

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MIRELLA DALVI DOS SANTOS

Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes subsolos arenosos

Vitória-ES
2017

MIRELLA DALVI DOS SANTOS

Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes subsolos arenosos

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia.

Orientadora: Prof.^a Dra. Kátia Vanessa Bicalho

Vitória-ES

2017

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

S237c Santos, Mirella Dalvi dos, 1990-
Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes solos arenosos / Mirella Dalvi dos Santos. – 2017.
174 f. : il.

Orientador: Kátia Vanessa Bicalho.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Engenharia geotécnica. 2. Areias. 3. Solos arenosos. 4. Ensaios de campo. I. Bicalho, Kátia Vanessa. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO SPT, DP E CPT PARA DIFERENTES SUBSOLOS ARENOSOS

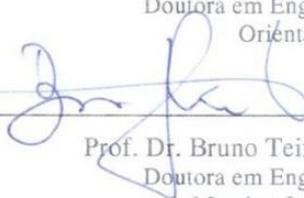
Mirella Dalvi dos Santos

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **06 de abril de 2017** por:



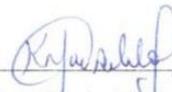
Prof. Dra. Katia Vanessa Bicalho
Doutora em Engenharia Civil
Orientadora - UFES



Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas
Doutora em Engenharia Civil
Membro Interno - UFES



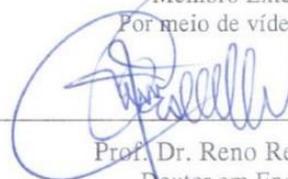
Prof. Dr. Élcio Cassimiro Alves
Doutor em Engenharia e Tecnologia Espaciais
Membro Interno - UFES
Por meio de vídeo conferência



Prof. Dra. Karla Maria Wingler Rebelo
Doutora em Geotecnia
Membro Externo - UFES



Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti
Doutor em Geotecnia
Membro Externo - UNESP
Por meio de vídeo conferência



Prof. Dr. Reno Reine Castello
Doutor em Engenharia Civil
Membro Externo - UFES

Vitória – ES, abril de 2017

"Talvez não tenhamos conseguido fazer o melhor, mas lutamos para que o melhor fosse feito, não somos o que deveríamos ser, não somos o que iremos ser, mas graças a Deus não somos o que éramos."

(Martin Luther King Jr.)

AGRADECIMENTOS

A Deus que me carregou quando não tive forças e por colocar em meu caminho pessoas que me ajudam, inspiram e encorajam a ser cada dia melhor.

À professora Katia Vanessa Bicalho pela orientação, amizade, paciência e por compreender a vida corrida de uma mestrande-professora que trabalha a 361 km de Vitória e que por vezes se enrolou entre prazos de artigo e planejamento de aulas.

À Banca Examinadora que prontamente aceitou o convite de fazer parte deste trabalho. Cada um de alguma forma (que talvez nem saibam) marcou minha vida com ensinamentos, apostilas, extensas conversas sobre a vida ou palavras de calma antes da apresentação do meu artigo no congresso.

Ao professor Adelmo Inácio Bertolde que sempre me recebeu em sua sala e sanou minhas dúvidas de estatística com muito humor e disposição.

À equipe e alunos da Faculdade do Sul da Bahia que me acolheram calorosamente e confiam no meu trabalho. Principalmente à Dayanne e Simone que compartilham da exaustiva saga de morar e trabalhar em cidades diferentes, e se tornaram muito mais que colegas de trabalho.

Ao Rodrigo, sinônimo de paciência, compreensão, companheirismo e amor. Obrigada por incentivar meus sonhos e me ajudar a torna-los possíveis.

Aos meus amigos que compreendem a falta de tempo e a ausência nos encontros. Em especial à Helena e Fernanda que entendem essa fase de mestrado, me escutam, me fazem rir e não me deixaram desanimar em nenhum momento dessa jornada.

Aos meus irmãos, primos, tios e à minha avó, que sempre me apoiam e os quais tomo como modelo de ética e princípios. Em especial agradecimento ao meu pai, primeiro pesquisador que conheci na vida, que sempre me incentivou a estudar e nunca me deixou esquecer que ser negro é ter que sempre dar o melhor de si. E à minha mãe, por demonstrar que mulher pode ser o que ela quiser, e que mesmo que a batalha seja densa, pode ser feita com muito amor.

RESUMO

Os ensaios de campo aplicados à engenharia geotécnica são fundamentais para o reconhecimento do substrato de um terreno, estimativa de parâmetros geomecânicos e, conseqüentemente, para o dimensionamento de estruturas de fundações. Dentre os diferentes tipos de ensaios *in situ*, destacam-se o ensaio de simples reconhecimento (SPT) pela simplicidade, baixo custo e elevada experiência empírica acumulada; o ensaio de penetração de cone (CPT) pelo registro quase contínuo de resistência; e o Penetrômetro Dinâmico (DP) pela facilidade de execução e rapidez. Uma vez que possuem limitações em suas metodologias e equipamentos, equações capazes de descrever a relação entre seus resultados são ferramentas necessárias na geotecnia, visto que fornecem ao projetista um instrumento capaz de reduzir custos e tempo de ensaios, estimar os parâmetros do solo, e dispor de um maior conhecimento global do terreno. Assim, este trabalho tem por objetivo obter correlações entre os ensaios SPT, CPT e DP para as areias da região da Grande Vitória, Espírito Santo. Além disso, visa avaliar as incertezas envolvidas em algumas correlações previamente publicadas na literatura e sugerir adequações às essas correlações, levando em consideração a influência de alguns parâmetros característicos do solo. Para tal, foi utilizada inferência estatística por meio do uso de regressão linear simples e análise dos resíduos em quatro conjunto de dados da região e de outras localidades. Foram comprovadas as influências do diâmetro médio da partícula, compacidade relativa e composição granulométrica em correlações CPT-SPT e DP-SPT. A origem geológica e a consideração do atrito lateral do ensaio de cone não pareceram influenciar significativamente em correlações CPT-SPT. Devido à grande heterogeneidade de solos arenosos é necessário que correlações sejam obtidas em nível regional. Portanto, este estudo não pretende esgotar o assunto acerca da obtenção de correlações entre ensaios geotécnicos, mas sim recomendar e estimular a avaliação crítica daquelas previamente publicadas e das que futuramente serão elaboradas.

Palavras-chave: ensaios de campo, SPT, CPT, DP, correlações, areias

ABSTRACT

Field tests used in geotechnical engineering are fundamental for knowledge of the underlying ground, estimate geomechanics parameters and, therefore, for foundations design. There are several types of tests: the Standard Penetration Test (SPT) is simple, cheap and have a large empirical experience; the Cone Penetration Test (CPT) is capable of tracing the resistance continuously; and the Dynamic Probing (DP) is simple and fast. Since there are limitations on their methodologies and equipments, equations that can describe the relationship between their results are required tools in geotechnical engineering, as they provide to the designer a tool capable to reduce costs and time, estimate soil parameters and afford a greater underground's global knowledge. Therefore, this work aims to find correlations between SPT, CPT and DP tests for sands of Grande Vitoria, Espírito Santo. And more, evaluate the uncertainties involved in some previously published correlations in literature and to suggest adjustments, considering some soils' properties. To do so, simple linear regression and residual's analysis were carried out in four data sets from the region and other locations. It was found that the mean particle size, relative density and particle size distribution influence CPT-SPT and DP-SPT correlations. Geological origin and sleeve friction did not influence substantially in CPT-SPT correlations. Since the sandy soils' heterogeneity implies in the need of correlations obtained at a regional level. Thus, this study does not aim to exhaust the subject about geotechnical tests correlations, but rather to recommend and stimulate the critical evaluation of previously published correlations and those that will be formulated in the future.

Keywords: field tests, SPT, CPT, DP, correlations, sands

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Etapas na Execução de sondagem a percussão: (a) Avanço da sondagem por desagregação e lavagem e (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)	- 30 -
Figura 2.2 - Valores de C_N para areias (a) Normalmente adensadas e (b) pré-adensadas...	- 35 -
Figura 2.3 – Equipamento empregado no Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL)	- 39 -
Figura 2.4 – Modelo de Embreagem Cônica	- 40 -
Figura 2.5 - Modelos de cones (CPT)	- 44 -
Figura 2.6 - Posição do Elemento Filtrante	- 46 -
Figura 2.7 - Curvas Granulométricas de cinco solos diferentes	- 47 -
Figura 2.8 – Angulosidade dos Grãos	- 49 -
Figura 2.9 – Estrutura de solos não coesivos (Granulares)	- 49 -
Figura 2.10 – Avaliações de <i>outliers</i> : (a) Limites superiores e inferiores; (b) <i>boxplot</i>	- 53 -
Figura 2.11 – Interpretação de Testes de Hipóteses	- 54 -
Figura 2.12 – Exemplo de Histograma.....	- 55 -
Figura 2.13 – Esquemas representativos da distribuição dos resíduos vs. Concentração (zona sombreada).....	- 56 -
Figura 2.14 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Y. Lacroix (1971).....	- 61 -
Figura 2.15 – Correlações entre ensaios SPT, CPT e D_{50} segundo Robertson <i>et al.</i> (1983)	- 63 -
Figura 2.16 – Correlações entre ensaios SPT, CPT e D_{50} segundo Kulhawy e Mayne (1990)	- 64 -
Figura 2.17 – Variação de número de golpes para o SPT e DPH.....	- 75 -
Figura 2.18 – Correlações entre CPT e DPH	- 78 -
Figura 3.1 – Compatibilização de leituras entre os ensaios (a) CPT-SPT e SPT-DPL (b) CPT-DPL.....	- 82 -
Figura 3.2 – Fluxograma dos passos para criação e validação da correlação	- 83 -
Figura 4.1 – Curvas granulométricas para as amostras ensaiadas (BD i.1).....	- 87 -
Figura 4.2 – Variação de N_{SPT} (BD i.1) com a profundidade: (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.	- 88 -
Figura 4.3 – Análises Estatísticas de Dispersão para o ensaio SPT (BD i.1): (a) Valores mínimos, médios e máximos para antes do aterro; (b) Valores mínimos, médios e máximos para depois do aterro; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.....	- 89 -

Figura 4.4 – Variação de N_{DPL} (BD i.1) com a profundidade: (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.	90 -
Figura 4.5 – Análises Estatísticas de Dispersão para o ensaio DPL (BD i.1): (a) Valores mínimos, médios e máximos para antes do aterro; (b) Valores mínimos, médios e máximos para depois do aterro; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.....	91 -
Figura 4.6 – Variação de q_d (BD i.1) com a profundidade: (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.....	92 -
Figura 4.7 – Análises Estatísticas de Dispersão para o ensaio CPT (BD i.1): (a) Valores mínimos, médios e máximos para antes do aterro; (b) Valores mínimos, médios e máximos para depois do aterro; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.....	93 -
Figura 4.8 – Desvios padrão para todos os ensaios (BD i.1): (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.	94 -
Figura 4.9 – Coeficientes de Variação para todos os ensaios (BD i.1): (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.....	95 -
Figura 4.10 – Perfil Geotécnico da Obra 1 (BD i.2).....	96 -
Figura 4.11 – Análises Estatísticas de Dispersão para a Obra 1 (BD i.2): (a) Valores mínimos, médios e máximos de q_d ; (b) Valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT} ; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.	97 -
Figura 4.12 – Perfil Geotécnico da Obra 2 (BD i.2).....	98 -
Figura 4.13 – Análises Estatísticas de Dispersão para a Obra 2 (BD i.2): (a) Valores mínimos, médios e máximos de q_d ; (b) Valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT} ; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.	98 -
Figura 4.14 – Perfil Geotécnico da Obra 3 (BD i.2).....	99 -
Figura 4.15 – Análises Estatísticas de Dispersão para a Obra 3 (BD i.2): (a) Valores mínimos, médios e máximos de q_d ; (b) Valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT} ; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.	100 -
Figura 5.1 – Dispersão de dados entre SPT e CPT: Análise geral – BD i.1.....	102 -
Figura 5.2 – Avaliação dos Resíduos de Resultados entre SPT e CPT: Análise Geral – BD i.1: (a) Histograma; (b) Plotagem de Probabilidade Normal; (c) Dispersão dos Resíduos-	103 -
Figura 5.3 – Dispersão de dados entre SPT e CPT: Análise do sobreadensamento – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do Aterro	105 -
Figura 5.4 – Frequência de N_{60} para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.1.....	106 -
Figura 5.5 – Variação de N_{60} para cada intervalo de Compacidade Relativa – BD i.1.....	107 -
Figura 5.6 – Variação de K_c e D_{50} – BD i.1	108 -

