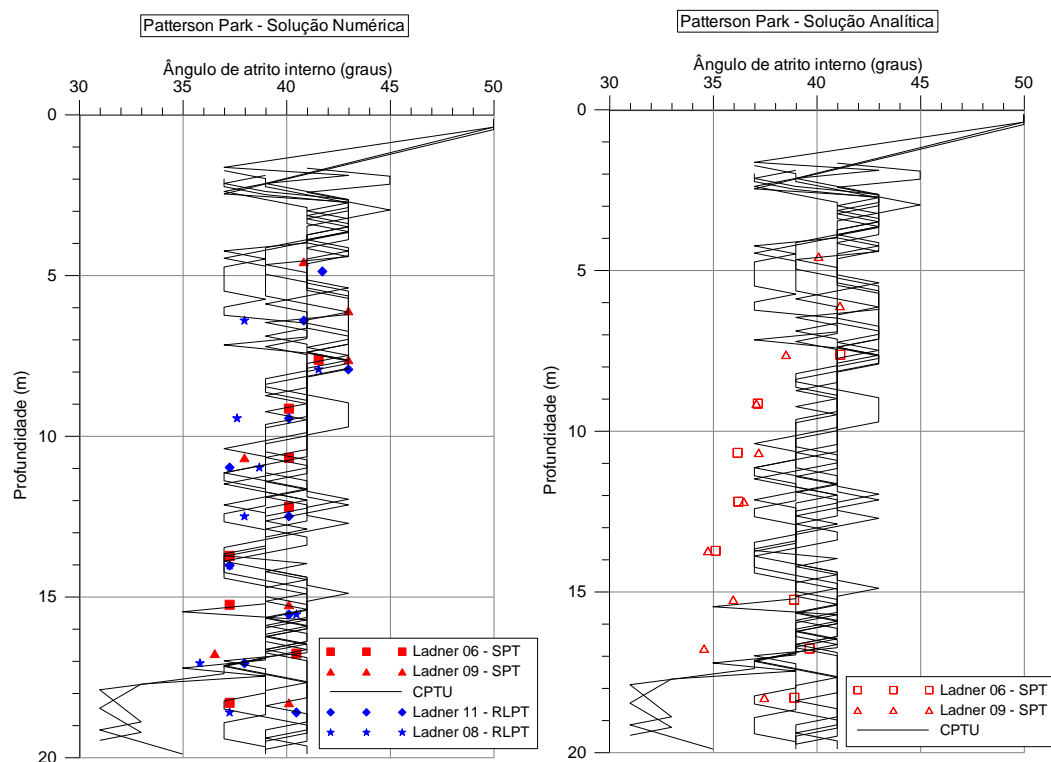


Figura 6.8: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *Patterson Park*

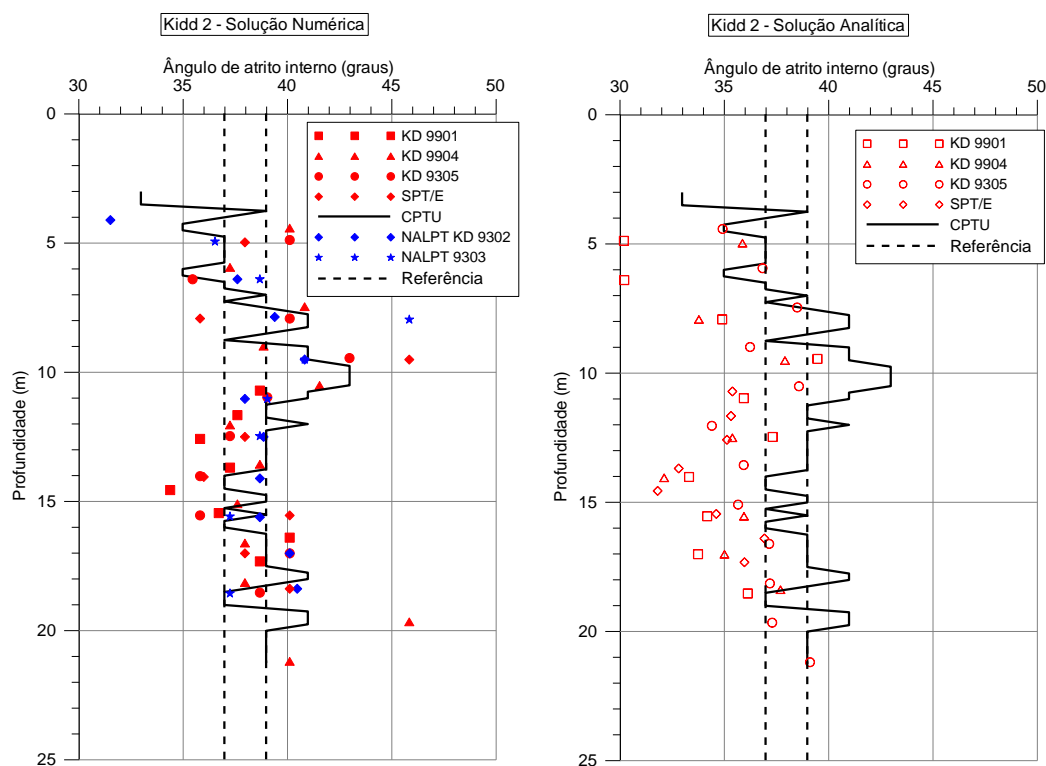


Figura 6.9: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *Kidd2*

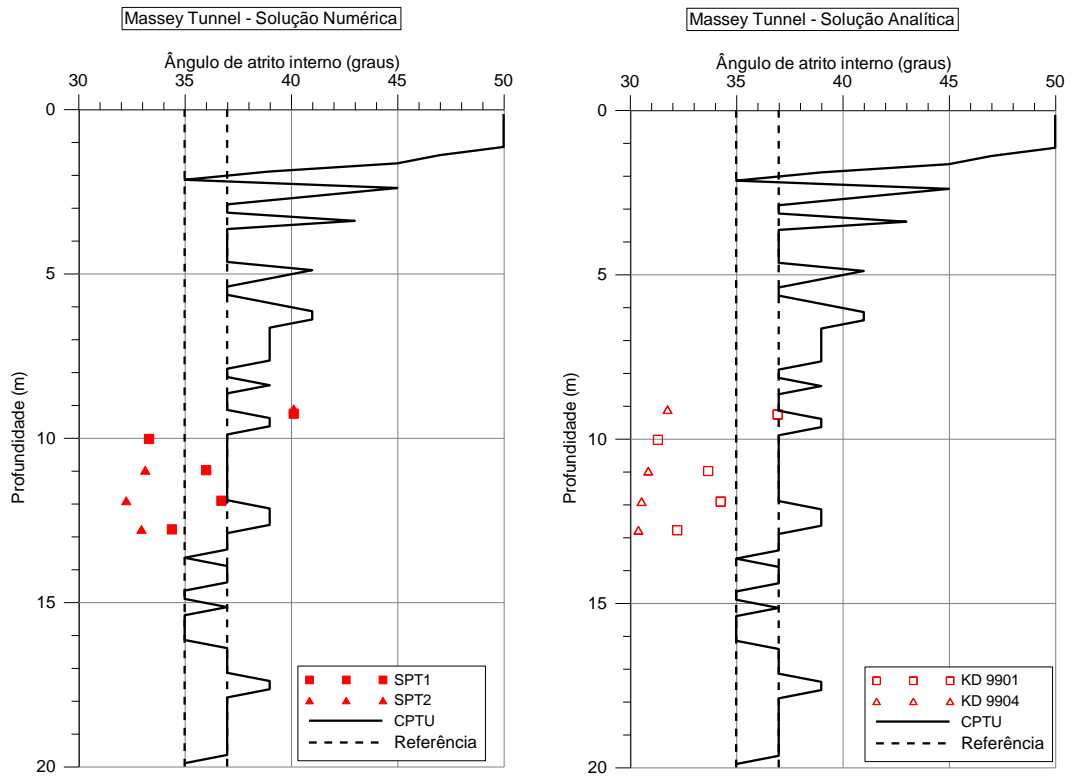


Figura 6.10: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *Massey Tunnel*

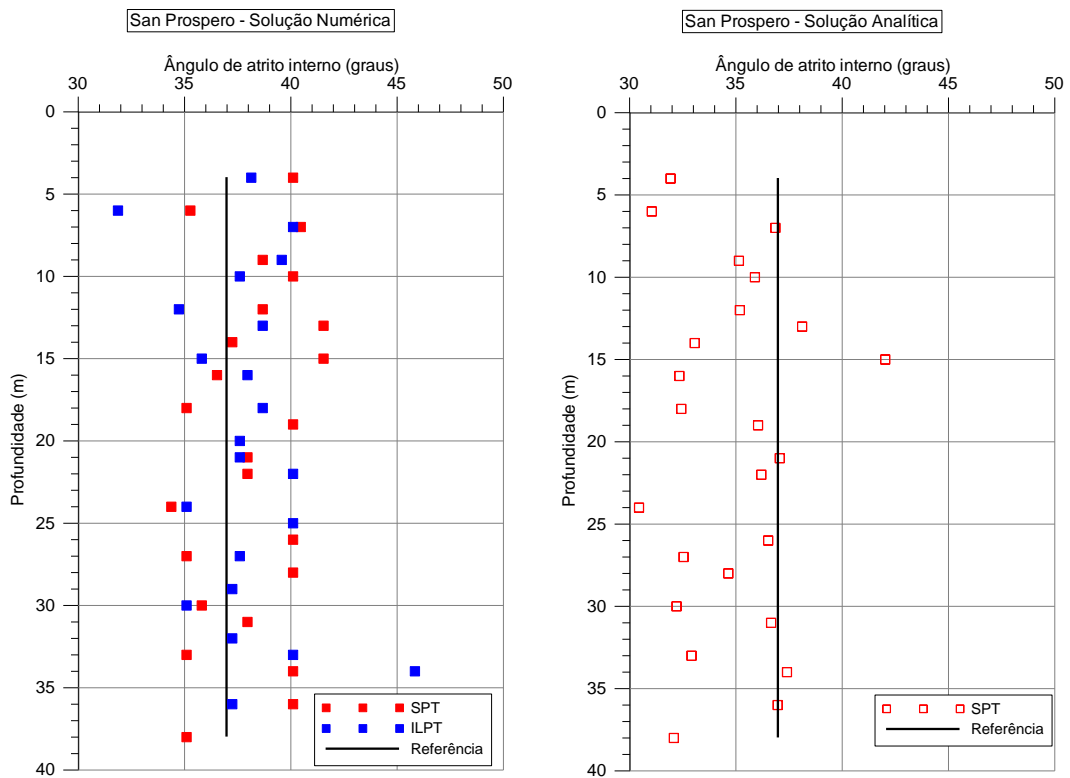


Figura 6.11: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *San Prospero*