Figura 5.7 – Dispersão de dados entre SPT e DPL: Análise Geral– BD i.1: (a) q_d (b) N_{DPL}	- 111 -
Figura 5.8 – Dispersão de dados entre SPT e DPL: Análise do sobreadensamento com q_d – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do Aterro.....	- 112 -
Figura 5.9 – Dispersão de dados entre SPT e DPL: Análise do sobreadensamento com N_{DPL} – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do Aterro.....	- 113 -
Figura 5.10 – Frequência de N_{75} para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.1.....	- 114 -
Figura 5.11 – Variação de N_{75} para cada intervalo de Compacidade Relativa – BD i.1... -	114 -
Figura 5.12 – Avaliação dos Resíduos de Resultados entre DPL e CPT a cada 25 cm: Análise Geral com q_d (Dados Filtrados) – BD i.1: (a) Histograma; (b) Plotagem de Probabilidade Normal.....	- 116 -
Figura 5.13 – Dispersão de dados entre DPL e CPT a cada 25 cm: Análise geral com q_d – BD i.1	- 116 -
Figura 5.14 – Dispersão de dados entre DPL e CPT, média do metro: Análise geral com N_{DPL} – BD i.1.....	- 117 -
Figura 5.15 – Dispersão de dados entre DPL e CPT, média do metro: Análise do sobreadensamento com q_d – BDi.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do aterro	- 118 -
Figura 5.16 – Dispersão de dados entre DPL e CPT, média do metro: Análise do sobreadensamento com N_{DPL} – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do aterro.....	- 119 -
Figura 5.17 – Aumento da Resistência à Penetração após Densificação	- 119 -
Figura 5.18 – Dispersão de dados entre DPSH e SPT: Análise Geral com q_d – BD i.2: (a) Obra 1 (b) Obra 2 (c) Obra 3 (d) Obras 1 e 2	- 121 -
Figura 5.19 – Dispersão de dados entre DPSH e SPT: Análise Geral com N_{DPSH} – BD i.2: (a) Obra 1 (b) Obra 2 (c) Obra 3 (d) Obras 1 e 2.....	- 123 -
Figura 5.20 - Frequência de N_{75} para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.2: (a) Obra 1; (b) Obra 2; (c) Obra 3; (d) Obras 1, 2 e 3.....	- 124 -
Figura 5.21 – Variação de $(N_{75})_1$ para cada intervalo de Compacidade Relativa– BD i.2: (a) Obra 1; (b) Obra 2; (c) Obra 3; (d) Obras 1, 2 e 3	- 126 -
Figura 5.22 – Dispersão de dados entre SPT e DP: Análise Geral sem intercepto – BD i.3	- 127 -
Figura 5.23 – Frequência de N_{75} para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.3.....	- 128 -
Figura 5.24 – Variação de N_{75} para cada intervalo de Compacidade Relativa – BD i.3... -	129 -
Figura 5.25 – Frequência de K_c em relação ao tipo de solo	- 130 -
Figura 5.26 – Separação de K_c por tipo de solo	- 131 -

Figura 5.27 – Variação de Kc e Percentual de Finos – BD ii.....	- 132 -
Figura 5.28 – Frequência de $(N_{60})_1$ para subgrupos de Compacidade Relativa – BD ii ...	- 134 -
Figura 5.29 – Variação de $(N_{60})_1$ para cada intervalo de Compacidade Relativa– BD ii..	- 135 -
Figura 5.30 – Variação de Kc e D_{50} – BD ii.....	- 136 -
Figura 5.31 – Variação de Kc e D_{50} – BD ii e $E_i = 60\%$	- 137 -
Figura 5.32 – Variação de Kc e D_{50} – BD ii e $E_i = 60\%$: Limites Superiores e Inferiores-	138 -

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Vários Sistemas de Classificação de solos quanto à Textura.....	- 48 -
Tabela 5.1 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT: Análise Geral – BD i.1	- 101 -
Tabela 5.2 – Avaliação dos Resíduos de Resultados entre do SPT e CPT: Análise Geral – BD i.1	- 102 -
Tabela 5.3 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT: Influência do sobreadensamento – BD i.1	- 105 -
Tabela 5.4 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT. Análise da Compacidade Relativa – BD i.1	- 106 -
Tabela 5.5 – Coeficientes K_c com a influência do percentual de finos – BD i.1	- 109 -
Tabela 5.6 – Resumo de Resultados entre SPT e DPL. Análise da Compacidade Relativa – BD i.1	- 113 -
Tabela 5.7 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise Geral com q_d – BD i.1... -	115 -
Tabela 5.8 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise Geral com N_{DPL} – BD i.1- -	117 -
Tabela 5.9 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise do sobreadensamento com q_d – BD i.1	- 118 -
Tabela 5.10 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise do sobreadensamento com N_{DPL} – BD i.1.....	- 119 -
Tabela 5.11 – Resumo de Resultados entre DPSH e SPT. Análise Geral com q_d – BD i.2- -	120 -
Tabela 5.12 – Resumo de Resultados entre DPSH e SPT. Análise Geral com N_{SPSH} – BD i.2	- 122 -
Tabela 5.13 – Resumo de Resultados K_d entre SPT e DPSH. Análise da Compacidade Relativa – BD i.2	- 123 -
Tabela 5.14 – Resumo de Resultados entre SPT e DP. Análise da Compacidade Relativa – BD i.1, i.2 e i.3	- 128 -
Tabela 5.15 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT. Análise da Compacidade Relativa – BD ii	- 134 -

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificações de Compacidade Relativa e Consistência a partir do SPT	31 -
Quadro 2.2 - Energias do Ensaio SPT	34 -
Quadro 2.3 - Fatores de Correção C_N	36 -
Quadro 2.4 - Especificações de Equipamentos para Penetração Dinâmica	38 -
Quadro 2.5 - Classificações de Compacidade Relativa e Consistência a partir do DPL.....	40 -
Quadro 2.6 – Coeficientes para correção do resultado do DP quanto à saturação	41 -
Quadro 2.7 - Classificações de Compacidade Relativa e Consistência a partir do CPT.....	44 -
Quadro 2.8 – Correlações entre Cones Elétricos e Mecânicos.....	45 -
Quadro 2.9 – Classificação das Areias segundo a Compacidade Relativa.....	50 -
Quadro 2.10 – Classificação da correlação de dados a partir do coeficiente de correlação	52 -
Quadro 2.11 – Classificação da correlação de dados a partir do coeficiente de determinação.....	53 -
Quadro 2.12 – Interpretação de D_{DW}	57 -
Quadro 2.13 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Schmertmann (1970)	60 -
Quadro 2.14 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Danziger (1982).....	61 -
Quadro 2.15 – Correlações entre ensaios SPT e CPT citadas por Danziger (1982).....	62 -
Quadro 2.16 – Correlações entre ensaios SPT e CPT com D_{50} citadas por Viana da Fonseca (1996)	65 -
Quadro 2.17 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Acka (2002)	66 -
Quadro 2.18 – Correlações entre ensaios SPT e CPT citadas por Acka (2002).....	66 -
Quadro 2.19 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Soares (2002).....	66 -
Quadro 2.20 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Cordeiro (2004)	67 -
Quadro 2.21 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Kara e Gündüz (2010)	68 -
Quadro 2.22 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Souza <i>et al.</i> , 2012	69 -
Quadro 2.23 – Correlações entre ensaios SPT e CPT de acordo com a Compacidade Relativa da ABNT NBR 6484:2001 segundo Souza <i>et al.</i> , 2012.....	69 -
Quadro 2.24 – Correlações entre ensaios SPT e CPT por Aoki e Velloso (1975) citada por Souza <i>et al.</i> (2012)	70 -
Quadro 2.25 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo ASCI, 2014.....	70 -
Quadro 2.26 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Shahri <i>et al.</i> , 2014.....	71 -
Quadro 2.27 – Correlações entre ensaios SPT e CPT por de Alencar Velloso (1959) citada por Shari <i>et al.</i> (2014).....	71 -

Quadro 2.28 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Lingwanda <i>et al.</i> , 2014.....	- 72 -
Quadro 2.29 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Jarushi <i>et al.</i> (2015).....	- 73 -
Quadro 2.30 – Correlações entre ensaios SPT e CPT	- 73 -
Quadro 2.31 – Correlações entre ensaios DPL e SPT	- 74 -
Quadro 2.32 – Correlações entre ensaios DPSH-B e SPT de acordo com MacRobert <i>et al.</i> (2011)	- 76 -
Quadro 2.33 – Correlações entre ensaios DPSH-A e CPT de acordo com Gadeikis <i>et al.</i> (2010)	- 79 -
Quadro 2.34 – Fatores intervenientes de K_c	- 80 -
Quadro 4.1 – Características dos Equipamentos Utilizados no BD i.1	- 86 -
Quadro 4.2 – Principais Características da Areia de Cordeiro, 2004	- 87 -
Quadro 4.3 – Demais Características do Equipamento DPSH Utilizado (BD i.2).....	- 95 -
Quadro 4.4 – Principais Características da Areia de Moraes (2008).....	- 99 -
Quadro 5.1 – K_c para solos residuais.....	- 109 -

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>The American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AM	Amostra
ANN	<i>Artificial Neural Network</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BD	Conjunto de Dados
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> – Ensaio de Penetração do Cone
CPTu	<i>Piezocone Penetration Test</i> – Ensaio de Penetração do Cone com medição de poropressão (piezocone)
DIN	Norma Técnica Alemã
DMT	Dilatômetro de Marchetti
DP	<i>Dynamic Probing</i> – Penetrômetro Dinâmico Contínuo
DPH	<i>Dynamic Probing Heavy</i>
DPL	<i>Dynamic Probing Light</i>
DPM	<i>Dynamic Probing Medium</i>
DPSH	<i>Dynamic Probing Super Heavy</i>
DW	Durbin Watson (teste estatístico)
EPR	<i>Evolutionary Polynomial Regression</i>
EUROCODE	Norma da União Europeia
F	Fischer (teste estatístico)
FDA	Função Distribuição Acumulada
GV-ES	Região da Grande Vitória, Espírito Santo
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IP	Índice de Plasticidade
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
ISSMFE	<i>International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering</i>
KS	Komolrogov-Smirnov (teste estatístico)
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MQG	Mínimo dos Quadrados Generalizados
MQO	Mínimo dos Quadrados Ordinários
NAE	<i>National Average Energy</i>

NBR	Norma da ABNT
RSA	Razão de Sobreadensamento
SBT	<i>Soil Behavior Type Classification Chart</i>
SC	Areia argilosa
SM	Areia siltosa
SP	Identificação de furo SPT
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> – Ensaio de Simples Reconhecimento
SPT-T	Ensaio de Simples Reconhecimento com medição de torque
SUCS	Sistema Unificado de Classificação
SW	Shapiro Wilk (teste estatístico)
USDA	<i>United States Department of Agriculture</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

\bar{y}	Média amostral de y
\bar{x}	Média amostral de x
% finos	Percentual de finos no solo (material que passa na peneira #200)
$(N_{60})_1$	Número de golpes do SPT para eficiência de 60% e corrigido quanto à σ'_v
A	Área
a	Coefficiente de correção da resistência de ponta do CPTu
A_{cil}	Área lateral do cilindro
A_N	Área da seção da luva do CPTu
A_T	Área da seção cônica do CPTu
bar	Unidade de pressão
C_N	Coefficiente de correção simplificado de N_{SPT} quanto ao confinamento
CR	Compacidade relativa
C_v	Coefficiente de variação
d	Diâmetro
D'_{KS}	Valor Crítico do teste Kolmogorov-Smirnov
D'_{SW}	Valor Crítico do teste Shapiro-Wilk
D_{10}	Diâmetro efetivo
D_{50}	Diâmetro médio das partículas
D_{DW}	Resultado do teste Durbin-Watson
D_{KS}	Resultado do teste Kolmogorov-Smirnov
dL	Valor Crítico do teste Durbin-Watson
DR	Densidade relativa
D_{SW}	Resultado do teste SW
dU	Valor Crítico do teste Durbin-Watson
e	Índice de vazios
e_i	Aleatoriedades estatísticas (resíduos)

$e_{m\acute{a}x}$	Índice de vazios máximo
$e_{m\acute{i}n}$	Índice de vazios mínimo
ER_i	Energia do SPT obtido em campo
f_s	Resistência lateral, obtido do CPT
g	Aceleração da gravidade
G_s	Densidade real dos grãos
h	Altura de queda
H_0	Hipótese 0 de testes estatísticos
H_1	Hipótese 1 de testes estatísticos
i	Observação
K'_d	Coeficiente entre N_{SPT} e N_{DP}
K'_e	Coeficiente entre q_c e N_{DP}
K_c	Coeficiente de correlação entre q_c e N_{SPT}
K_d	Coeficiente de correlação entre q_d e N_{SPT}
K_e	Coeficiente de correlação entre q_d e q_c
L	Braço de alavanca de T
M	Massa do martelo de bater do DP
M'	Massa das hastes utilizadas no DP
n	Número de observações
N_{10}	Número de golpes do DP obtido a cada 10 cm
N_{20}	Número de golpes do DP obtido a cada 20 cm
N_{30}	Número de golpes do DP obtido a cada 30 cm
N_{60}	Número de golpes do SPT para eficiência de 60%
N_{75}	Número de golpes do SPT para eficiência de 75%
N_{DPH}	Número de golpes do DPH
N_{DPL}	Número de golpes do DPL
N_{DPSH}	Número de golpes do DPSH

N_i	Número de golpes do SPT obtido em campo
N_s	Número de golpes do DP obtido para o trecho s
N_{SPT}	Número de golpes do SPT
P_a	Pressão atmosférica
q_c	Resistência de ponta, obtido do CPT
q_d	Resistência de ponta, obtido do DP
q_t	Resistência de ponta corrigida, obtido do CPTu
R	Coefficiente de correlação de Pearson
r_0	Raio da base cônica
R^2	Coefficiente de Determinação
R_f	Razão de atrito
s	Trecho ensaiado no DP
T	Momento de torção
u	Poropressão
valor-p	Resultado de testes estatísticos
W_i	Fator de ponderação de regressão ponderada
x_i	Variável independente (regressor)
y_i	Variável dependente
z	Profundidade
α'	Ângulo do ápice da ponteira do DP
α	Nível de significância
α_1	Coefficiente para correção de N_{DP} quanto à saturação
α_2	Coefficiente para correção de N_{DP} quanto à saturação
β	Coefficiente da regressão potencial
γ_d	Peso específico seco
μ	Média aritmética
ρ	Correlação entre resíduos sucessivos