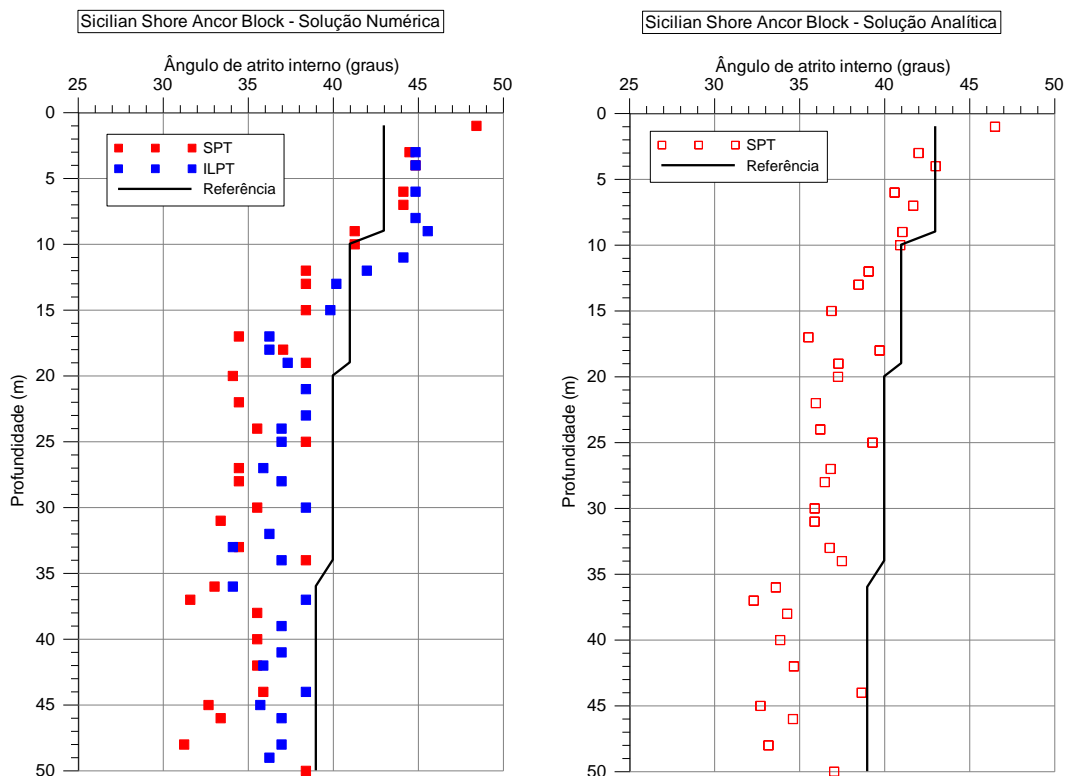


Figura 6.12: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Estreito de *Messina*, *Sicilian Shore Ancor Block*

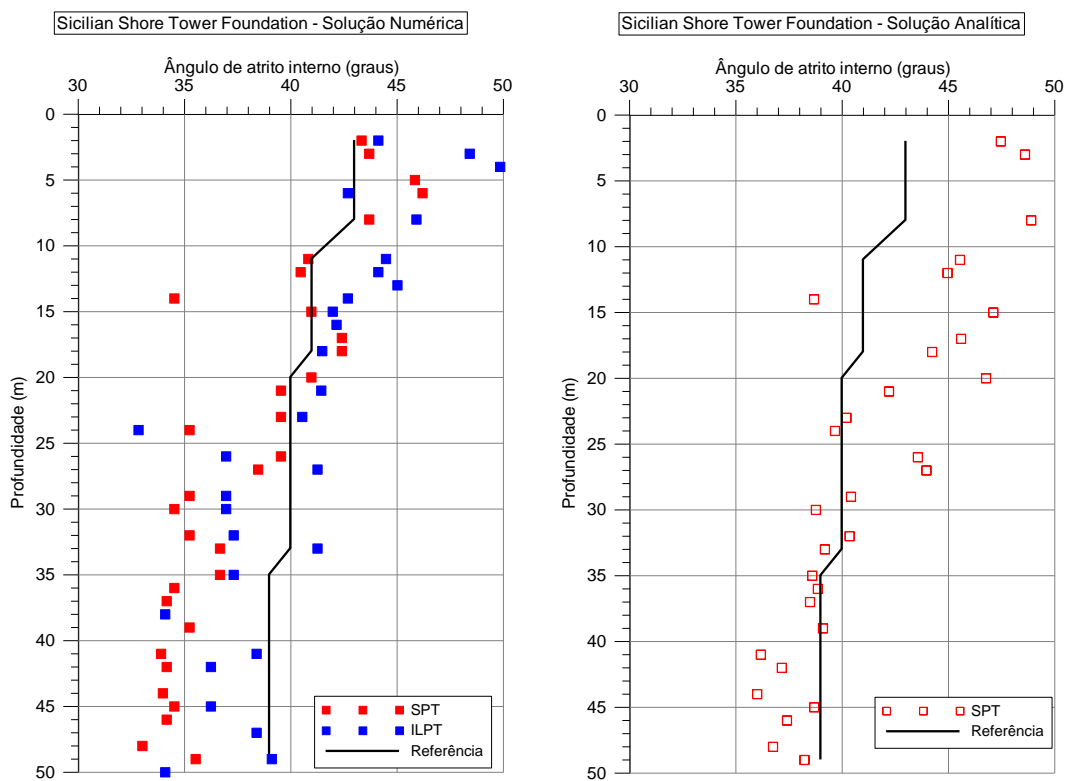


Figura 6.13: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Estreito de *Messina*, *Sicilian Shore Tower Foundation*

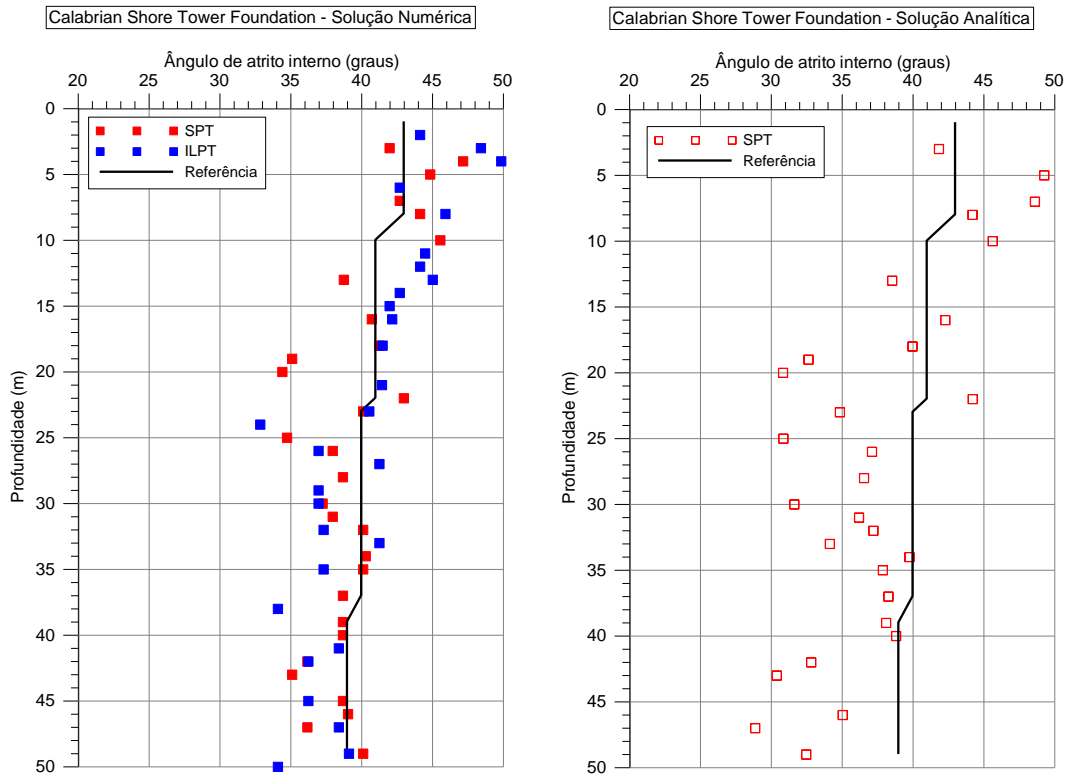


Figura 6.14: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Estreito de Messina, Calabrian Shore Tower Foundation

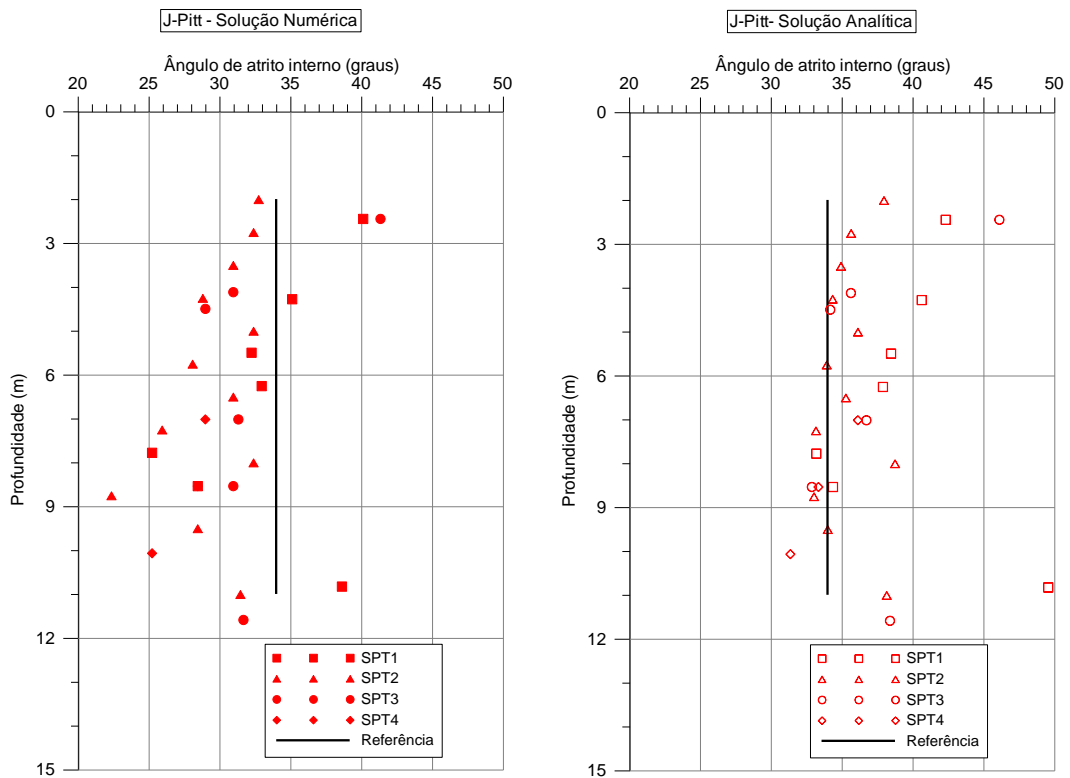


Figura 6.15: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – J-Pitt

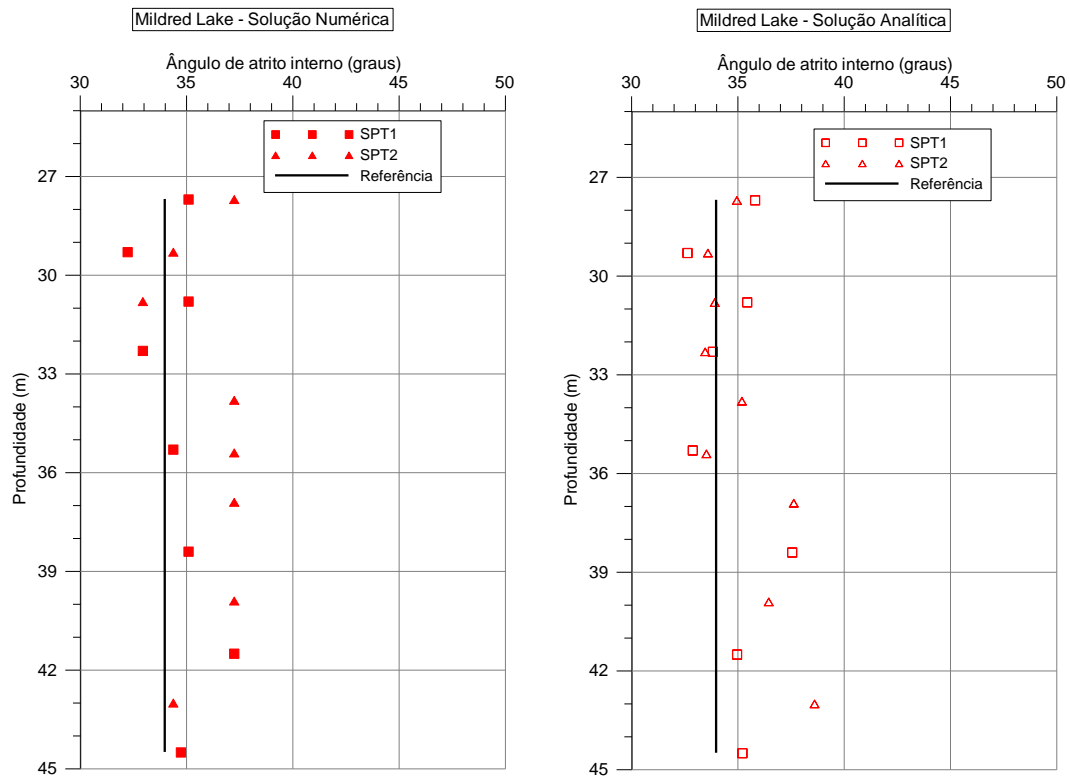


Figura 6.16: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *Mildred Lake*

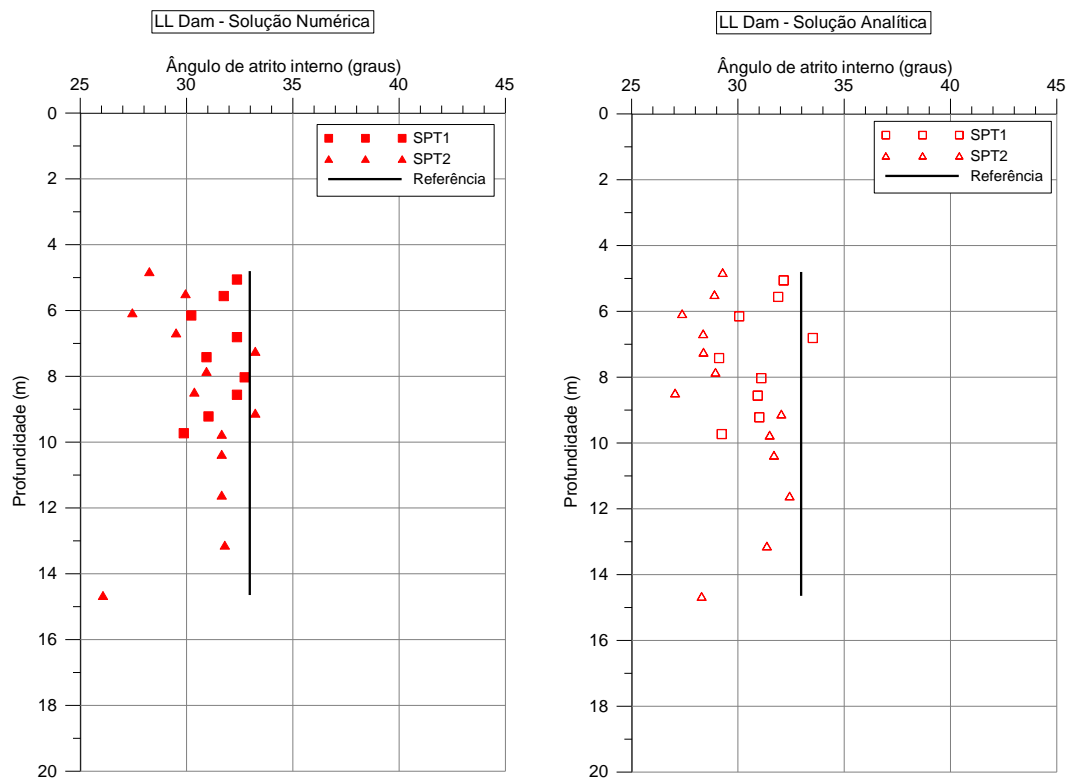


Figura 6.17: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *HVC Mine, LLDam*

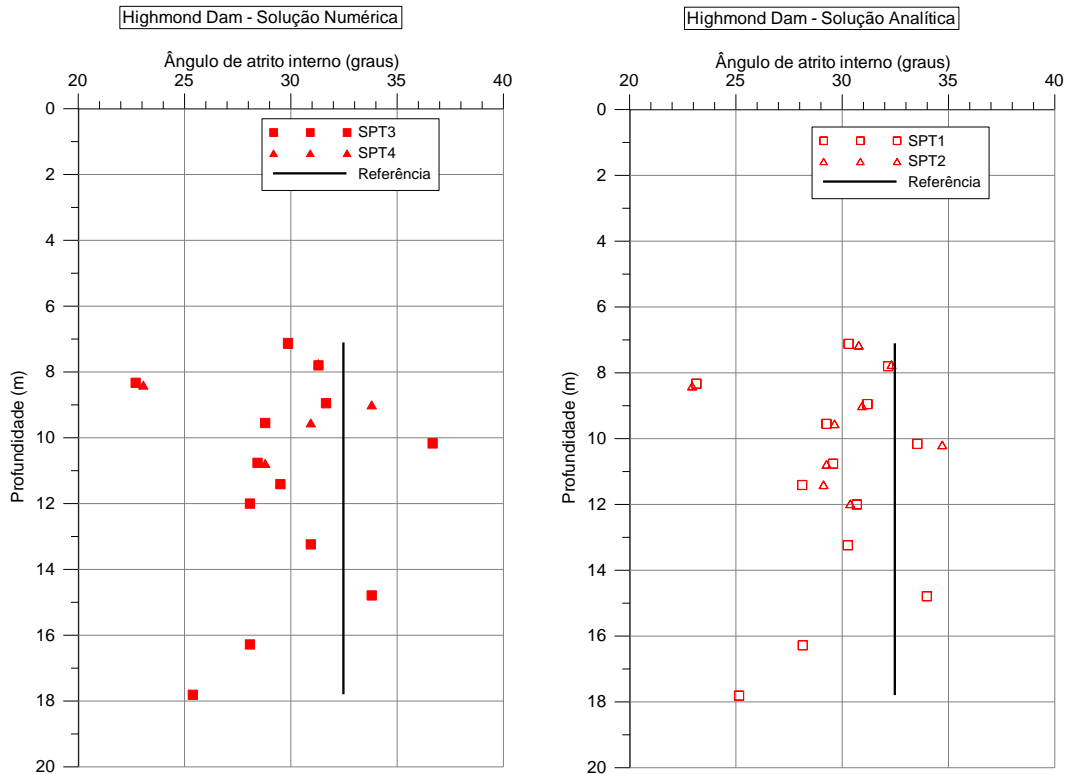


Figura 6.18: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *HVC Mine, Highmond Dam*