σ Desvio padrão da amostra

σ^2 Variância da amostra

σ'_v Tensão efetiva vertical

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	- 25 -
1.1 OBJETIVOS	- 26 -
1.1.1 Objetivo Geral	- 26 -
1.1.2 Objetivos Específicos	- 27 -
1.2 JUSTIFICATIVA	- 27 -
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	- 28 -
2.1 INTRODUÇÃO.....	- 28 -
2.2 ENSAIOS GEOTÉCNICOS	- 28 -
2.2.1 Ensaio de Simples Reconhecimento (SPT)	- 29 -
2.2.1.1 <i>Execução, Equipamento e Interpretação do SPT</i>	- 29 -
2.2.1.2 <i>Fatores Intervenientes e Correções</i>	- 31 -
2.2.1.3 <i>Considerações Finais sobre o Ensaio</i>	- 36 -
2.2.2 Penetrômetro Dinâmico Contínuo (DP)	- 37 -
2.2.2.1 <i>Execução, Equipamento e Interpretação do DP</i>	- 37 -
2.2.2.2 <i>Fatores Intervenientes e Correções</i>	- 40 -
2.2.2.3 <i>Considerações Finais sobre o Ensaio</i>	- 42 -
2.2.3 Ensaio de Penetração do Cone (CPT).....	- 42 -
2.2.3.1 <i>Execução, Equipamento e Interpretação do CPT</i>	- 43 -
2.2.3.2 <i>Fatores Intervenientes e Correções</i>	- 45 -
2.2.3.3 <i>Considerações Finais sobre o Ensaio</i>	- 47 -
2.3 AREIAS.....	- 47 -
2.4 MÉTODOS ESTATÍSTICOS	- 50 -
2.4.1 Etapas da criação de uma correlação	- 51 -
2.4.2 Avaliação da regressão	- 53 -
2.4.2.1 <i>Coefficiente de Determinação – R²</i>	- 53 -
2.4.2.2 <i>Testes de Hipótese</i>	- 54 -

2.4.3	Avaliação dos resíduos	- 55 -
2.4.3.1	<i>Análise Gráfica</i>	- 55 -
2.4.3.2	<i>Testes de Hipótese</i>	- 56 -
2.4.4	Correção dos resíduos.....	- 57 -
2.4.4.1	<i>Transformação logarítmica</i>	- 58 -
2.4.4.2	<i>Regressão ponderada</i>	- 58 -
2.4.4.3	<i>Outros modelos</i>	- 59 -
2.5	CORRELAÇÕES ENTRE ENSAIOS SPT, DP E CPT: PESQUISAS ANTERIORES	
	- 59 -	
2.5.1	Correlações entre SPT e CPT	- 60 -
2.5.1.1	<i>Schmertmann (1970)</i>	- 60 -
2.5.1.2	<i>Sanglerat (1972)</i>	- 60 -
2.5.1.3	<i>Danziger (1982)</i>	- 61 -
2.5.1.4	<i>Robertson et al. (1983)</i>	- 62 -
2.5.1.5	<i>Chin et al. (1988)</i>	- 63 -
2.5.1.6	<i>Kulhawy e Mayne (1990)</i>	- 64 -
2.5.1.7	<i>Albiero (1990)</i>	- 64 -
2.5.1.8	<i>Viana da Fonseca (1996)</i>	- 65 -
2.5.1.9	<i>Acka (2002)</i>	- 65 -
2.5.1.10	<i>Soares (2002)</i>	- 66 -
2.5.1.11	<i>Naime e Fiori (2002)</i>	- 67 -
2.5.1.12	<i>Cordeiro (2004)</i>	- 67 -
2.5.1.13	<i>Mayne (2006)</i>	- 67 -
2.5.1.14	<i>Kara e Gündüz (2010)</i>	- 68 -
2.5.1.15	<i>Salehzadeh et al. (2011)</i>	- 68 -
2.5.1.16	<i>Souza et al. (2012)</i>	- 68 -
2.5.1.17	<i>Ahmed et al. (2013)</i>	- 70 -

2.5.1.18	<i>ASCI (2014)</i>	- 70 -
2.5.1.19	<i>Shahri et al. (2014)</i>	- 71 -
2.5.1.20	<i>Tarawneh (2014; 2016)</i>	- 71 -
2.5.1.21	<i>Lingwanda et al. (2014)</i>	- 72 -
2.5.1.22	<i>Jarushi et al. (2015)</i>	- 73 -
2.5.1.23	<i>Demais Correlações</i>	- 73 -
2.5.2	<i>Correlações entre DP e SPT</i>	- 74 -
2.5.2.1	<i>Correlações entre DPL e SPT</i>	- 74 -
2.5.2.2	<i>Correlações entre DPH e SPT</i>	- 75 -
2.5.2.3	<i>Correlações entre DPSH e SPT</i>	- 75 -
2.5.2.4	<i>Demais Correlações entre DP e SPT</i>	- 77 -
2.5.3	<i>Correlações entre DP e CPT</i>	- 77 -
2.5.3.1	<i>Correlações entre DPL e CPT</i>	- 77 -
2.5.3.2	<i>Correlações entre DPH e CPT</i>	- 78 -
2.5.3.3	<i>Correlações entre DPSH e CPT</i>	- 79 -
2.6	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 2</i>	- 79 -
3.	METODOLOGIA	- 82 -
4.	DESCRIÇÃO DOS DADOS UTILIZADOS	- 85 -
4.1	<i>DESCRIÇÃO DOS DADOS “I” (BD I)</i>	- 85 -
4.1.1	<i>Descrição dos dados i.1</i>	- 85 -
4.1.2	<i>Descrição dos dados i.2</i>	- 95 -
4.1.3	<i>Descrição dos dados i.3</i>	- 100 -
4.2	<i>DESCRIÇÃO DOS DADOS “II” (BD II)</i>	- 100 -
5.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	- 101 -
5.1	<i>RESULTADOS PARA DADOS DO BD I.1 - (GV-ES)</i>	- 101 -
5.1.1	<i>Correlações entre SPT e CPT</i>	- 101 -
5.1.1.1	<i>Análise Geral</i>	- 101 -

5.1.1.2	<i>Influência do Sobreadensamento</i>	- 104 -
5.1.1.3	<i>Influência da Compacidade Relativa</i>	- 105 -
5.1.1.4	<i>Influência do D₅₀</i>	- 107 -
5.1.1.5	<i>Influência do Percentual de Finos</i>	- 108 -
5.1.1.6	<i>Outras Influências</i>	- 109 -
5.1.2	Correlações entre SPT e DPL.....	- 110 -
5.1.2.1	<i>Geral</i>	- 110 -
5.1.2.2	<i>Influência do Sobreadensamento</i>	- 111 -
5.1.2.3	<i>Influência da Compacidade Relativa</i>	- 113 -
5.1.3	Correlações entre DPL e CPT	- 115 -
5.1.3.1	<i>Geral</i>	- 115 -
5.1.3.2	<i>Influência do Sobreadensamento</i>	- 117 -
5.2	RESULTADOS PARA DADOS DO BD I.2 - (GV-ES)	- 120 -
5.2.1	Geral	- 120 -
5.2.2	Influência da Compacidade Relativa.....	- 123 -
5.3	RESULTADOS PARA DADOS DO BD I.3 - (GV-ES)	- 126 -
5.3.1	Geral	- 127 -
5.3.2	Influência da Compacidade Relativa.....	- 128 -
5.4	RESULTADOS PARA DADOS DO BD II - (DEMAIS LOCALIDADES) ...	- 129 -
5.4.1	Influência do Tipo de Solo	- 129 -
5.4.2	Influência do Percentual de Finos	- 132 -
5.4.3	Influência da Compacidade Relativa.....	- 133 -
5.4.4	Influência do D ₅₀	- 135 -
5.5	CONCLUSÕES PARCIAIS.....	- 138 -
6.	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	- 141 -
6.1	CONCLUSÕES	- 141 -
6.1.1	CPT-SPT.....	- 141 -

6.1.2	SPT-DP.....	- 142 -
6.1.3	CPT-DPL.....	- 143 -
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	- 143 -
	REFERÊNCIAS	- 144 -
	ANEXO I.....	- 153 -
	ANEXO II.....	- 155 -
	APÊNDICE A	- 161 -
	APÊNDICE B.....	- 163 -
	APÊNDICE C	- 166 -
	APÊNDICE D	- 168 -
	APÊNDICE E.....	- 170 -

1. INTRODUÇÃO

A investigação geotécnica do subsolo consiste em uma etapa indispensável para obter as informações geotécnicas necessárias para a avaliação e projeto de obras de engenharia. Em areias o processo de se obter amostras indeformadas para determinação de parâmetros de resistência por meio de ensaios de laboratório é usualmente dispendioso. Assim, os ensaios de campo são os preferidos para atender às necessidades de projeto e às peculiaridades de solos arenosos.

A seleção dos ensaios a serem executados na investigação geotécnica do subsolo dependerá das informações que se deseja obter, das características da obra, das particularidades do terreno e dos recursos financeiros disponíveis para a investigação de subsolo. Para as situações típicas, estima-se que essa fase corresponde de 0,2 a 0,5% do custo total de obras convencionais (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). Contudo, a investigação geotécnica ainda é uma etapa frequentemente negligenciada, o que pode comprometer a qualidade técnica do projeto geotécnico.

Neste trabalho são investigados resultados de ensaios de campo de simples reconhecimento (SPT), e de ensaios de penetração contínua: Ensaio de Penetração do Cone (CPT) e o Penetrômetro Dinâmico (DP), usados para estimar as propriedades geotécnicas do subsolo. As correlações entre estes ensaios de campo (CPT-SPT, SPT-DP e CPT-DP) possibilitam avaliar e expandir as correlações regionais, obtidas principalmente entre o N_{SPT} , além de possivelmente reduzir a necessidade de realizar ensaios complementares. Sendo, portanto, valiosas ferramentas na geotecnia e objeto de muitas pesquisas e publicações ao longo dos últimos 50 anos, como por exemplo: Alencar Velloso (1959), Schmertmann (1970), Martins e Miranda (2003) e Souza *et. al.* (2012).

O problema com os ensaios SPT, CPT, e DP é que nem sempre são padronizados. Como consequência, podem ser executados de formas distintas e não possuem controle do estado de tensões. A validade da correlação irá depender, então, do tamanho da amostra investigada, de suas características e do tratamento estatístico empregado. As correlações devem ser utilizadas no dimensionamento de fundações com cautela e apenas após o conhecimento detalhado das considerações utilizadas por quem a elaborou, de forma a avaliar se a equação é representativa do caso de obra em questão. Segundo Velloso, 1998: “As correlações baseadas no SPT são malditas, porém são necessárias. Ainda assim, pelo uso indevido da metodologia, há ocasiões em que me arrependo de tê-las publicado”.

Esta dissertação objetiva avaliar qualitativamente as correlações existentes na literatura entre os resultados de ensaios SPT, CPT e DP para vários subsolos arenosos de diferentes formações geológicas. Acredita-se que essa discussão estimulará o uso mais cauteloso de correlações empíricas. Paralelamente, elaboram-se correlações para os solos granulares da região da Grande Vitória – Espírito Santo (GV-ES) por meio de regressão linear com análise da normalidade dos resíduos. As influências da compacidade relativa, mineralogia, distribuição granulométrica, do sobreadensamento e teor de finos também foram avaliadas nesta pesquisa.

Este texto está organizado em seis capítulos, incluindo esta introdução. O segundo capítulo consiste na revisão bibliográfica, onde se encontra a fundamentação teórica da pesquisa. No capítulo seguinte se encontra a metodologia da pesquisa, seguido pela descrição dos dados utilizados (Capítulo 4), apresentação e discussão de resultados (Capítulo 5). Por fim, o capítulo 6 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

É inerente ao ser humano procurar entender como e por que certo evento acontece, pois isto o torna capaz de propor melhorias em equipamentos já existentes, e contribuir para avanços tecnológicos e científicos. Na engenharia geotécnica existe uma variedade de tipos de ensaios de campo que procuram representar o solo no qual se pretende executar um projeto de engenharia geotécnica. As correlações CPT-SPT, CPT-DP e SPT-DP são certamente um auxílio complementar importante nos projetos de fundações, já que permitem, a partir de um dado ensaio, se usufruir de dados geomecânicos obtensíveis por outros ensaios.

As correlações entre o SPT, CPT e o DP devem ser elaboradas e utilizadas criteriosamente e, principalmente, deve-se conhecer as limitações de uso das mesmas. Sistemas de classificação para solo, padronizações de equipamentos e procedimentos, características do solo e a estatística empregada são alguns aspectos que devem ser observados para que se evite o emprego ou a elaboração inadequada dessas correlações.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar algumas correlações entre os ensaios de campo SPT, CPT e DP disponíveis na literatura e promover uma análise crítica de seu uso e suas limitações;
- Propor correlações entre os ensaios de campo SPT, CPT e DP para solos arenosos para a região da GV – ES;
- Investigar a influência do diâmetro médio das partículas, sobreadensamento, compactação relativa e teor de material fino nas correlações;
- Avaliar as correlações investigadas por meio de diferentes métodos estatísticos e definir o melhor ajuste entre os dados.

1.2 Justificativa

O ensaio de penetração dinâmica (DP) apresenta, dentre outras vantagens, o baixo custo e a rapidez na execução do ensaio, portanto, é utilizado principalmente em controle de compactação de aterros e complementar ao ensaio de simples reconhecimento (SPT), ensaio largamente utilizado em todo o mundo devido ao seu baixo custo e à alta experiência empírica acumulada. Por sua vez, o Ensaio de Penetração do Cone (CPT) permite obter a estratigrafia e definir parâmetros de projeto quase que continuamente. Com o modelo capaz de medir a poropressão (piezocone - CPTu) é possível avaliar a permeabilidade do solo e identificar a presença de lentes de areia. Portanto, o uso de equações que correlacionem os resultados destes ensaios são ferramentas necessárias na geotecnia. Como possuem metodologias de ensaio diferentes e fornecem índices de penetração de distintas naturezas, o uso dessas correlações exige do projetista certo julgamento de suas limitações e aplicações. Tendo isso em vista, este estudo avalia algumas correlações previamente publicadas entre os ensaios de penetração SPT, CPT e DP para solos arenosos de distintas formações geológicas. Também investiga correlações para solos arenosos da região da Grande Vitória – ES (GV-ES) e discute a influência de algumas características do solo, como o diâmetro médio das partículas, sobreadensamento, presença de material fino e compactação relativa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Este capítulo aborda o referencial teórico essencial para o entendimento e elaboração desta pesquisa, além de apresentar as contribuições de outros pesquisadores sobre o assunto.

2.2 Ensaios Geotécnicos

Os ensaios empregados na engenharia geotécnica consistem no meio disponível para se conhecer o substrato de um terreno. Segundo Robertson (2012), os principais parâmetros a se obter são aqueles que explicam o estado natural, a resistência, a compacidade relativa, a compressibilidade e a condutividade hidráulica do solo. Para tal, podem-se realizar ensaios de campo e/ou laboratoriais que sejam representativos do terreno como um todo. O apropriado nível de sofisticação do ensaio vai depender dos precedentes e experiência local, do que será dimensionado, do risco geotécnico e do potencial de se conter custos (HIGHT E LEROUEIL, 2003).

Os ensaios de laboratório são vantajosos por possuírem condições de contorno e trajetória de tensões controladas e definidas. No entanto, a necessidade de obtenção de amostras representativas e de boa qualidade o tornam caros, mais demorados, nem sempre representativos no caso de solos argilosos e são praticamente inviáveis para areias limpas devido ao baixo volume de solo ensaiado (ALMEIDA, 2014). Destacam-se os ensaios de cisalhamento direto e de adensamento (edométrico) para a definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, os quais devem ser adotados, sempre que possível, como complementação aos ensaios de campo.

Em contrapartida, as investigações de campo são mais rápidas e ensaiam o solo em seu ambiente natural, sem a necessidade de extração de amostras (ALMEIDA, 2014). Uma vez que a areia limpa é um material não coesivo, a retirada de amostras indeformadas é muito difícil. Um artifício para se contornar este problema é o congelamento da água do solo, petrificando a amostra. Mas este procedimento é custoso e causa perturbação da estrutura da areia devido ao aumento do volume de água na fase sólida. Portanto, os ensaios *in situ* são mais empregados na geotecnia de fundações em areias.

Como existem variados tipos de ensaios de campo, com vantagens, peculiaridades e limitações, é muito comum que cada pesquisador desenvolva uma preferência e use um ensaio em detrimento de outros. Dessa forma, surge na engenharia geotécnica a necessidade de

conceber correlações capazes de confrontar e extrapolar seus resultados. Destacam-se nesta pesquisa, os ensaios SPT, CPT e DP, descritos a seguir.

2.2.1 Ensaio de Simples Reconhecimento (SPT)

O Ensaio de Simples Reconhecimento, ou *Standard Penetration Test* (SPT), é o ensaio de campo mais difundido internacionalmente para obtenção de informações do subsolo, sendo utilizado em 85 a 90% das campanhas de sondagem no dimensionamento de fundações convencionais na América do Norte e América do Sul (BOWLES, 1997). Essa alta porcentagem pode ser explicada pela simplicidade, robustez, baixo custo e alta experiência empírica acumulada na execução do ensaio (ODEBRECHT, 2003).

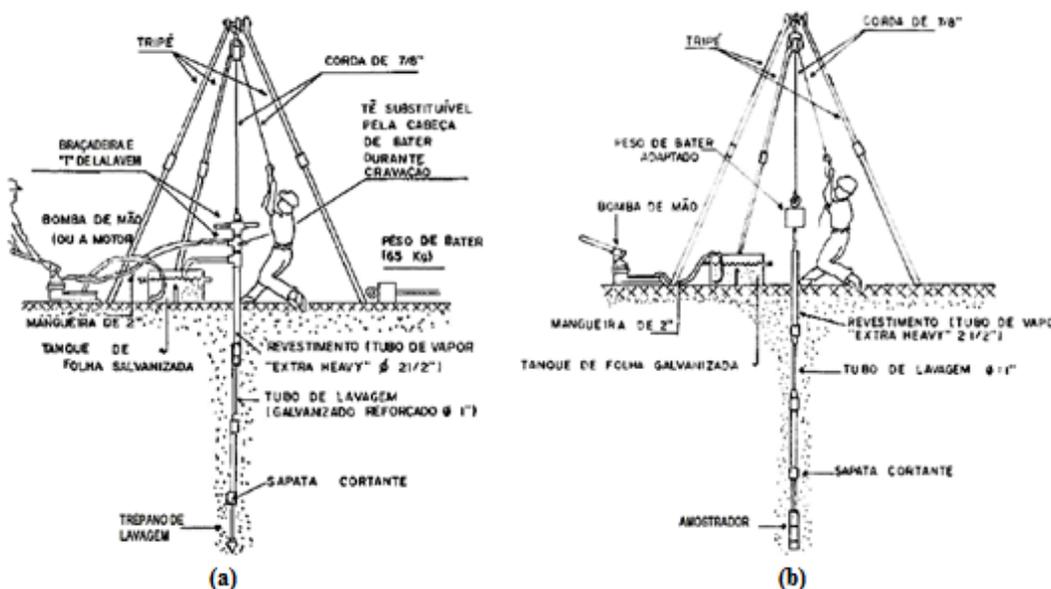
O procedimento e o equipamento do SPT são padronizados internacionalmente de forma a aumentar a confiabilidade dos resultados. Segundo Jarushi *et al.* (2015), entre 1920 e 1930, Harry Mohr iniciou a primeira tentativa de se normalizar o ensaio, com recomendações sobre o intervalo de contagem de golpes, diâmetro do amostrador, altura de queda e peso do martelo. Atualmente é de consenso mundial utilizar o padrão da *International Reference Test Procedure* apresentada pela *International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (ISSMFE, 1988). No Brasil a norma responsável por padronizar o ensaio SPT é a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), pela ABNT NBR 6484:2001.

2.2.1.1 Execução, Equipamento e Interpretação do SPT

A aparelhagem básica do ensaio é composta por amostrador, hastes, martelo, tripé de sondagem, cabeça de bater e conjunto de perfuração. As características de cada componente podem ser encontradas em Schnaid e Odebrecht (2012) e sua aplicação é imprescindível, pois interferem na eficiência do ensaio. A execução do SPT é dividida em duas etapas, conforme descritas a seguir:

- i. Perfuração da sondagem: avanço a trado ou a trépano de lavagem com auxílio de circulação d'água ou lama bentonítica; (Figura 2.1a)
- ii. Penetração Dinâmica: dita como o SPT propriamente dito, consiste na cravação de 45 cm de barrilete padrão no solo, pela queda livre de martelo metálico de 65 kg a 75 cm de altura, levantado por conjunto de hasteamento e tripé. Nesta etapa, a cada metro ensaiado coletam-se amostras deformadas com auxílio de tubo oco de 50 mm de diâmetro externo para caracterização. (Figura 2.1b)

Figura 2.1 - Etapas na Execução de sondagem a percussão: (a) Avanço da sondagem por desagregação e lavagem e (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)



Fonte: Castello, 2015

O procedimento é realizado até ser atingido o critério do projetista ou quando atingir o impenetrável. Segundo a ABNT NBR 6484:2001, o impenetrável é atingido se:

- A penetração for inferior ou igual a 5 cm durante 10 golpes consecutivos;
- Um máximo de 50 golpes para um mesmo ensaio de 45 cm for atingido;
- Após atingir os 7 m, obter 3 m sucessivos com penetração igual ou superior a 20 golpes para a cravação dos 30 cm finais e respeitando o máximo de 50 golpes num mesmo ensaio.

A interpretação do ensaio é feita na segunda etapa, pela contagem do número de golpes (N_{SPT}) necessários para que o barrilete penetre os últimos 30 centímetros. Os primeiros 15 cm são desconsiderados por serem referentes apenas ao assentamento do amostrador. Segundo de Mello *et al.* (1960) a contagem dos 15 primeiros centímetros pode ser útil para detectar mudanças bruscas na camada, avaria do equipamento ou desvio dos procedimentos padrões.

O valor de N_{SPT} e a amostra podem ser utilizados, dentre outras aplicações, para obter a estratigrafia do terreno, estimar a compactação relativa, o peso específico, o ângulo de atrito interno, a resistência não drenada de argilas, o módulo de variação volumétrica, o coeficiente de compressibilidade, a capacidade de carga do terreno, a tensão admissível de fundações diretas e a previsão de recalques em areias, por meio de métodos semi empíricos e empíricos. Também faz parte da apresentação do ensaio a classificação dos solos de acordo com sua compactação relativa (solos grossos) ou consistência (solos finos). O Quadro 2.1 apresenta a

proposta da ABNT NBR 6484:2001, utilizada no Brasil, e de Terzaghi e Peck (1967), aceita internacionalmente. A diferença entre as faixas de compacidade relativas entre as duas propostas pode ser explicada pela diferença regional da eficiência do aparelho SPT, conforme explicado mais à frente.

Quadro 2.1 - Classificações de Compacidade Relativa e Consistência a partir do SPT

REFERÊNCIA	SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N _{SPT})	DESIGNAÇÃO
ABNT 6484 (2001)	AREIA E SILTE ARENOSO	≤ 4	Fofa (o)
		5 a 8	Pouco compacta (o)
		9 a 18	Medianamente Compacta (o)
		19 a 40	Compacta (o)
		> 40	Muito compacta (o)
	ARGILA E SILTE ARGILOSO	≤ 2	Muito mole
		3 a 5	Mole
		6 a 10	Média (o)
		11 a 19	Rija (o)
		> 19	Dura (o)
TERZAGHI E PECK (1967)	SOLOS GROSSOS	< 4	Muito fofo
		4 a 10	Fofo
		10 a 30	Médio
		30 a 50	Compacto
		> 50	Muito compacto
	SOLOS FINOS	< 2	Muito mole
		2 a 4	Mole
		4 a 8	Médio
		8 a 15	Rijo
		15 a 30	Muito rijo
		> 30	Duro

Fonte: Terzaghi e Peck, 1967 e Norma 6484 da ABNT, 2001.

2.2.1.2 Fatores Intervenientes e Correções

Embora o SPT seja normalizado internacionalmente quanto a seu procedimento, existem desobediências. Ainda que as normas sejam obedecidas, existem detalhes de equipamento em cada localidade que influenciam os resultados do ensaio. Cavalcante (2002) classifica esses fatores como de natureza humana, de equipamento e de procedimento.

As interferências de procedimento são aquelas devido à limpeza e estabilidade do furo, intervalo de tempo entre perfuração e amostragem, espaçamento entre amostragens subsequentes e profundidades de penetração do amostrador. A limpeza inadequada pode obstruir as válvulas da cabeça do amostrador, aumentando o número de golpes necessários à penetração. Por outro lado, a limpeza excessiva pode causar perturbações irreversíveis ao fundo e parede do furo, causando alívio de tensões e diminuição de N_{SPT} (CAVALCANTE, 2002).

A frequência de golpes também é apontada como um fator interveniente, uma vez que pode provocar um excesso de poropressão ou provocar o rebote da onda que propagada nas hastes após o golpe. Ensaio realizados no Japão e nos Estados Unidos com equipamentos de mesmas características por Seed (1985) citado por Cavalcante (2002) sugerem que devido à frequência de golpes, diferentes valores de N_{SPT} podem ser encontrados. Na norma brasileira não há recomendações sobre a frequência de golpes, mas Kovacs (1979) recomenda até 15 golpes por minuto, pois há uma tendência, por parte da equipe de sondagem, de se diminuir a altura de queda do martelo à medida que se aumenta a frequência de golpes.

As influências de equipamento são relacionadas ao martelo (peso e altura de queda), as hastes, ao revestimento, ao diâmetro do furo e ao amostrador (diâmetro, rugosidade, forma e estado da sapata cortante, área e alargamento externo e interno). Estudos de Belincanta (1985); Belincanta e Ferraz (2000) avaliam a interferência do uso de coxim de madeira, tipo de corda utilizada, tipo de cabeça de bater, uso de roldana móvel e idade da composição.

Por fim, os fatores de natureza humana se referem a interferência do operador. Cavalcante (2002) verificou que as equipes de sondagem no Brasil não seguem rigorosamente as recomendações da norma, principalmente quanto à altura de queda do martelo. Além disso, a contagem de golpes está susceptível a erros por não ser automatizada. Trabalhos de Belincanta e Branco (2002) adicionam a falta de organização e controle na confecção dos relatórios finais de sondagem. Santana e Danziger (2016) mencionam que diferentes resultados são obtidos mesmo quando executado pela mesma equipe de sondagem, e sugerem que há uma grande necessidade de revisão na prática brasileira do SPT.