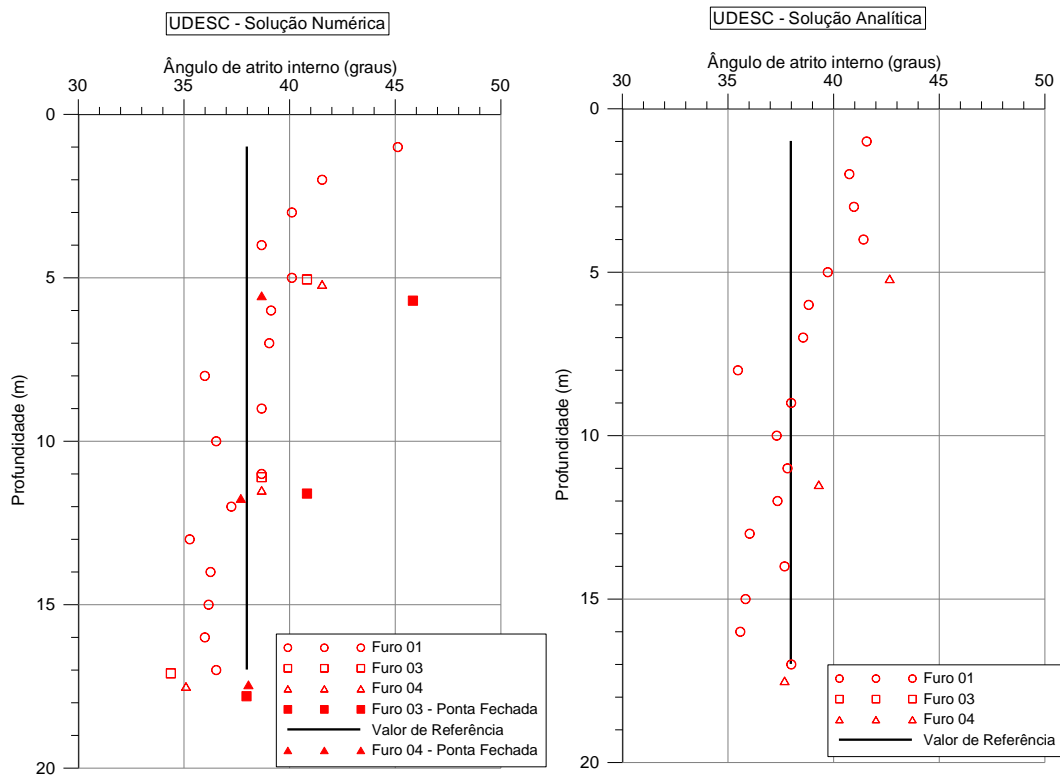


Figura 6.19: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *UDESC*

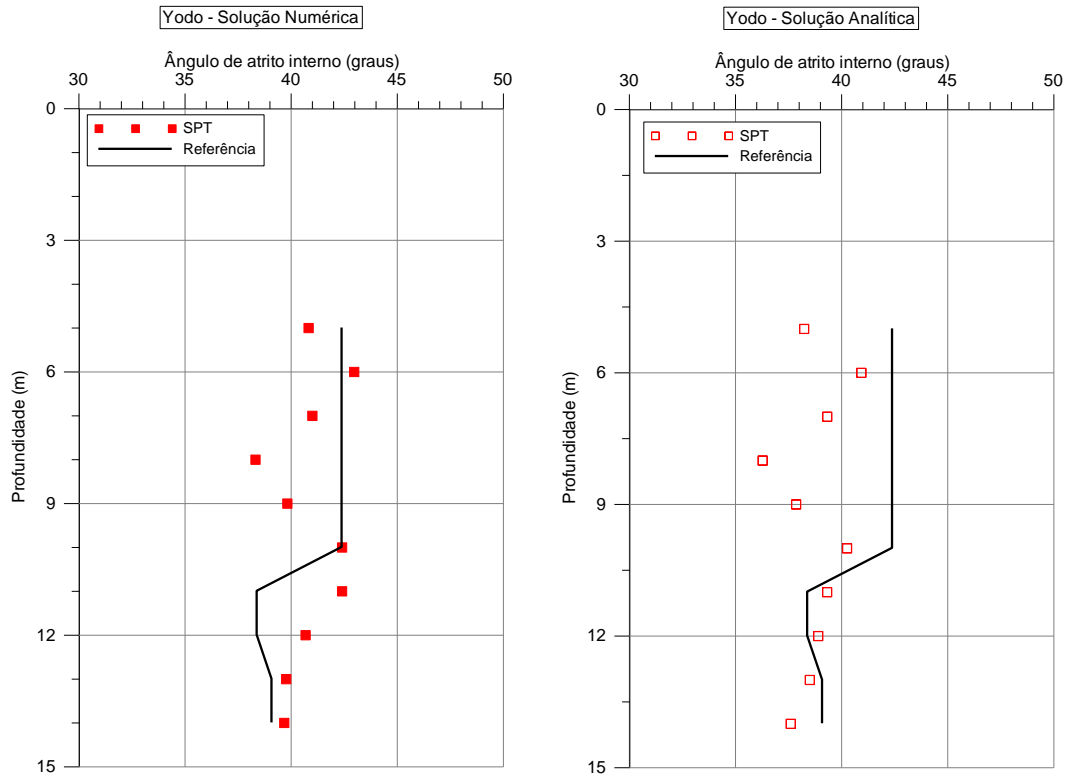


Figura 6.20: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *Japanese Sands – Yodo River*

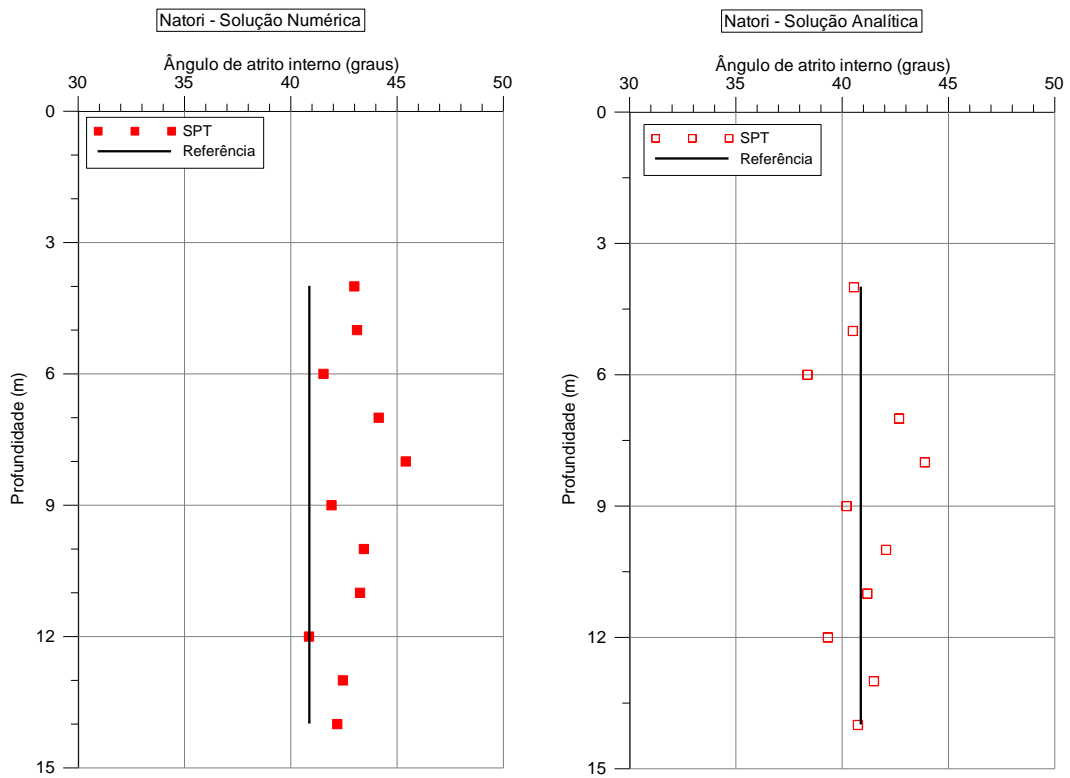


Figura 6.21: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – *Japanese Sands – Natori River*

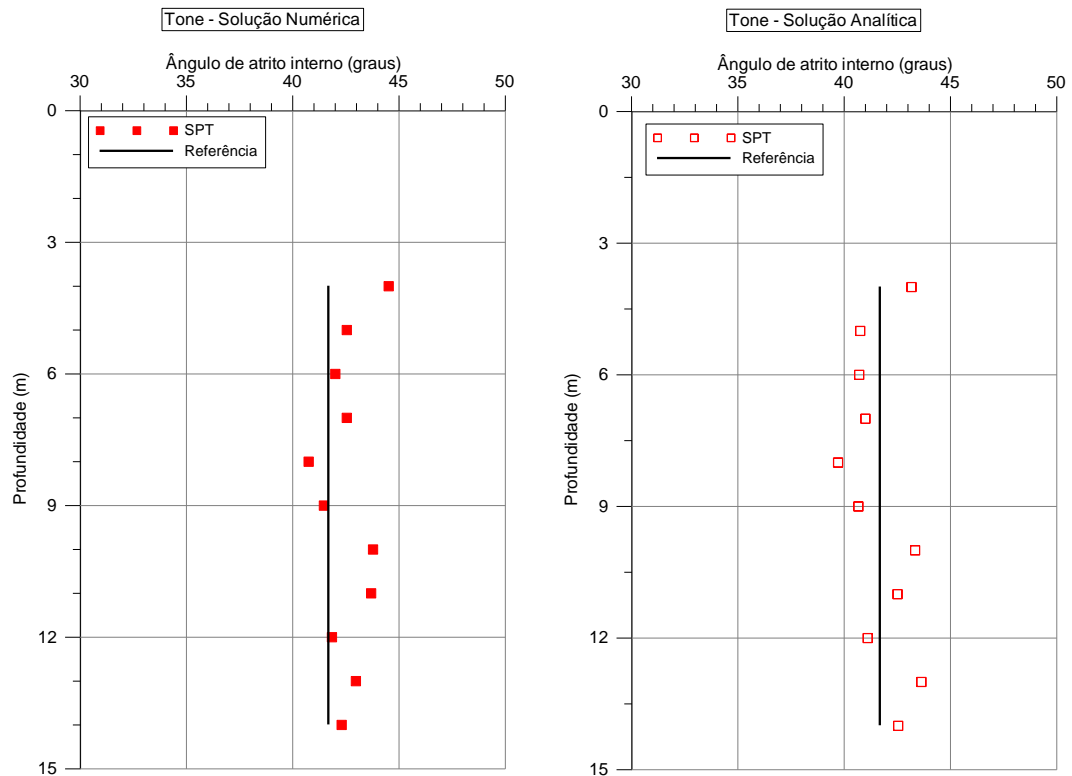


Figura 6.22: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Japanese Sands – Tone River