Outros fatores relevantes referentes ao SPT citados na literatura são:

- Idade da corda: em equipamentos mecanizados (raros no Brasil), cordas velhas tendem a reduzir a velocidade de impacto na medida em que são dados duas ou mais voltas no tambor, ao contrário das cordas novas que são mais rígidas e resistentes, facilitando a liberação da corda (KOVACS *et al.*, 1977);
- O uso de *liner*: é utilizado para facilitar a retirada de amostra, mas é raro no Brasil. Por reduzir o diâmetro interno, diminui a força necessária para cravação e aumenta N_{SPT} . (SCHMERTMANN, 1979);
- Tipo de solo: os granulares são mais afetados pela perturbação do furo, uma vez que são mais propensos a desmoronamentos na base caso não esteja saturado. Acredita-se que a redução da resistência à penetração seja da ordem de 70 a 80%. (CLAYTON *et al.*, 1995);

- Tamanho das partículas: o pedregulho pode aumentar a resistência ao avanço da penetração caso seu diâmetro seja superior ao do amostrador, aumentando o valor de N_{SPT} . (DAY, 1999);
- Comprimento e rigidez da haste: “hastes pouco rígidas ou muito longas produzem N_{SPT} baixo devido às perdas de energia decorrentes do efeito de flambagem das hastes.” (CLAYTON, 1993 *apud* ODEBRECHT, 2003);
- Uso de circulação d’água na perfuração acima do nível d’água: pode provocar desagregação do solo e destruição da condição natural devido ao alívio de tensões verticais e horizontais (CAVALCANTE, 2002);
- Imperfeições no amostrador: devido ao efeito abrasivo de areias e pedregulhos, podem dificultar a penetração no solo, aumentando o valor de N_{SPT} . (HVORSLEV, 1949 *apud* CAVALCANTE, 2002);
- Excentricidade do martelo em relação às hastes: pode diminuir a velocidade de impacto e configurar um contato irregular entre martelo e cabeça de bater, contribuindo para a diminuição da energia transferida às hastes e aumentando N_{SPT} . (CAVALCANTE, 2002);
- Presença de mica no solo: pode ter efeito lubrificante e facilitar a penetração do amostrador, diminuindo N_{SPT} independente da compacidade relativa do solo (CAVALCANTE, 2002);

Os fatores intervenientes podem também ser divididos em dois grupos: os que interferem na condição natural do solo (perturbação) e as que influenciam na eficiência do ensaio. Estudos de Odebrecht (2003) demonstram que a eficiência está ligada às perdas energéticas do sistema devido às forças de atrito no contato corda-rolana e às perdas por energia elástica (sonora e térmica), que provocam variações na eficiência do SPT.

Reconhecendo-se que o SPT é sujeito a muitas interferências, deve-se aplicar, onde possível, as correções necessárias para aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos. As correções mais usuais do ensaio SPT encontram-se a seguir, embora não sejam previstas pela norma brasileira. Demais correções para o ensaio SPT podem ser encontradas em Kulhawy e Mayne (1990) e Bowles (1997), mas não são comumente empregados em projetos de engenharia civil.

Correções quanto à energia de ensaio

Schmertmann e Palacios (1979) sugerem que o N_{SPT} é inversamente proporcional à energia que chega às hastes. Em 1982, Kovacs e Salomone propuseram o desenvolvimento do NAE (*National Average Energy*) para padronizar o N_{SPT} e garantir a repetitividade e confiabilidade de resultados futuros. A ISSMFE (1989) estabelece o padrão de referência de eficiência como sendo 60%. Logo, a correção quanto à eficiência do ensaio SPT pode ser escrita conforme a Equação 2.1:

$$N_{60} = \frac{N_i \cdot ER_i}{60} \quad (2.1)$$

Onde N_i e ER_i são o número de golpes e a energia de campo, e N_{60} a energia corrigida para 60%. O Quadro 2.2 apresenta alguns valores típicos da eficiência de alguns países e regiões:

Quadro 2.2 - Energias do Ensaio SPT

País	Energia média (%)
Argentina	45
Brasil	72
China	Entre 50 e 60*
Colômbia	50
Japão	Entre 65 e 85*
Reino Unido	73
Estados Unidos	Entre 45 e 60*
Venezuela	43

*A variação se dá pelos diferentes tipos de equipamentos utilizados no país.

Fonte: Adaptado de Clayton *et al.*, 1995

Para o Brasil, Clayton *et al.* (1995) indicam um valor de 72%, Belicanta e Cintra (1998) obtiveram o intervalo de 66,7 a 72,8% por meio de instrumentação durante o ensaio, Velloso e Lopes (2010) sugerem eficiência de 70% e Schnaid e Odebrecht (2012) sugerem valores de 70 a 80%. Devido a essa variação, Schnaid e Odebrecht (2012) recomendam que a medida da energia *in loco* deva se tornar rotina, a fim de se aumentar o grau de confiabilidade do ensaio SPT. Neste trabalho de pesquisa, a partir da média apresentada pelos pesquisadores, arbitrou-se a eficiência de 75%, logo:

$$N_{60} = \frac{N_i \cdot 75}{60} = 1,25 \cdot N_i \quad (2.2)$$

Existem outras propostas de correção quanto à eficiência do ensaio. Décourt (1989) sugere que a eficiência dependerá de coeficientes de acordo com a energia cinética imediatamente antes do impacto do martelo de bater, da energia potencial teórica, das perdas durante o impacto e do comprimento da composição das hastes.

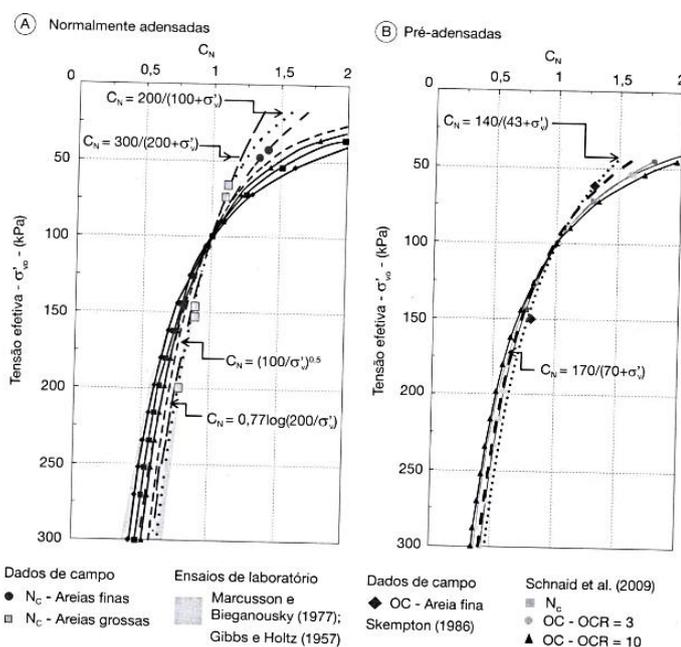
Correções quanto ao confinamento

Esta correção refere-se ao efeito do nível geostático de tensões *in situ*, ou seja, é uma situação inerente às condições do material e não uma deficiência do ensaio (CASTELLO E POLIDO, 1999). Gibbs e Holtz (1957) provaram que areias em maiores profundidades apresentam N_{SPT} maior do que a mesma areia com mesma compacidade relativa que esteja em camadas mais superficiais.

As propostas mais usuais de correção presentes na literatura são as de uso do fator de correção simplificado (C_N) decorrente da tensão efetiva de sobrecarga, conforme apresentado na Equação 2.3. Este fator pode ser obtido graficamente pela proposta de Schnaid *et al.* (2009) presente na Figura 2.2 ou pelas correlações empíricas do Quadro 2.3, onde σ'_v é a tensão efetiva vertical. Vale observar que este fator de correção também depende da razão de sobreadensamento (RSA) e arbitrariamente é limitado a um máximo de 2,0.

$$(N_{60})_1 = C_N \cdot N_{60} \tag{2.3}$$

Figura 2.2 - Valores de C_N para areias (a) Normalmente adensadas e (b) pré-adensadas



Fonte: Schnaid *et al.*, 2009

Esta correção ajusta a tensão para a pressão de referência de 100 kPa (1 atmosfera), a qual acredita-se que seja a pressão média representativa da profundidade onde se medem as propriedades do solo. Segundo Martins e Miranda (2003) esta correção só faz sentido em solos aluvionares e, de acordo com Castello (2015), esta correção não é rotineiramente utilizada, a não ser em trabalhos de pesquisa.

Quadro 2.3 - Fatores de Correção C_N

Referência	C_N	σ'_v	Observação
Skempton (1986)	$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_v}$	kPa	Seed, Idriss e Arango (1983) $D_r = 40\% - 60\%$ Areias Normalmente Adensadas
Skempton (1986)	$C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_v}$	kPa	Seed, Idriss e Arango (1983) $D_r = 60\% - 80\%$ Areias Normalmente Adensadas
Peck, Hanson Thronburn (1974)	$C_N = 0,77 \times \log\left(\frac{2000}{\sigma'_v}\right)$	kPa	Areias Normalmente Adensadas
Liao e Whitman (1985)	$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$	kPa	Areias Normalmente Adensadas
Liao e Whitman (1985)	$C_N = \left[\frac{(\sigma'_v)_{ref}}{\sigma'_v}\right]^k$	-	$k = 0,4 - 0,6$
Skempton (1986)	$C_N = \frac{170}{70 + \sigma'_v}$	kPa	Areias Pré Adensadas; RSA = 3
Clayton (1993)	$C_N = \frac{143}{43 + \sigma'_v}$	kPa	Areias Pré Adensadas; RSA = 10

Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2012

Correção devido à dilatação

Terzaghi e Peck (1948) citados por Castello (2015) sugerem uma correção quanto à dilatação na ruptura de materiais granulares muito finos a siltosos, pois em materiais com resistência de penetração superior a 15 golpes a ruptura tende a formar uma pressão neutra negativa (sucção), aumentando consequentemente o valor de N_{SPT} . Segundo Bazaraa (1967) este efeito é observado para menos de 15 golpes, onde se observa um aumento em cerca de 1,7 no valor de N_{SPT} . Apesar disso, esta correção, apresentada na Equação 2.4, não é muito utilizada no dimensionamento de fundações.

$$N_{\text{corrigido}} = 15 + \frac{1}{2}(N_{SPT} - 15) \quad (2.4)$$

2.2.1.3 Considerações Finais sobre o Ensaio

Além dos inúmeros fatores intervenientes no SPT, destaca-se que este ensaio é limitado por ensaiar apenas 45% do solo por metro, não haver interpretação teórica de seus resultados e ser pouco sensível a variações no perfil. Belincanta e Ferraz (2000) indicam que o SPT adaptado para medir torque (SPT-T) adiciona um ótimo parâmetro ao ensaio, uma vez que o torque é pouco sensível à magnitude da energia de cravação liberada a cada golpe. Por outro lado, Robertson (2012) afirma que apesar do SPT ter sofrido vários melhoramentos nos últimos anos, deve ser abandonado pelos engenheiros geotécnicos e substituído por ensaios mais confiáveis, como o CPT (Ensaio de Penetração do Cone) ou o DMT (dilatômetro de Marchetti).

2.2.2 Penetrômetro Dinâmico Contínuo (DP)

No penetrômetro dinâmico contínuo, ou *Dynamic Probing* (DP), procura-se determinar indiretamente a resistência do solo por meio da interpretação do número de golpes necessários para cravação de ponteira de 90° de ápice. Geralmente, é utilizado como complementação do SPT para avaliação de camadas superficiais e controle de compactação de aterros. O DP diferencia-se do SPT por não coletar amostras e obter resultados quase contínuos.

Não existe norma brasileira que padronize o procedimento deste ensaio. Logo, as informações sobre sua realização e os tipos de equipamentos que devem ser utilizados constam na Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica-DP (ISSMFE, 1989), na norma alemã DIN 4094-3 (2002) e na *International Organization for Standardization* - ISO 22476-2 (2005).

2.2.2.1 Execução, Equipamento e Interpretação do DP

Existem quatro modelos reconhecidos pela ISSMFE (1989), que se diferem pela massa do peso de bater, tamanho da ponteira e altura de queda, são estes: o Penetrômetro Dinâmico Leve (*Dynamic Probing Light*, DPL), o Penetrômetro Dinâmico Médio (*Dynamic Probing Medium*, DPM), o Penetrômetro Dinâmico Pesado (*Dynamic Probing Heavy*) e o Penetrômetro Dinâmico Super Pesado (*Dynamic Probing Super Heavy*, DPSH); cujas especificações seguem no Quadro 2.4.

A ISO 22476-2 (2005) apresenta equipamentos similares ao da ISSMFE (1989) e divide o DPSH em A e B, dependendo da altura de queda, da massa do martelo de bater e das características da ponteira. O DPSH-B se assemelha ao DPSH da ISSMFE (1989) apresentado no Quadro 2.4, e o DPSH-A utiliza mesma massa do martelo, mas com altura de queda de 500 ± 10 mm. A DIN 4094-3 (2002) não reconhece o modelo DPSH, apresentando as categorias DPL, DPL-5, DPM, DPM-A e DPH.

A condução do ensaio é dada pela penetração da haste no terreno por meio da queda do peso de bater de uma altura pré-determinada, em velocidade de 15 a 30 golpes por minuto. A cada penetração, recomenda-se o giro da haste com auxílio de chave de grifo para eliminar o efeito do atrito lateral (CASTELLO E POLIDO, 1999). O número de golpes é então anotado para intervalos de 10 a 30 cm, obtendo N_{10} , N_{20} , N_{30} ou similar. A DIN 4094-3 (2002) recomenda leituras a cada 10 cm e a ISO 22476-2 (2005) admite a leitura a cada 20 cm apenas para o DPSH, não indicando leituras a cada 30 cm.

Quadro 2.4 - Especificações de Equipamentos para Penetração Dinâmica

	DPL (leve)	DPM (médio)	DPH (pesado)	DPSH (super pesado)
Martelo				
Massa M [kg]	10 ± 0,1	30 ± 0,3	50 ± 0,5	63,5 ± 0,5
Queda h [mm]	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Relação comprimento/diâmetro	1 ≤ Rel ≤ 2	1 ≤ Rel ≤ 2	1 ≤ Rel ≤ 2	1 ≤ Rel ≤ 2
Cabeça de Bater				
Diâmetro, d [mm]	100 ≤ d ≤ 0,5D	100 ≤ d ≤ 0,5D	100 ≤ d ≤ 0,5D	100 ≤ d ≤ 0,5D
Massa (inclue pino) [kg]	≤ 6	≤ 10	≤ 18	≤ 30
Ponteira				
Diâmetro novo, D [mm]	35,7 ± 0,3	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	51 ± 0,5
Área, A [cm ²]	10	10	15	20
Hastes				
Massa, M' [kg/m]	≤ 3	≤ 6	≤ 6	≤ 3
Diâmetro Externo [mm]	≤ 22	≤ 32	≤ 32	≤ 32
Energia Específica por Golpe(Mxgxh/A), [kJ/m ²]	50	150	167	238

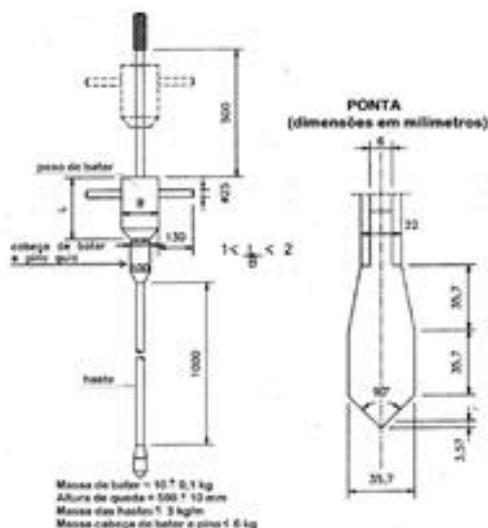
Fonte: ISSMFE, 1989

O DPL (Figura 2.3) é o penetrômetro mais utilizado, uma vez que é de fácil operação, requer apenas um operador, é rápido (cerca de 60 m cravados por dia) e barato. O modelo DPL Nilsson é uma adaptação do DPL tradicional desenvolvido na Universidade de Brasília, que agrega torquímetro e, assim, mede a resistência lateral (NILSSON, 2004). Segundo o pesquisador, este modelo atende às recomendações da ISSMFE (1989) e da DIN 4094-3 (2002). As características deste equipamento são: cone de 90°, hastes de 1 m e 22 mm de diâmetro, martelo de 10 kg, uso de coxim de madeira, composição por manivela, conectores de metal e corrente de aço. O peso total do equipamento é de 82 kg, fazendo com que o equipamento seja de fácil transporte. Recomenda-se pré furo de 40 cm feito com trado de 15 cm de diâmetro, altura de queda do martelo de 50 cm, leituras do número de golpes a cada 10 cm e uso de máximo 12 hastes na execução do ensaio.

A profundidade de cravação depende da resistência do solo e raramente supera-se 4,0 m para o caso do DPL ou 8,0 m para o DPH. Portanto, o DP é largamente empregado para o conhecimento das camadas mais superficiais e em terrenos onde se pretende a utilização de fundação rasa em sapatas, por exemplo. O critério de impenetrabilidade proposto por Nilsson (2004), é:

- $N_{10} = 100$;
- $N_{10} = 80$ em três vezes consecutivas;
- $N_{10} = 60$ em cinco vezes consecutivas.

Figura 2.3 – Equipamento empregado no Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL)



Fonte: Adaptado de Castello, 2015

Já a ISO 22476-2 (2005) sugere como critério de parada quando se atingir o dobro dos valores de capacidade de cada equipamento: DPL, DPM e DPH até 50 golpes; DPSH até 100 golpes; ou quando se atingir o máximo dos valores apresentados para penetração de 1 metro.

A resistência de ponta (q_d) é obtida indiretamente a partir do número de golpes, segundo a Fórmula dos Holandeses, presente na Equação 2.5. Onde M é a massa do martelo de bater, H a altura de queda, N_s o número de golpes, A é a área de ponta do cone, s o tamanho do trecho penetrado, g a aceleração da gravidade e M' a massa das hastes. Este valor é o equivalente dinâmico da resistência q_t do CPT.

$$q_d = \left(\frac{M \cdot g \cdot H \cdot N_s}{A \cdot s} \right) \left(\frac{M}{M + M'} \right) \quad (2.5)$$

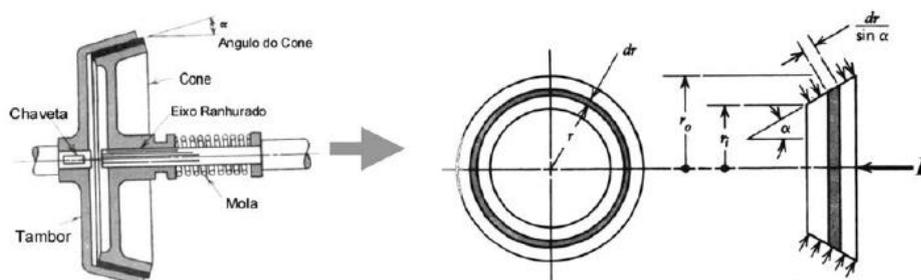
Já a resistência lateral (f_s) é dada pela Equação 2.6 (NILSSON, 2004). Onde T é o momento de torção, L o braço de alavanca e A a área lateral da ponta do cone.

$$f_s = \frac{T}{A \cdot L} \quad (2.6)$$

Bastos (2016) sugere uma nova fórmula (Equação 2.7) para o cálculo do torque a partir do DPL, pois a proposta de Nilsson (2004) arbitra o braço de alavanca, não levando em conta a geometria completa da ponteira. Nesta nova formulação, o pesquisador utilizou um modelo de embreagem cônica para determinar o torque de um cone sendo rotacionado no solo. T é o torque medido, A_{cil} é a área lateral do cilindro, α' é o ângulo do ápice e r_0 o raio da base cônica, conforme exemplificado na Figura 2.4.

$$f_s = \frac{T}{\left[\frac{2 \cdot A}{3 \cdot \text{sen}\alpha'} + A_{cil} \right] \cdot r_0} \quad (2.7)$$

Figura 2.4 – Modelo de Embreagem Cônica



Fonte: Bastos, 2016

Bastos (2016) também recomenda que para o cálculo da resistência lateral se considere o torque residual, pois como no DPL toda a ponteira é rotacionada, o torque máximo medido é a contribuição da superfície cilíndrica e da ponta cônica. O pesquisador afirma que o torque residual sofre influência do peso da composição do equipamento. E, portanto, o atrito lateral depende do peso do sistema.

Nilsson (2013) apresenta correlações para obtenção do ângulo de atrito interno, coesão e capacidade de carga a partir do número de golpes do DPL (N_{DPL}). O seguinte critério de classificação de compacidade relativa e consistência é sugerido pelo pesquisador:

Quadro 2.5 - Classificações de Compacidade Relativa e Consistência a partir do DPL

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N_{DPL})	DESIGNAÇÃO
GRANULARES	< 1	Muito fofo
	< 7	Fofo
	7 a 83	Médio
	> 83	Denso
FINOS	< 3	Muito mole
	3 a 6	Mole
	6 a 12	Médio
	13 a 22	Rijo
	23 a 45	Muito rijo
	> 45	Duro

Fonte: Nilsson, 2013

2.2.2.2 Fatores Intervinentes e Correções

Segundo Bastos (2016) a interpretação dos resultados do DPL ainda carece de estudos, mas que, por ser um ensaio dinâmico como SPT, pode ser interpretado como uma variável dinâmica do CPT.

Embora não haja pesquisa específica para o DP, sabe-se que o efeito do nível de tensões afeta qualquer equipamento de penetração. Portanto, recomenda-se a correção do número de golpes para a tensão geostática para a pressão de referência de 100 kPa.

A ISO 22476-2 (2005) cita a influência do tipo de solo e de suas características: estrutura do grão, distribuição, formato, rugosidade, tipo de mineral, grau de cimentação e condições de drenagem. Em solos finos, a norma recomenda o uso de lama bentonítica para reduzir o atrito lateral e em solos grossos constata-se que a resistência à penetração aumenta mais que linear com o aumento da densidade do solo. Solos com grãos angulosos apresentam número de golpes superior em relação a solos com grãos arredondados.

Esta norma também discute a influência do nível d'água (N.A.): em solos grossos o número de golpes é menor quando está submerso, devido à diminuição da tensão efetiva. A correção proposta devido ao N.A. em areias finas e médias encontra-se na Equação 2.8, onde N_{10} é o número de golpes acima do N.A., N'_{10} é o número de golpes abaixo do N.A., α_1 e α_2 são os coeficientes de correção, apresentados no Quadro 2.6, e dependentes do coeficiente de uniformidade. Em solos finos o número de golpes pode ser igual ou superior, devido ao efeito da capilaridade.

$$N_{10} = \alpha_1 \cdot N'_{10} + \alpha_2 \tag{2.8}$$

Quadro 2.6 – Coeficientes para correção do resultado do DP quanto à saturação

SOLO	Coeficiente de Uniformidade	Coeficientes			
		DPL		DPH	
		α_1	α_2	α_1	α_2
SP	≤ 3	2,0	2,0	1,3	2,0
GW	≥ 6	-	-	1,2	4,5

Fonte: ISO 22476-2, 2005.

Quanto ao equipamento, a ISO 22476-2 (2005) cita influência do diâmetro do cone, tamanho e desvio das hastes e das energias perdidas durante a execução do ensaio. Recomenda a medição da energia a cada seis meses, as medidas não devem se em mais de 3%.

Bastos (2016) apresenta a influência do ângulo da ponteira cônica do DPL, com ápices de 30°, 60° 90° e 180°. O pesquisador conclui que a ponteira 30° exige menor incremento de penetração da parte cônica no solo, enquanto a de 180° exige maior incremento para penetração inicial, as ponteiras de 60° e 90° possuem comportamentos semelhantes. Logo, pode-se utilizar a ponteira de 60° para mais se assemelhar à ponteira cônica do CPT. O pesquisador acrescenta que após a cravação das ponteiras, o incremento de força dá-se unicamente pelo aumento do atrito lateral. Assim, após esta fase, a penetração independe da geometria da ponteira.

A Eurocode 7, parte 2 (1997) sugere que em areias mal graduadas não saturadas acima do nível d'água o número de golpes do DPH (N_{DPH}) pode ser relacionado ao número de golpes do DPL (N_{DPL}) por $N_{DPL} = 3N_{DPH}$ para o intervalo de 3 a 20 golpes do N_{DPH} . Quando se tem o resultado do DPL e deseja-se saber o equivalente para o DPH, esta norma recomenda que $N_{DPH} = 0,34N_{DPL}$ para um intervalo de 3 a 10 golpes do DPL. Estudos de Martins e Miranda (2003)

encontram a correlação $N_{DPH} = 0,174N_{DPL}$ para 454 casos estudados, e por considerações teóricas das dimensões dos dois aparelhos, a correlação seria $N_{DPH} = 0,091N_{DPL}$. Essas diferenças, como já eram de se esperar devido ao caráter de penetração dinâmica do ensaio, são discutidas pelos pesquisadores e atribuídas às perdas de energia durante o ensaio.

Procedimentos para medir energia são previstos na ISO 22476-2 (2005) e na ASTM D4633 (2016). Bastos (2016) afirma que os processos de transferência de energia do DPL são análogos ao do SPT: a energia potencial inicial é transformada em cinética, que por sua vez é transferida ao conjunto de hastes como ondas longitudinais de tensão. As perdas do sistema são devidas às energias sonoras e térmicas.

De forma a minimizar a interferência do operador durante a execução do ensaio, A ISO 22476-2 (2005) recomenda a utilização de sistema pneumático ou automático para levantamento do martelo, contador automático de golpes, sensor de penetração e um dispositivo que controle a inclinação do aparelho.

O estudo da influência do coxim utilizado durante o ensaio é explorado por Bastos (2016), que testou quatro tipos de coxins no DPL: madeira do tipo *Pinus*, borracha comum, borracha de poliuretano de 3 mm e de 4 mm. O coxim de madeira e de borracha comum são desaconselhados devido à fragilidade: quebram com facilidade e necessitam de trocas frequentes. Logo, recomenda-se a utilização do coxim de poliuretano, que além de ser resistente apresenta melhor coeficiente de restituição.

2.2.2.3 Considerações Finais sobre o Ensaio

Apesar do penetrômetro dinâmico apresentar limitações por não se coletar amostras como no SPT, Nilsson (2004) defende que o solo pode ser identificado pela parcela que é levada na ranhura das hastes e da ponteira, e pelo cálculo do quociente entre f_s e q_d . Bastos (2016) apresenta boa aproximação para classificação do solo pelo ábaco de Robertson *et al.* (1986) quando considera o atrito lateral calculado pela Equação 2.7 e a resistência de ponta, q_d , calculada pela Equação 2.5.

2.2.3 Ensaio de Penetração do Cone (CPT)

No ensaio Ensaio de Penetração do Cone, ou *Cone Penetration Test* (CPT), determina-se a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s) do solo por meio da cravação de uma ponteira cônica de 60° de ápice à velocidade constante de 20 mm/s (tolerância de ± 5 mm/s). Por ser de

velocidade de penetração controlada e lenta, o ensaio de cone é considerado estático e vários pesquisadores o consideram um dos melhores métodos de investigação existentes.

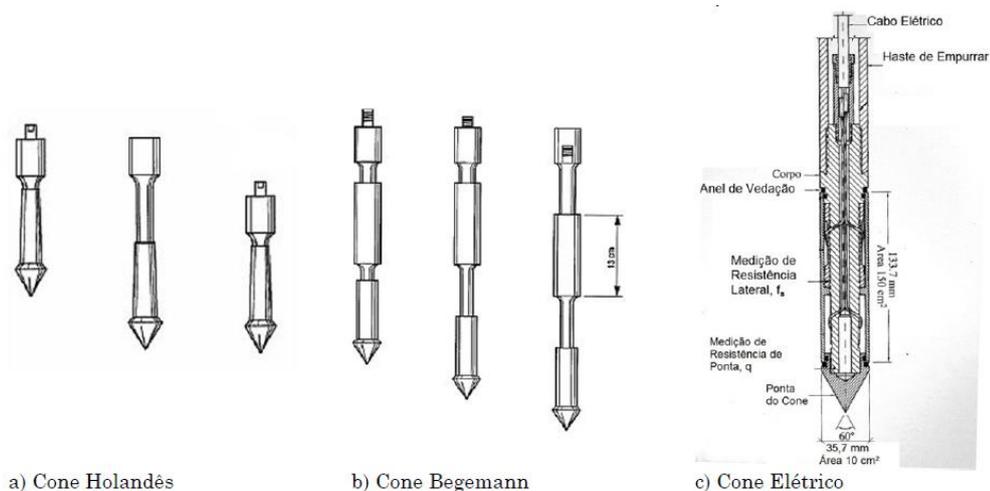
Este tipo de ensaio foi inicialmente empregado no Brasil a partir da década de 50, sendo posteriormente difundido na década de 90. Em 1991 publicou-se a ABNT NBR 12069 que regulamenta o ensaio, mas que atualmente encontra-se como cancelada pela ABNT. Vale ressaltar a norma europeia Eurocode 7, parte 3 (1997) e as norte americanas ASTM D5778 (2012) e ASTM D3441 (2016), todas seguindo o padrão internacional ISSMFE (1989), onde definem-se as recomendações de dimensões, do procedimento, da precisão de medidas e como se apresentar e interpretar os resultados.