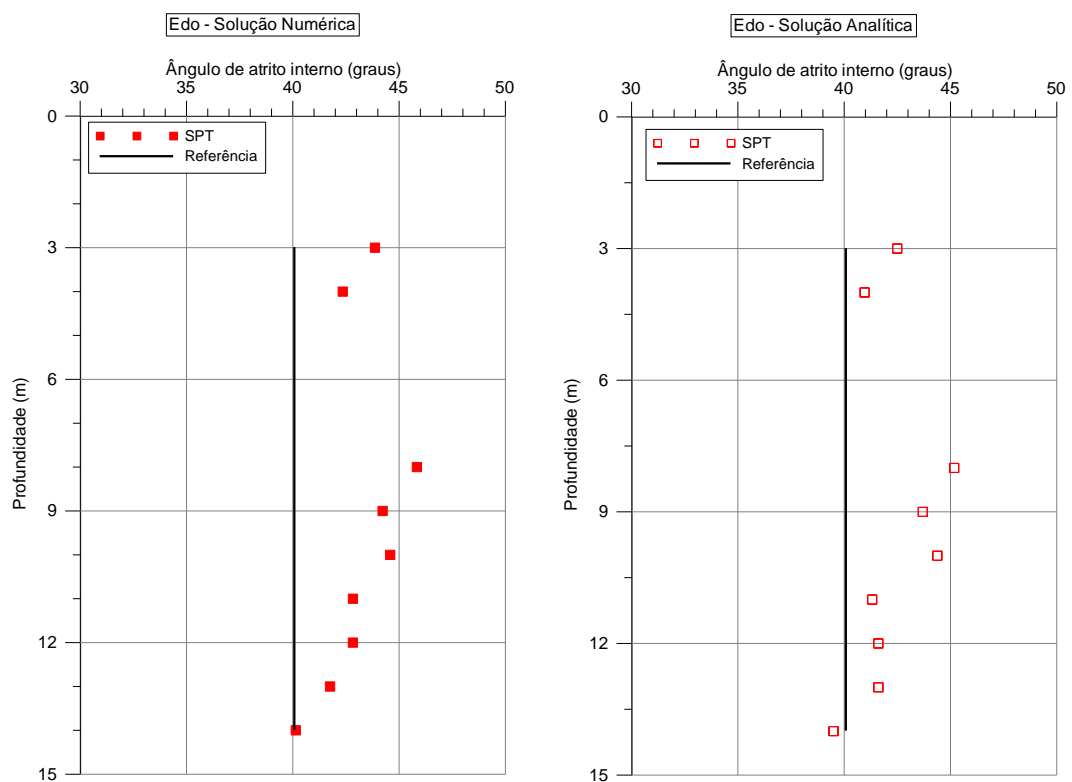


Figura 6.23: Estimativa do ângulo de atrito interno do solo através da Solução Numérica e Analítica – Japanese Sands – Edo River.

Das Figuras 6.8 a 6.23 observa-se que as metodologias propostas fornecem valores que, em geral, são da mesma ordem de grandeza dos valores estimados por ensaios CPTU e ensaios de laboratório. Nos sítios *Patterson Park* (Figura 6.8), *Mildred Lake* (Figura 6.16), *UDESC* (Figura 6.19), *Calabrian Shore Tower Foundation* (Figura 6.14) e *Tone* (Figura 6.22) tanto a solução numérica quanto a solução analítica forneceram valores muito precisos do ângulo de atrito do solo.

Nos sítios *Kidd2* (Figura 6.9), *San Prospero* (Figura 6.11), *LL Dam* (Figura 6.17) e *Yodo* (Figura 6.20) o ângulo de atrito avaliado a partir da solução numérica forneceu valores muito próximos dos valores publicados pelo autor, no entanto a solução analítica forneceu valores conservadores. Já nos perfis *Highmond Dam* (Figura 6.18), *J-Pitt* (Figura 6.15) e *Natori* (Figura 6.21) a solução analítica forneceu previsões mais próximas dos valores publicados pelo autor do que a numérica. No sítio *Massey Tunnel* (Figura 6.10) e tanto a solução numérica quanto analítica forneceram valores dispersos em relação aos valores de referência.

O sítio *Sicilian Shore Ancor Block* (Figura 6.12) forneceu valores de ângulo de atrito previstos pelas duas metodologias da mesma ordem de grandeza que os valores de referência para profundidades até 15m de profundidade. A partir desta profundidade, tanto as previsões da solução numérica quanto a analítica fornecem valores sub-estimados de ângulo de atrito (conservadores). Já no sítio *Sicilian Shore Tower Foundation* (Figura 6.13), até a profundidade de 25m de profundidade, a solução numérica forneceu resultados de mesma ordem de magnitude dos valores de referência, enquanto que a solução analítica superestimou o ângulo de atrito interno deste depósito. A partir desta profundidade, a solução analítica resulta em valores próximos do valor de referência enquanto que a solução numérica apresenta previsões subestimadas (conservadoras).

Observando as Figuras 6.8, 6.9, 6.11, 6.12, 6.13 e 6.14 percebe-se que a solução numérica dos diversos ensaios LPT (RLPT, NALPT e ILPT) resulta valores de ângulo de atrito de mesma ordem de magnitude que os resultados dos ensaios SPT. Esta observação corrobora a premissa de que o modelo é válido para as diversas condições de geometria utilizadas na prática de ensaios dinâmicos.

Apesar da validade do modelo para as condições geométricas de ensaios LPT, não foram estimadas as constantes geométricas A , B e β (ver equação 6.6) que determinam o ângulo de atrito do solo a partir de ensaios LPT. A falta de padronização, poucos casos de estudo

publicados na literatura associados com a variabilidade inerente de resultados de ensaios dinâmicos dificultam o desenvolvimento de equações com validade aferida. Finalmente, destaca-se que em todos os casos observa-se considerável dispersão nas previsões do ângulo de atrito, que é atribuída às características do ensaio, exaustivamente discutidas ao longo desta pesquisa.

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentadas duas metodologias racionais capazes de estimar o ângulo de atrito de perfis não-coesivos a partir de resultados de ensaios de penetração dinâmica. Inicialmente propõe-se a *Solução Numérica* como uma ferramenta de elevada confiabilidade na estimativa da resistência ao cisalhamento mobilizada durante a cravação de amostradores no solo. Complementarmente, utilizam-se os pressupostos do teorema de *Buckingham* no desenvolvimento de uma solução analítica que busca equacionar a resistência ao cisalhamento mobilizada do solo com as características geométricas do equipamento de cravação, a energia transferida ao solo e as condições de confinamento e deformabilidade do solo.

A *Solução Numérica* constitui uma abordagem conceitualmente correta que fornece uma estimativa pontual da resistência ao cisalhamento do perfil. O conhecimento da eficiência do sistema utilizado assim como as características geométricas do equipamento de cravação são parâmetros condicionantes da precisão desta solução. Por outro lado, a *Solução Analítica* proposta busca correlacionar valores típicos de resistência ao cisalhamento de solos granulares com o índice de resistência à penetração, tornando-se uma solução muito atrativa e de fácil aplicação prática. Em solos pedregulhosos, a *Solução Analítica* constitui em uma abordagem preliminar, tendo em vista o reduzido número de casos utilizados no seu estabelecimento.

De modo geral, a *Solução Analítica* fornece resultados conservadores quando comparada com a *Solução Numérica*. A dispersão de resultados observada na abordagem *Analítica* está associada aos erros inseridos associados ao isolamento dos efeitos da rigidez do solo.

7 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

7.1 CONCLUSÕES

As diversas etapas de trabalho que compõem esta pesquisa produziram dados relevantes, tendo as principais conclusões citadas a seguir.

7.1.1 Quanto à rotina de simulação numérica

A rotina de simulação numérica desenvolvida é capaz de reproduzir numericamente os sinais de força, velocidade, deslocamento, energia e penetração média por golpe medidos em ensaios de penetração dinâmica como SPT e LPT.

A força de reação estática do solo mobilizada durante a penetração dinâmica de amostradores pode ser modelada a partir de teorias tradicionalmente utilizadas na engenharia de fundações, considerando as peculiaridades referentes à escala do problema e o grau de densificação produzido na massa de solo.

Tipicamente, amostradores SPT penetram na massa de solo de modo parcialmente embuchado, mobilizando resistência de núcleo crescente com o avanço da penetração do amostrador ao longo dos 45 cm cravados. A calibração realizada indica uma função de crescimento quadrática deste mecanismo com o avanço do amostrador na massa de solo. A medição em campo da penetração interna de solo (i.e. grau de recuperação da amostra), assim como a execução de ensaios dinâmicos com medida progressiva da penetração por golpe ao longo dos 45cm cravados com fornecem uma medidas complementares, relacionadas com o mecanismo de embuchamento do amostrador.

A parcela de reação viscosa do solo é determinante na correta quantificação do número e magnitude dos ciclos de carregamento responsáveis pela cravação do amostrador no solo, assim como na energia absorvida pelo mesmo.

O tempo necessário para que toda a energia inserida no sistema martelo-haste-amostrador seja consumida é função da compactidade do solo, do comprimento da composição de hastes e da eficiência do martelo utilizado.

7.1.2 Quanto aos fatores que determinam o índice de resistência à penetração

A cravação de amostradores em solos de diferentes compactidades produz processos distintos de interação solo-amostrador. Ensaios executados em solos fofos caracterizam-se por diversos ciclos de carregamento, proporcionando uma condição favorável à contribuição dos golpes subsequentes na penetração permanente do amostrador. Devido à elevada penetração permanente resultante do processo de penetração em solos fofos, há uma contribuição significativa da energia potencial gravitacional do martelo e composição de hastes na energia transferida ao solo.

Em perfis compactos, a interação solo-amostrador decorre primordialmente nos primeiros ciclos de carregamento do amostrador. Em estágios mais avançados de carregamento, a energia contida na onda de deformação não é capaz de superar a energia elástica do solo, gerando uma condição desfavorável para a contribuição dos golpes subsequentes do martelo na penetração final do amostrador. Nestes perfis, a desconsideração da energia potencial gravitacional devido à penetração permanente do amostrador produz erros insignificantes na energia entregue ao solo.

Diferenças de geometria do martelo utilizado nas diversas práticas regionais de execução de ensaios SPT produzem pequenas variações nos sinais de força e velocidade desde que a mesma velocidade de impacto (i.e. eficiência) seja imposta. Apesar da similaridade dos sinais, martelos chatos (L/D reduzido) transferem maior energia ao solo nos ciclos iniciais de carregamento do amostrador que martelos esbeltos. Ensaios SPT executados com martelos chatos em perfis densos apresentam índice de resistência à penetração reduzido quando comparado com valores resultantes de martelos esbeltos.

Composições de hastes de diferentes geometrias produzem sinais de força e velocidade distintos e conseqüentemente alteram os mecanismos de transferência de energia. Composições de reduzida seção transversal transferem mais energia para o solo no primeiro ciclo de carregamento, que executado em um perfil denso podem reduzir o índice de resistência à penetração medido. Em perfis fofos, a variação da seção transversal da composição induz variações da energia transferida ao solo e conseqüentemente no índice de

Mecanismos de Penetração Dinâmica em Solos Granulares

resistência à penetração, majoritariamente pela contribuição da energia potencial gravitacional.

Diferenças no comprimento da composição de hastes produzem efeitos diferenciados dependendo da compactidade do solo. Em solos fofos, o aumento do comprimento da composição produz um acréscimo de massa no sistema, corroborando com o acréscimo da energia potencial gravitacional transferida ao solo e conseqüente redução do índice de resistência à penetração. A contribuição dos golpes subseqüentes ocorre associada a composições de hastes curtas.

7.1.3 Quanto à aplicabilidade das metodologias utilizadas na prática para a medição da energia entregue ao solo

Os diferentes sistemas utilizados para a medição da energia entregue ao solo durante a cravação de amostradores no solo quantificam energias distintas que, não sendo avaliadas através de uma abordagem racional, podem induzir a erros de interpretação.

A determinação da energia cinética do martelo no instante de impacto possibilita o conhecimento da energia transferida ao topo da composição de hastes devido ao golpe inicial do martelo. A utilização desta medida na estimativa da energia transferida ao solo requer a aplicação de um modelo numérico ou analítico que determine a energia transferida ao solo devido à contribuição da energia potencial gravitacional do martelo e composição de hastes, associada com a penetração permanente do amostrador.

A integração dos sinais de força e velocidade é sem dúvida a metodologia de maior rigor conceitual para a medida da energia transferida ao solo. Apesar do rigor teórico desta abordagem, tradicionalmente os sensores vem sendo “zerados” com o martelo apoiado sobre a composição de hastes, medindo da energia transferida ao solo devido ao golpe do martelo e energia gravitacional apenas da composição de hastes. A consideração de carga nula com martelo içado proporciona que nos sinais de força e velocidade seja considerada, além das energias previamente descritas, a variação da energia potencial gravitacional do martelo devido à penetração permanente do amostrador.

7.1.4 Quanto à padronização do ensaio e interpretação das diferentes práticas de ensaios SPT

A partir das análises realizadas conclui-se que diferenças geométricas do martelo e composição de hastes afetam o mecanismo de transferência de energia para o solo e conseqüentemente o índice de resistência à penetração. Dependendo da compactidade do solo, o índice de resistência à penetração apresenta maior sensibilidade às características geométricas e/ou a contribuição da energia potencial gravitacional devido à penetração permanente do amostrador.

A normalização de ensaios SPT a partir da determinação de valores típicos de eficiência do martelo e condições locais (geometria e equipe de sondagem) mostra-se uma solução atrativa somente se associada com uma abordagem racional de interpretação de ensaio. A comparação entre sistemas com distintas eficiências deve ser realizada a partir da consideração da incorporação dos efeitos da compactidade do solo (equação 5.5), conforme sugerido neste trabalho.

Por fim, reitera-se a necessidade de qualificação de mão de obra tanto na fase de execução e supervisão, quanto na interpretação de ensaios dinâmicos. Uma discussão mais abrangente dos fatores que afetam o índice de resistência à penetração assim como a dependência da compactidade do solo no mecanismo de transferência de energia, incorporaria uma maior confiabilidade à interpretação destes ensaios.

7.1.5 Quanto às metodologias desenvolvidas para a obtenção do ângulo de atrito interno do solo

As metodologias desenvolvidas neste trabalho para a estimativa do ângulo de atrito interno de solos não coesivos apresentam valores de mesma ordem de magnitude que metodologias empíricas amplamente utilizadas na prática de engenharia e comparável a medidas obtidas com outros ensaios de campo e laboratório.

A abordagem numérica constitui uma solução conceitualmente correta que fornece uma estimativa pontual da resistência ao cisalhamento do perfil, enquanto que a solução analítica busca correlacionar valores típicos de resistência ao cisalhamento com o índice de resistência à penetração medida em ensaios dinâmicos. De modo geral, a solução analítica apresenta

resultados conservadores e com uma dispersão associada quando comparado com resultados da análise numérica.

7.2 IMPLICAÇÕES NA PRÁTICA DE ENGENHARIA

A grande vantagem na utilização da interpretação racional de ensaios dinâmicos consiste na redução das incertezas associadas. No entanto, para que se atinja um elevado nível de confiabilidade nos resultados, algumas modificações na prática de engenharia são necessárias. Neste escopo, apresentam-se sugestões práticas tanto na fase de execução quanto interpretação e apresentação dos resultados que, na opinião da autora, podem vir a contribuir para a confiabilidade de projetos geotécnicos.

7.2.1 Quanto ao equipamento

O uso de um equipamento padronizado, conforme preconiza a NBR 6484/2001, não é prática fundamental para a interpretação de ensaios dinâmicos uma vez que a interpretação racional do ensaio seja aplicada (i.e. conceitos de energia). Conforme exhaustivamente discutido ao longo desta tese, a geometria do martelo e da composição de hastes produz variações no índice de resistência a penetração medido devido às diferenças no mecanismo de transferência de energia para o solo.

Desta forma, enfatiza-se que utilização de equipamentos não padronizados deve estar associada com a interpretação racional do ensaio que requer o conhecimento do sistema de cravação utilizado (massa e geometria do martelo e composição de hastes) e da energia efetivamente consumida na cravação do amostrador (i.e. medida de energia) através de metodologia de elevada confiabilidade como o método FV.

7.2.2 Quanto à execução do ensaio

Medidas complementares da taxa de recuperação de amostras em ensaios dinâmicos fornecem resultado complementar que auxilia na quantificação do mecanismo de reação de núcleo do amostrador.

Em profundidades pré-selecionadas pelo projetista, é prática recomendável realizar medidas sistemáticas da penetração por golpe do amostrador ao longo dos 45 cm de cravação. Este

procedimento permite que os mecanismos de mobilização de resistência sejam coletados, inferindo maior confiabilidade às análises realizadas na fase de interpretação do ensaio.

7.2.3 Quanto à apresentação e interpretação dos resultados

Na fase de apresentação dos resultados, faz-se necessário que o executante indique ao projetista o tipo de equipamento utilizado, apresentando as características geométricas do martelo e composição de hastes utilizada na execução do ensaio.

A NBR 6484/2001 obriga o registro do número de golpes necessários à cravação de cada trecho nominal de 15 cm no relatório de campo, no entanto, no relatório definitivo este dado não é obrigatório. Estas grandezas constituem medidas complementares do mecanismo de embuchamento do amostrador, assim como a medida da taxa de recuperação da amostra devem, na opinião da autora, ser informações obrigatórias no relatório final.

Na fase de interpretação, é de fundamental importância que os conceitos de energia sejam aplicados, considerando os distintos mecanismos de transferência de energia para o solo devido à variações dos equipamentos de cravação e energia inserida no sistema.

Apesar da interpretação racional de ensaios dinâmicos não fazer uso do índice de resistência à penetração de referência (N_{60}), a padronização dos resultados é prática recomendável e deve considerar os efeitos da compacidade do perfil ensaiado através da equação:

$$N_{60} = N \left(\frac{ER_r}{0.60} \right)^{0,3 \cdot D + 0,7}$$

7.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O prosseguimento da presente pesquisa, na opinião da autora, envolve basicamente três linhas de atuação: aprimoramento da modelagem da interação solo-amostrador, execução de ensaios de campo instrumentados de características geométricas variadas e o avanço das análises teóricas que permitam a interpretação de ensaios dinâmicos com maior rigor conceitual. Nestas linhas vislumbram-se os seguintes objetivos:

- Avaliar as simulações numéricas realizadas no banco de dados apresentado no presente trabalho através de uma análise estatística explorando a estratigrafia de cada

local ensaiado, a confiabilidade associada em cada previsão e as condições de embuchamento em cada local estudado;

- Avaliar de forma detalhada os mecanismos de reação do solo (atrito lateral, ponta e núcleo) mobilizados em solos de diferentes compacidades, visando estabelecer a taxa de contribuição típica de cada mecanismo em função da compacidade do solo;
- Inserção no modelo de interação solo-amostrador, uma rotina mais sofisticada para a modelagem dos diversos tipos de amortecimento que ocorrem na massa de solo durante a execução de ensaios dinâmicos;
- Projetar e executar ensaios em diversas escalas e distintas velocidades de penetração que permitam quantificar os diferentes mecanismos de reação dinâmica e estática mobilizada;
- Desenvolver metodologias visando a determinação de parâmetros de resistência de solos granulares diretamente a partir do índice de resistência à penetração medido em ensaios LPT;
- Avaliar numérica e experimentalmente os efeitos de escala existentes na mobilização de resistência de ensaios dinâmicos (SPT e LPT) e estacas.