2.2.3.1 Execução, Equipamento e Interpretação do CPT

Existem muitas propostas de aparelhagem para o CPT, podendo ser de diferentes seções transversais de acordo com o tipo de solo a ser investigado. Existem aparelhos elétricos e mecânicos. Podem também haver outros equipamentos acoplados ao CPT: sísmicos, resistivos, híbridos e, principalmente, modelos capazes de medir a poropressão (sendo neste caso ensaio Piezocone - CPTu). A descrição completa dos equipamentos, procedimento, calibração e padronização do CPT podem ser encontradas em Lunne (1997). Na Figura 2.5 apresenta-se o esquema de três tipos de cone: holandês, Begemann e elétrico.

Vale observar que neste ensaio há a vantagem do registro quase contínuo da resistência à penetração com o aumento da profundidade, sendo possível o traçado detalhado e ininterrupto da estratigrafia do terreno e a detecção mais sensível de variações no perfil. Além disso, a execução é rápida, é possível a utilização de gatilho automático para minimizar a interferência do operador e é versátil do ponto de vista se de poder usar em terra (*onshore*) ou em água (*offshore*). No caso do CPTu, devido a medida da poropressão, ainda é possível identificar a presença de lentes de areia. Como limitação, destaca-se a dificuldade de ancoragem suficiente para penetração do aparelho e que, assim como no DP, não há a coleta de amostras para posterior caracterização em laboratório.

Figura 2.5 - Modelos de cones (CPT)



Fonte: Castello, 2015

A partir do CPT pode-se obter a estratigrafia do terreno, condições do nível d'água e avaliar a presença de contaminantes, além de estimar parâmetros geotécnicos: ângulo de atrito interno, capacidade de carga, módulo de deformabilidade de Young, módulo de deformabilidade cisalhante e densidade relativa. Portanto, há uma boa previsão de recalques no projeto de fundações quando o CPT é realizado. A Eurocode 7, parte 2 (1997) apresenta o Quadro 2.7 para interpretação de densidade relativa de solos granulares a partir da resistência de ponta do CPT.

Quadro 2.7 - Classificações de Compacidade Relativa e Consistência a partir do CPT

ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (q_c em MPa)	DESIGNAÇÃO
0 – 2,5	Muito fofo
2,5 – 5,0	Fofo
5,0 – 10,0	Médio
10,0 – 20,0	Compacto
> 20,0	Muito compacto

Fonte: Eurocode 7, parte 2, 1997

Ainda em relação à interpretação do ensaio, a relação entre f_s e q_c , chamado de razão de atrito lateral (R_f), pode ser utilizada para identificar e diferenciar as camadas atravessadas pela ponteira. Robertson *et al.* (1986) propuseram um procedimento indireto de classificação, baseado em padrões de comportamento, chamado *Soil Behavior Type Classification Chart* (SBT). O SBT é muito aceito dentre os pesquisadores e em 2012 Robertson atualizou as zonas de classificação, que passaram a ser mais bem definidas e consistentes.

2.2.3.2 Fatores Intervenientes e Correções

Segundo Lunne (1997), em solos finos há uma maior ocorrência de erros associados aos equipamentos de CPT, mas em areias os resultados são pouco influenciados. Fatores como escavações, lançamento de aterro, mineralogia, o peso próprio do equipamento, cravação de estacas, cimentação, grau de compactação, aumento da umidade com a profundidade e tensões efetivas horizontais também são apontados na literatura como fatores que afetam os resultados do ensaio. (WROTH, 1988; ROGERS, 2006; FELLENIUS, 2016).

Lunne (1997) também destaca que em solos finos a medida do atrito lateral é menos confiável que a resistência de ponta devido aos efeitos da poropressão, rugosidade da luva e calibração do aparelho. Portanto, recomenda a utilização de cones elétricos que medem os parâmetros separadamente por meio de células de carga. Outro fator importante é a velocidade de condução do ensaio: a convenção de 20 mm/s procura evitar a fluência do solo, o esmagamento das partículas e garantir a penetração drenada em areias. Portanto, este parâmetro deve ser devidamente controlado durante a execução.

Robertson (2009; 2012) aponta que o solo pode provocar a dessaturação do elemento filtrante caso o solo não esteja submerso. Este fenômeno pode acarretar em erros de medida em q_c , u e f_s , mas pode ser minimizado pelo uso de líquidos viscosos como glicerina e silicones para garantir a saturação permanente da pedra porosa.

Trabalhos de De Ruyter (1971) afirmam que a diferença entre o cone mecânico e elétrico se dá devido aos métodos distintos de avanço do ensaio, mas que se forem realizados lado a lado não se observam diferenças significativas nas medidas. O cone elétrico é mais caro por necessitar de um sistema de aquisição e calibração mais apurada dos equipamentos. No entanto, é mais produtivo e apresenta resultados de melhor qualidade, uma vez que a medida é realizada por células de carga. Sendo assim, o elétrico é mais sensível às variações no solo quando comparado ao mecânico (GIACHETTI *et al.*, 2004). Kulhawy e Maine (1990) indicam que a resistência de ponta das areias encontrada pelo cone mecânico é menor que aquele medido pelo elétrico, e que o efeito contrário é observado para siltes e argilas. O Quadro 2.8 apresenta propostas de correlações entre os cones.

Quadro 2.8 – Correlações entre Cones Elétricos e Mecânicos

REFERÊNCIA	SOLO	CORRELAÇÃO
Giacheti <i>et al.</i> , 2004	Solos Tropicais	$0,64 < \frac{q_{c,mecânico}}{q_{c,elétrico}} < 1,38 ; 1,65 < \frac{f_{s,mecânico}}{f_{s,elétrico}} < 3,0$
Czado e Pietras, 2012	Solos Aluviais	$\frac{q_{c,mecânico}}{q_{c,elétrico}} = 1,3$

Correções quanto ao confinamento

Assim como nos demais ensaios penetração de campo, há propostas de normalização de resultados para a tensão de referência de 100 kPa. Eslami e Fellenius (2004) discutem que essa correção não é relevante para o ensaio de cone. Entretanto Robertson (2012) afirma que conceitualmente a normalização da tensão vertical é importante, pois influencia na tensão horizontal, mas que apresenta pouco benefício prático na maioria dos projetos de engenharia.

Correção da resistência de ponta no CPTu

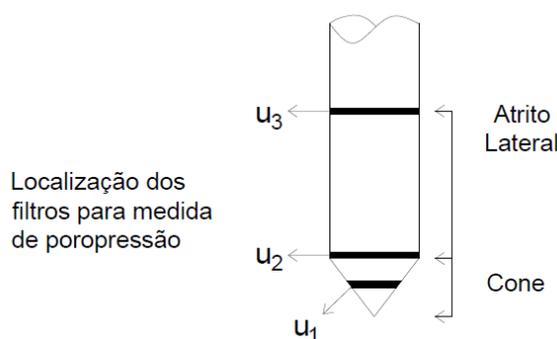
Até o momento não há uma definição comum de acordo entre os pesquisadores de onde é a melhor localização do elemento filtrante para medir a poropressão (u), sendo possíveis as posições u_1 , u_2 e u_3 conforme mostrado na Figura 2.6. Assim, a correção da resistência de ponta q_c para q_t , realizada devido à diferença de geometria da ponteira cônica, é possível quando medida na posição u_2 , conforme equações 2.9 e 2.10, propostas por Jamiolkowski *et al.* (1985).

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (2.9)$$

$$a = \frac{A_N}{A_T} \quad (2.10)$$

Onde q_t é a resistência de ponta corrigida, q_c a resistência obtida *in loco*, u_2 a poropressão medida na posição 2 e o coeficiente a é a razão entre área da seção da luva (A_N) e a área da seção cônica (A_T), obtidas na calibração do equipamento.

Figura 2.6 - Posição do Elemento Filtrante



Fonte: Adaptado de Lunne *et al.*, 1997

Estima-se que a correção apresentada na Equação 2.9 pode acarretar variações da ordem de 10 a 30% para solos finos (ROBERTSON, 2012). Já em areias, uma vez que a poropressão rapidamente é dissipada, q_t e q_c variam apenas em 5% (CHIN *et al.*, 1988). Sendo assim, essa correção é frequentemente ignorada em solos arenosos.

Demais correções

Outras correções podem ser encontradas em Kulhawy e Mayne (1990) para o tamanho das partículas (ou grãos), idade do depósito e razão de sobreadensamento. Robertson (1990) pode ser consultado para normalização de q_c devido ao efeito do percentual de finos. No entanto, essas correções não são rotineiras no dimensionamento de fundações.

2.2.3.3 Considerações Finais sobre o Ensaio

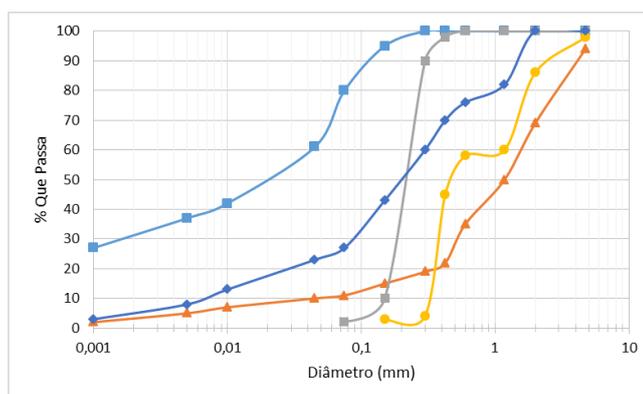
Apesar dos diversos fatores intervenientes apresentados, o ensaio de cone é considerado como um dos mais confiáveis métodos de investigação geotécnica, uma vez que sua formulação tem melhor base que a do SPT, o registro ser contínuo, ter pouca influência do operador, ser econômico e sensível às variações do solo, principalmente em cones elétricos. Lunne (1997) afirma que em solos homogêneos e de mesma geologia, o CPT pode ser utilizado sozinho no dimensionamento de fundações, desde que sejam realizados ensaios complementares para caracterização dos solos.

2.3 Areias

Areia é um sedimento resultante do intemperismo físico ou químico da rocha mãe, caracterizado por partículas eletricamente pouco ativas e sem interação com a água. Ou seja, não coesivas, não plásticas e o peso é a principal força de interação entre os grãos.

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 6502:1995, a classificação por textura da areia se dá de acordo com o tamanho do diâmetro das partículas, determinada conforme o ensaio da norma ABNT NBR 7181:2016. Para a fração mais grossa a distinção é feita numa série de peneiras e na fração fina, por sedimentação. A Figura 2.7 exemplifica curvas de granulometria de cinco solos diferentes.

Figura 2.7 - Curvas Granulométricas de cinco solos diferentes



A Tabela 2.1 mostra a variação de critérios arbitrários utilizados em alguns sistemas de classificação de solos: o Sistema Unificado de Classificação (SUCS), o *Highway Research Board* (HRB da *The American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO, mais utilizado para avaliação do solo em aplicação no pavimento rodoviário) e a ABNT NBR 6502:1995. Nota-se, por exemplo, que areias podem variar de 4,75 mm a 0,075 mm de acordo com o SUCS, de 2,0 a 0,075 mm de acordo com AASHTO e de 2,0 a 0,006 mm de acordo com a ABNT. Tais variações podem levar à uma comparação inadequada entre os solos caso sejam utilizados sistemas de classificação distintos.

Tabela 2.1 - Vários Sistemas de Classificação de solos quanto à Textura

SISTEMA	DENOMINAÇÕES						
	SUCS	Pedra	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
AASHTO	Matacão	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	Colóide	
ABNT NBR 6502:1995	Pedra	Pedregulho	Areia	Silte	Argila		
Peneira n°		4	10	200	270		
Tamanho (mm)	76,1	4,75	2,0	0,075	0,005	0,002	0,001
				0,05			

Autor: Adaptado de Castello, 1998

Do gráfico de granulometria, podem-se obter parâmetros como diâmetro efetivo (D_{10}), coeficiente de curvatura, coeficiente de uniformidade e diâmetro médio das partículas (D_{50}). O primeiro está diretamente associado à permeabilidade do solo e o último representa o tamanho predominante dos grãos estudados, correspondente ao diâmetro que 50% do solo em peso que possui tamanho inferior a ele.