REFERÊNCIAS

AAS, G. **Baerseevne av peler I friskjonsjordater**. NGI Forening Stipendium, Oslo, 1966.

ALVES, A. M. L. **Influência da viscosidade do solo e do tempo após a cravação na interação dinâmica estaca-solo em argilas**. Tese de D. Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente**, Tese de D. Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, USP, SP, 1997.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. **The application of energy conservation Hamilton's principle to the determination of energy efficiency in SPT tests**. In: proceedings of the sixth international conference on the application of stress-wave theory to piles, São Paulo. Anais, p.457-460, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASTM Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers. D4633-2005.

ASTM. Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils. D1586-2008.

BEIM, J. GRLWEAP- **Wave equation fundamentals**. XIII Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações - COBRAMSEG, Curitiba, PR, 2006.

BELINCANTA, A. **Energia dinâmica no SPT, resultados de uma investigação teórico experimental**. São Paulo. Dissertação de mestrado – Escola Politécnica da USP, 1985.

BEREZANTSEV, V. G. KHISTTOFOROV, V.S.; GOLUBKOV, V. N. **Load bearing capacity and deformation of pile foundations**. In: 5º Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundation, Paris, 1961.

BERINGEN, F. L., VAN HOOYDONK, W. R., and SCHAAP, L. H. J. **Dynamic pile testing: an aid in analysing driving behaviour**. Proceedings, Int. Seminar on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Stockholm, p. 77-97, 1980.

BOLTON, M. D. **The strength and dilatancy of sands**. Geotechnique, vol. 36, no. 1, p. 65-78, 1986.

BOSSCHER, P.J., SHOWERS, D. R. **Effect of soil type on Standard Penetration Test input energy**. Journal of Geotechnical engineering, Vol. 113, No. 4, April, 1987.

CAVALCANTE, E., H. **Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CHOI, Y., AND O'NEILL, M. W. **Soil plugging and relaxation in pipe pile during earthquake motion**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering V 123 No 10, pp 975–982, 1997.

CLAYTON, C.R.I (1990), “SPT Energy Transmission: Theory Measurement and Significance”, Ground Engineering, vol. 23, n10, pp. 35-43.

COYLE, H. M. and GIBSON, G. C. (1970). **Empirical damping constants for sands and clays**. JSMFD., ASCE, vol. 96, SM3: 949-965.

CROVA, R., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, T., LO PRESTI, D.C.F. **Geotechnical characterization of gravelly soils at Messina site: selected topics**. Predictive Soil Mechanics, Houslyby and Scholfield, Ed. Thomas Telford, London, pp. 199-218, 1993.

DALLA ROSA, S. **Estudo dos efeitos de escala em ensaios de penetração dinâmica**. Dissertação, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2008.

DANIEL, C. R. **Split spoon penetration testing in gravels**. M. A. Sc. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, B. C., 2000.

DANIEL, C. R. **Split spoon penetration testing in gravels**. M. A. Sc. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, B. C., 2003.

DANIEL, C. R.; HOWIE, J. A.; SY, A. **A method for correlating large penetrometer test (LPT) to standard penetration test (SPT) blow counts**. Canadian Geotechnical Journal, 40: 66-77, 2003.

DANIEL, C.R. **Energy transfer and grain size effects during the standard penetration test (SPT) and large penetration test (LPT)**. Tese, University of British Columbia, Vancouver, B.C., 2008.

DANIEL, C.R., HOWIE, J.A., JACKSON, R.S., AND WALKER, B. **Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **131**(4): 489-497, 2005.

DE MELLO, V.F.B. (1971) **The standard penetration test.** In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4, Porto Rico. Proceedings, v.1, p.1-87.

DECOURT, L. **The standard penetration test: state-of-the-art report.** Norwegian Geotechnical Institute, Publication No 179, Oslo. Shi-ming, 1990.

DEEKS, A. J. **Numerical Analysis of pile driving dynamics.** PhD Thesis, University of Western Australia, 1992.

FOREHAND, P. W. and REESE, J. L. (1964). **Prediction of pile capacity by the wave equation.** JSMFD., ASCE, vol. 90, SM2: 1-25.

FOX, E. N. **The mean settlement of a uniformity loaded area at a depth below ground surface.** Proceedings, 2nd international Conference of Soil Mechanics and Foundation engineering, London, 1948.

GIBSON, G.C. & COYLE, H.M. (1968) **Soil damping constants related to common soil properties in sands and clays.** Research Report N 125-1, Texas Transportation Institute, Texas A&M University.

GOBLE RAUSCHE LINKINS AND ASSOCIATES, INC. **CAPWAP Program – Use's Manual,** 1996.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. P.; FORTUNATO, S. G. S. **Controle de Fundações Profundas Através de Métodos Dinâmicos.** São Paulo: editado pelos próprios autores, 253 p., 2000.

GRANVILLE, W.H., GRIME, G., FOX, E.N., DAVIES, W.W. (1938) **An investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles During Driving.** Technical Paper N° 20, Department Sci, Ind. Research, British Building Research Board;

HATANAKA, M., UCHIDA, A. (1996). **Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil.** Soils & Foundations, Vol. 36 (4), 1-9, Japanese Geotechnical Society.

HEREEMA & DE JONG. **Advanced wave equation computer program which simulated dynamic pile plugging through a coupled mass-spring system.** Proceeding 3rd international Conf. on Numerical Methods in offshore Piling. ICE, London, pp 37-42, 1979.

HOLEYMAN, A.E., 1984, Contribution a l'Etude du Comportement Dynamique Non-Lineaire des Pieux lors de leur Battage. Doctoral Thesis, Universite Libre de Bruxelles, ICC, Bruxelles, Bélgica.

HOWIE, J.A., DANIEL, C.R., JACKSON, R.S. AND WALKER, B. **COMPARISON OF ENERGY MEASUREMENT METHODS IN THE STANDARD PENETRATION TEST.** Report prepared for the U.S. Bureau of Reclamation, Geotechnical Research Group, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, Canada, 2003.

HVORSLEV, M.J. **Subsurface exploration and sampling of soils for Civil Engineering purposes.** Committee on Sampling and Testing, Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, 1949.

ISAACS, D. V. (1931). **Reinforced concrete pile formulae.** Trans. Instn. Engrs. Aust., 12: 313-323.

ITRP/ISSMFE (1988) **Standard penetration test (SPT): International reference test procedure.** In: Proceedings of 1st European Symposium on Penetration Testing (ESOTP1), v1, pp 3-16.

JAMILIOLKOWSKI, M. e LO PRESTI, D. C. F. (2003). **Geotechnical characterization of Holocene and Pleistocene Messina sand and gravel deposits.** Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.

KAITO, T., SAKAGUCHI, S., NISHIGAKA, Y., MIKI, K., AND YUKAMI, H. 1971. **Large Penetration Test.** Tsuchi-to-Kiso, **19**(7): 15-21 (in Japanese).

KISHIDA, H. AND ISEMOTO, N. **Behavior of sand plugs in open-end Steel pipe piles.** Proceedings of 9th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977.

KLOS, J., AND TEJCHMAN, A. **Analysis of behavior of tubular piles in subsoil.** Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 605–608, 1977.

KOVACS, W. D. & SALOMONE, L. A. **Closure of Discussion on “SPT Hammer Energy Measurements”**, Journal of Geotechnical Engineering – ASCE – vol. 110, n.4, pp. 562-563, 1994.

LEE, S.L., CHOW, Y.K., KARUNARATNE, G.P., WONG, K.Y. (1988). **Rational wave equation model for pile-driving analysis.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.114, n.3, p.306-325.

LEHANE, B.M., AND GAVIN, K.G. 2001. **Base resistance of jacked pipe piles in sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **127**(6): 473-480. LIANG, R.Y.; SHENG, Y. (1992) **Wave equation parameters from driven rod test.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.119, n.6, p.1037-1057.

LIANG, R.Y.; SHENG, Y. **Wave equation parameters from driven rod test.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.119, n.6, p.1037-1057, 1992

LIYANAPATHIRANA, D.S., DEEKS, A.J., AND RANDOLPH, M.F. 1998. **Numerical Analysis of Soil Plug Behaviour Inside Open-Ended Piles During Driving**. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, **22**: 303-322.

LO PRESTI, D.C.F., JAMIOLKOWSKI, M., PALLARA, O., CAVALLARO, A., PEDRONI, S. **Shear modulus and damping of soils**. *Géotechnique*, 47(3): 603-617, 1997.

LOBO, B. O. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

LOBO, B. O. SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., ROCHA, M.M. **Previsão de Capacidade de Carga de estacas através dos conceitos de energia do ensaio SPT**. Revista Geotecnia (pre-print).

LOBO, B. O. SCHNAID, ODEBRECHT, E., **Prática de Uso do SPT na Previsão de Capacidade de Carga de Estacas através dos Conceitos de Energia**. XIII Congresso Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Curitiba, PR, 2006.

MEYERHOF G. G. Bearing capacity and settlements of pile foundations. Proc. American Society of Civil Engineering Div., ASCE, vol 102, nº GT 3, 1976.

MEYERHOF, G. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, vol 2, 1951.

MIMURA, M. (2003). **Characteristics of some Japanese natural sands – data from undisturbed frozen samples**. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.

MORGANO, C.M., AND LIANG, R.Y. 1992. **Energy transfer in SPT - rod length effect**. In Proceedings, Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Edited by F.B.J. Barends. The Hague, The Netherlands. September 21-24. A.A. Balkema, pp. 121-127.

NBR 13208 (2007) **Estacas: Ensaio de Carregamento Dinâmico**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NIYAMA, S., AOKI, N. e CHAMECKI, P. R. (1998). **Verificação de Desempenho**. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Pini, pp. 31.

O'NEILL, M. W., AND RAINES, R. D. **Load transfer for pipe piles in highly pressured dense sand**. J. Geotech. Eng., Vol 117, No 8, 1208–1226, 1991.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 2003. 230 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

ODEBRECHT, E., SCHNAID, F. ROCHA, M.M. and BERNARDES, G. P. (2005). **Energy efficiency for Standard Penetration Tests**. Journal of Geotechnical Engineering 131 (10), 1252-1263. New York: ASCE.

ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F.; ROCHA, M.M.; & BERNARDES, G.P. Energy Measurements for Standard penetration test and the effects of the length of the rods. Proceedings of the 2nd International Conference on Site Characterization, ISC'2, Porto Portugal, Vol. 1, pp 351-358, 2004.

PAIK, K. H., & SALGADO, R. **Determination of the bearing capacity of open-ended piles in sand.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 129, No. 1, pp 46-57, 2003.

PAIK, K.H., and LEE, S.R. Behaviour of Soil Plugs in Open-Ended Model Piles Driven into Sands. Marine Georesources and Geotechnology, **11**: 353-373,1993.

PAIKOWSKY, S. G., WHITMAN, R. V., AND BALIGH, M. M. **A new look at the phenomenon of offshore pile plugging.** Mar. Geotech., 8, pp 213-230, 1989.

PAIKOWSKY, S. R. & WHITEMAN, R. V. **The effects of plugging on pile performance and design.** Canadian Geotechnical Journal, V27, p. 429-440, 1990;

PAIKOWSKY, S.G. 1990. **The mechanism of pile plugging in sand.** In Proceedings, 22nd Annual Offshore Technology Conference. Houston, Texas, pp. 593-604.

PAIKOWSKY, S.G., CHERNAUSKAS, L.R. **Soil Inertia and the Use of Pseudo Viscous Damping Parameters.** In: Proceedings of the 5th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Orlando, EUA, pp. 203, 1996.

POULOS, H. G. and DAVIS E. H. (1980). **Pile foundations analysis and design.** Editora Willey, 397 pg.

RANDOLPH, M. F. and WROTH, C. P. (1978). **Analysis of deformation of vertically loaded piles.** Journal of the geotechnical engineering division vol.104 no. GT12, pp. 1465-1488.

RAUSCHE, F. GOBLE, G. MOSES, F. (1971). **A new testing procedure for axial pile strength.** In: Proceedings of the 3th Annual Offshore Technology Conference, Houston, USA, pp 633-642.

RIGGS, C.O., MATHES, G.M. AND RASSIEUR, C.L. (1984). A field study of an automatic SPT hammer system. ASTM Geot. Testing Journal, 7(3): 158:163.

ROBERTSON P.K. E CAMPANELLA R.G. **Interpretation of cone penetrometer test: Part I: Sand,** Canadian Geotechnical Journal, 20 (4), pp. 718-733, 1983.

ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.E.; LIST, B.R.; ATUKORALA, U.; BIGGAR, K.W.; BYRNE, P.M., CAMPANELLA, R.G.; CATHRO, D.C., CHAN D.H.; CZAJEWSKI, K.; FINN, W.D.L.; GU, W.H.; HAMMAMJI, Y.; HOFMANN, B.A.; HOWIE J.A.; HUGHES J., IMRIE, A.S.; KONRAD, J.M.; KÜPPER, A.; LAW, T.; LORD, E.R.F.; MONAHAN, P.A.; MORGENSTERN, N.R.; PHILLIPS, R.; PICHÉ, R.; PLEWES, H.D.; SCOTT, D.; SEGO, D.C.; SOBKOWICZ, J.; STEWART, R.A.; WATTS, B.D.; WOELLER, D.J.; YOUNG, T.L.;

ZAVODNI, Z. **The Canadian Liquefaction Experiment: an overview.** Canadian Geotechnical Journal. Vol. **37**, pp 499–504, 2000.

ROCHA, M. M. **Ruptura e efeito de escala em materiais não-homogêneos de comportamento frágil.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1989

SCHMERTMANN, J. **Statics of SPT.** Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 105. No. GT5, Proc. Paper 14573, Maio, pp. 655-670, 1979.

SCHMERTMANN, J.H.; PALACIOS, A. **Energy dynamics of SPT.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.105, n.GT8, 909-926 p.1979.

SCHNAID, F. and YU, H.S., 2007. Theoretical interpretation of the seismic cone test in granular soils. *Geotechnique*, 57(3), 265-272.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SCHNAID, F. **Geocharacterization and properties of natural soil by in situ tests.** Proceedings of the 16th international conference on soil Mechanics and Geotechnical engineering, Vol. 1, pp 3-46, 2005.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, EDGAR ; ROCHA, MARCELO MAIA. **On the Mechanics of Dynamic Penetration Test.** *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, v. 3, p. 12-16, 2007.

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

SIMONS, H.A., 1985, **A theoretical study of pile driving.** Ph.D. Thesis, Cambridge University, Cambridge.

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

SKOV, R. **Evaluation of Stress Wave Measurements,** DMT Gründungstechnik, Hamburg, Germany, 1982.

SMITH, E.A.L. **Pile-driving analysis by the wave equation,** *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE – vol. 86, no. SM4, pp. 25-61, 1960.*

SY, A., AND CAMPANELLA, R.G. **An alternative method of measuring SPT energy.** In Proceedings, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Mo. March 11-15, pp. 499-505, 1991.

TERZAGUI, K. Theoretical soil mechanics. New York, 1943.

TIMOSHENKO, S., & GOODIER, J. N. **Theory of Elasticity**, 3ª edição, McGraw-Hill, 1970.

VÉSIC, A. S. **Expansion of cavities in infinite soil mass.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 98, nº SM 3, 1972.

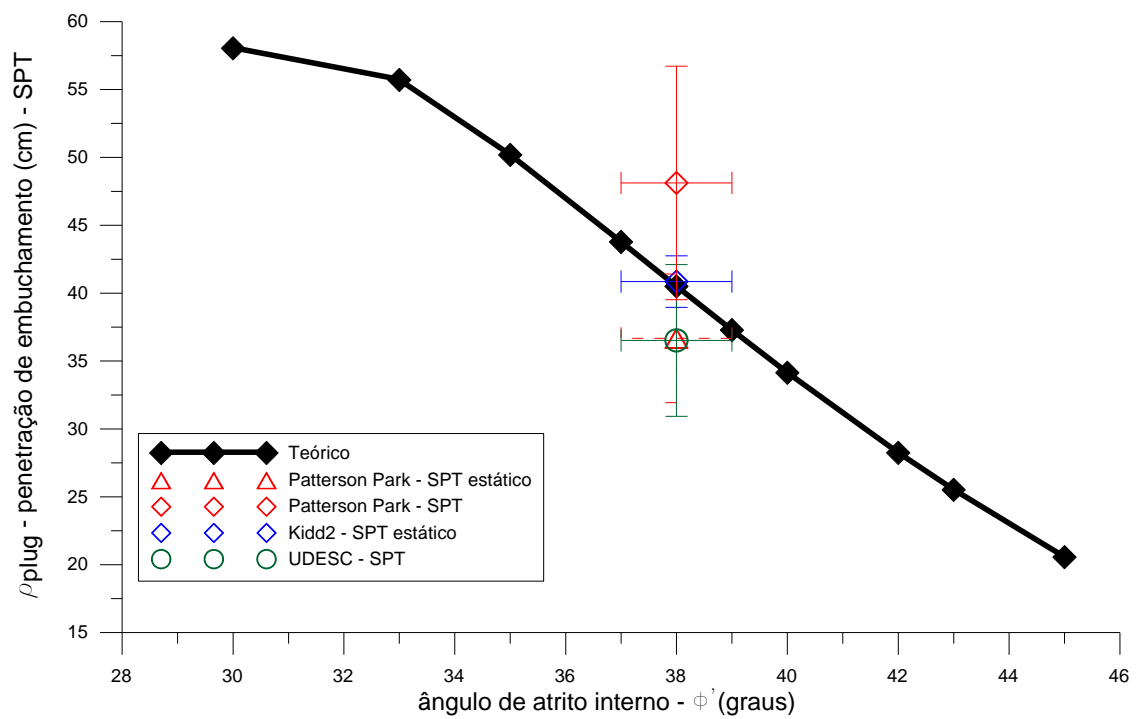
WRIDE, C.E.; ROBERTSON, P.K.; BIGGAR, K.W.; CAMPANELLA, R.G.; HOFMANN, B.A.; HUGHES, J.M.O.; KÜPPER, A.; WOELLER D.J. **Interpretation of in situ test results from the CANLEX sites.** Canadian Geotechnical Journal. Vol. 37, pp 505–529, 2000.

YOSHIDA, Y., MOTONORI, I., AND KOKUSHO, T. **Empirical formulas of SPT blow-counts for gravelly soils.** In Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1,1988), Orlando, Fla, A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 381–387, 1988.

YOUD, T.L.; BARTHOLOMEW, H.W.; STEIDL, J. H. SPT Hammer energy ration versus drop Height. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE, Vol. 134, No. 4, Março 2008.

YOUD, T.L.; IDRIS, I.M.; ANDRUS, R.D.; ARANGO, I.; CASTRO, G.; CHRISTIAN, J. T.; DOBRY, R.; FINN, W.D.L; HARDER, J.; HYNES, M.E., ISHIARA,K.; KOESTER, J.P.; LIAO, S.S.C; MARCUSON, I; WILLIAM, F.; MARTIN, G.R., MITCHELL, J.K.; MORIWAKI, Y.; POWER, M.S.; ROBERTSON, P.K.; SEED, R.B.; STOKOE, I. Liquefaction resistance of soils: summary report from 1996 and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE, Vol. 127, No. 10, 2001.

ANEXO I – ANÁLISE DE EMBUCHAMENTO DE AMOSTRADORES SPT



**ANEXO II – SIMULAÇÃO DE ENSAIOS DINÂMICOS SPT E RLPT-
PATTERON PARK**