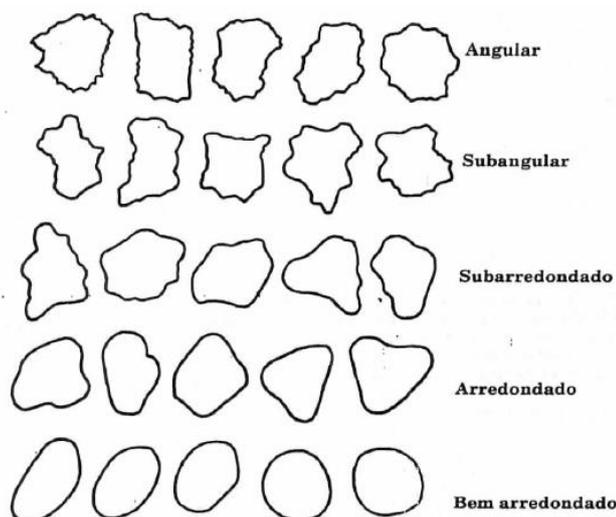
Para caracterizar o solo granular com teores de finos (passando na peneira n° 200 cerca de 10% ou mais), além do tamanho das partículas, devem-se realizar os ensaios para encontrar os limites de Atterberg: limite de plasticidade (LP, procedimento da ABNT NBR 7180:2016) e limite de liquidez (LL, procedimento da ABNT NBR 6459:2016). Estes ensaios são mais representativos em solos coesivos, mas fazem parte da rotina da geotecnia experimental de todos os solos, uma vez que areias que não estejam limpas (que apresentam finos) podem apresentar influência desta fração argilosa na resistência, compressão, compactação, etc.

A granulometria de um solo grosso (areia e pedregulho) é o fundamento para classificação adequada de acordo com o seu desempenho. Para a Mecânica dos Solos, areia é o material granular em que a porcentagem de finos não interfere expressivamente no seu comportamento (PINTO, 2006). Por este motivo, o sistema de classificação SBT para ensaios CPTu proposto por Robertson *et al.* (1986) é muito aceito dentre os pesquisadores, pois a partir dele classifica-

se o solo de acordo com seu comportamento, e não pelas características físico-químicas avaliadas por ensaios realizados em amostras deformadas.

Além do tamanho, os grãos podem ser classificados de acordo com seu formato, podendo ser arredondados, intermediários ou angulares (Figura 2.8). Este parâmetro fornece um indício da origem geológica do solo: grãos mais arredondados indicam um solo sedimentar de origem transportada, ao passo que grãos angulares sugerem um solo residual. O atrito entre grãos angulares será maior que em grãos arredondados.

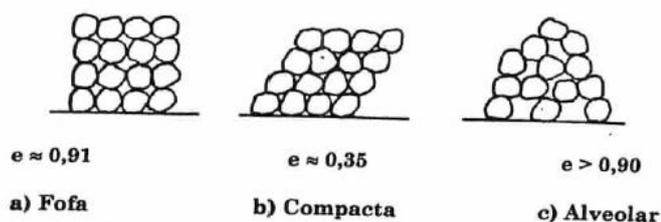
Figura 2.8 – Angulosidade dos Grãos



Fonte: Muller e Mitchel, 1976 *apud* Castello, 1998

A forma dos grãos influencia diretamente no arranjo de suas partículas, expressa pelo índice de vazios (e) do material e simplificado na Figura 2.9. O solo pode apresentar estruturas fofas ($e \approx 0,91$), compactas ($e \approx 0,35$) ou alveolares ($e > 0,90$). O arranjo alveolar requer condições especiais de deposição, como coesão aparente devida a saturação parcial ou presença de material fino capaz de unir os grãos (CASTELLO, 1998).

Figura 2.9 – Estrutura de solos não coesivos (Granulares)



Fonte: Castello, 1998

Quando um solo é submetido a carregamentos externos ou vibrações ocorrem rearranjos de suas partículas nos vazios. Dependendo da magnitude dessas reacomodações, a construção

pode apresentar patologias de recalque como trincas e fissuras. As estruturas fofas são mais instáveis e susceptíveis a esse fenômeno por possuírem um maior índice de vazios. O parâmetro em que se avalia a estrutura do solo é chamado compactidade relativa (CR), presente na Equação 2.11.

$$CR = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \cdot 100 \quad (2.11)$$

Onde $e_{\text{máx}}$ e $e_{\text{mín}}$ correspondem aos índices de vazios máximo e mínimo, obtidos por ensaios laboratoriais previstos pelas normas ABNT NBR 12004:1990 e ABNT NBR 12051:1991, respectivamente. O Quadro 2.9 apresenta os valores de compactidade relativa sugeridos por Terzaghi (1943) citado por Pinto (2006).

Quadro 2.9 – Classificação das Areias segundo a Compactidade Relativa

Classificação	Compactidade Relativa
Areia fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

Fonte: Terzaghi, 1943 *apud* Pinto, 2006

Outra característica essencial relacionada à granulometria é a permeabilidade dos solos. Uma vez que apresentam vazios maiores e não há interação elétrica entre os grãos, os solos arenosos são ditos como altamente permeáveis, o que significa que as pressões neutras são dissipadas com rapidez e que a resistência é expressa em termos de tensões efetivas. Como dito anteriormente, a permeabilidade está ligada diretamente ao diâmetro efetivo do solo.

2.4 Métodos Estatísticos

Na engenharia, a estatística procura encontrar ou aperfeiçoar sistemas matemáticos capazes de descrever fenômenos da natureza e da produção que variam a cada observação. Para tal, após a identificação do problema a ser estudado, identificam-se os fatores determinantes que podem afetar os resultados, coletam-se os dados por meio de experimentos e, por fim, refina-se e determina-se o melhor modelo que expresse o problema.

A análise pode ser feita de duas maneiras: mecanisticamente ou empiricamente. O primeiro consiste no caso em que o modelo é baseado no conhecimento científico do fenômeno, enquanto o segundo se faz necessário construir um modelo com base em observações (MONTGOMERY *et al.*, 2001).

O objetivo deste trabalho é encontrar correlações confiáveis entre os ensaios geotécnicos SPT, CPT e DP. Equações de correlação nada mais são que modelos empíricos que tentem

explicar a relação entre variáveis aleatórias observadas em experimentos, levando em conta, sempre que possível, o meio e os fatores que as influenciam.

2.4.1 Etapas da criação de uma correlação

Para encontrar uma correlação, o primeiro passo é definir a amostragem do banco de dados, que deve conter um número suficiente de observações (n) para garantir a representatividade do que está sendo estudado. Também é importante fazer um levantamento detalhado das características das amostras, considerações e limitações do método de amostragem. Caso contrário, os resultados podem ser tendenciosos, chamados na estatística de enviesados.

Posteriormente, segue-se ao tratamento dos dados por meio de tabelas e gráficos. Daí obtém-se as medidas estatísticas de dispersão dos dados x e y para analisar a sua heterogeneidade. Em trabalhos de pesquisa o desvio padrão (σ), valores máximos e mínimos e o coeficiente de variação (C_v) são os mais utilizados para avaliar a dispersão dos resultados em termos relativos a seu valor médio. As Equações 12, 13 e 14 definem as principais medidas estatísticas, onde i é a observação, μ a média das observações e n o tamanho da amostra.

Variância (σ^2):

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum (i - \mu)^2 \quad (2.12)$$

Desvio padrão (σ):

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (2.13)$$

Coefficiente de Correlação (C_v):

$$C_v = \frac{\sigma}{\mu} \cdot 100 \quad (2.14)$$

Por se tratar de variáveis quantitativas, o diagrama de dispersão é o gráfico mais indicado para prosseguir com a análise, onde os dados são distribuídos segundo suas coordenadas x e y nos eixos cartesianos. O coeficiente de correlação de Pearson (Equação 2.15) procura a relação linear entre as variáveis x e y , sem o comprometimento de se explicar a causa e o efeito das observações. Este coeficiente pode assumir valores menores ou maiores que zero e é classificada de acordo com o Quadro 2.10.

$$r = \frac{n \cdot \sum x_i \cdot y_i - (\sum x_i) \cdot (\sum y_i)}{\sqrt{n \cdot \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \cdot \sqrt{n \cdot \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2}} \quad (2.15)$$

Quadro 2.10 – Classificação da correlação de dados a partir do coeficiente de correlação

Coeficiente	Classificação
$0,9 < r \leq 1,0$	Ótima
$0,8 < r \leq 0,9$	Boa
$0,7 < r \leq 0,8$	Razoável
$0,6 < r \leq 0,7$	Medíocre
$0,5 < r \leq 0,6$	Péssima
$ r \leq 0,5$	Imprópria

Fonte: Milone, 2006

A regressão linear (Equação 2.16) é a ferramenta mais utilizada para se correlacionar duas ou mais variáveis, onde a e b são parâmetros constantes de ajustes, e e_i os resíduos, responsáveis por simular as aleatoriedades que provocam variações em y (variável dependente) independentes de x (variável independente ou regressor).

$$y_i = a + b \cdot x_i + e_i \quad (2.16)$$

A solução da Equação 2.16, ou seja, obter a e b , é feita pelo Método dos Mínimos Quadrados Ordinários (MQO) de Carl Gauss (1795), onde se minimiza a soma dos quadrados dos resíduos e_i e obtêm-se os parâmetros por derivações até chegar às expressões 2.17 a 2.19, para \bar{x} e \bar{y} as médias amostrais de x e y , respectivamente.

$$\sum_{i=1}^n e_i = \sum_{i=1}^n (y_i - a - b \cdot x_i)^2 \quad (2.17)$$

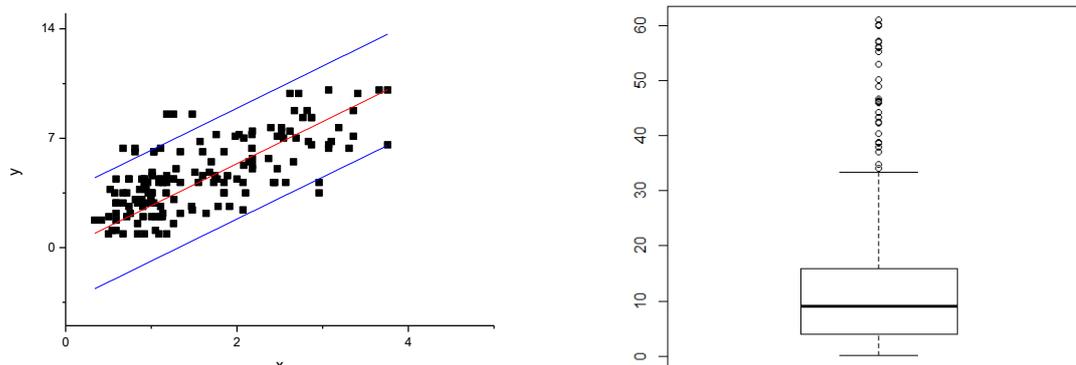
$$a = \bar{y} - b \cdot \bar{x} \quad (2.18)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (2.19)$$

A plotagem dos dados e da regressão permite avaliar valores atípicos às observações, chamados de *outliers*. São identificáveis pelo traçado de linhas superiores e inferiores definidas pelo intervalo de confiança (Figura 2.10a) ou pelo *boxplot* (Figura 2.10b), em que a linha mais espessa representa a mediana (valor numérico que separa a metade superior de uma amostra), a caixa (*box*) representa o 1º e o 3º quartil e as hastes horizontais representam os valores mínimos e máximos.

Os dados que estejam além dos mínimos e máximos de ambos os gráficos são os *outliers*, e sua exclusão procura eliminar as observações infieis ocasionadas por erro de amostragem, por exemplo.

Figura 2.10 – Avaliações de outliers: (a) Limites superiores e inferiores; (b) boxplot



2.4.2 Avaliação da regressão

A avaliação da regressão encontrada consiste em etapa indispensável para validação de uma correlação, ou seja, avaliar se a correlação em questão é o modelo adequado para expressar matematicamente os dados da amostra. Esta análise é feita rotineiramente pelo coeficiente de determinação (R^2). No entanto, o método mais correto é por inferência estatística com o uso dos testes de hipóteses.

2.4.2.1 Coeficiente de Determinação – R^2

Este coeficiente é responsável por medir a fração da variabilidade das observações y pela aplicação da equação em novos valores de x . Portanto, pode variar de 0 a 100% (ou de 0 a 1,0). Vale ressaltar que o R^2 não expressa necessariamente a credibilidade da correlação encontrada, uma vez que até mesmo relações não lineares podem apresentar altos valores do coeficiente. Ainda assim, é um parâmetro muito utilizado no meio científico para avaliação da qualidade da correlação.

O R^2 aumenta à medida que se adicionam mais observações à análise, sendo que essa tendência pode ser minimizada pelo uso do R^2 ajustado. O Quadro 2.11 apresenta a proposta de Jarushi *et al.* (2015) para interpretação deste coeficiente, mas o pesquisador afirma que não há um consenso internacional de qual seja a escala correta.

Quadro 2.11 – Classificação da correlação de dados a partir do coeficiente de determinação

Coeficiente R^2	Classificação
1,0	Perfeito
0,7 – 0,9	Forte
0,6 – 0,4	Moderado
0,1 – 0,3	Baixo
0	Sem Correlação

Fonte: Jarushi *et al.*, 2015

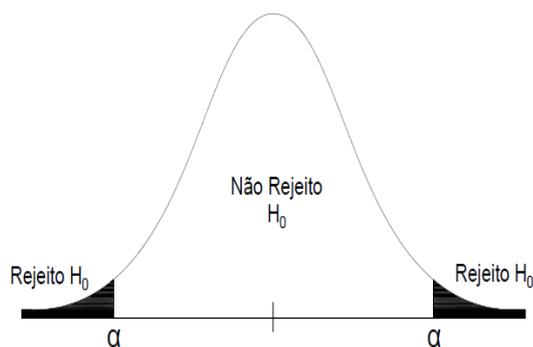
2.4.2.2 Testes de Hipótese

Os testes de hipótese fazem parte do ramo da estatística chamado de inferência, onde se procura afirmar certa condição sobre uma amostra. A condição é escrita por duas hipóteses – H_0 e H_1 , de conteúdos excludentes entre si. A conclusão, aceitar ou rejeitar H_0 , dependerá da comparação entre o resultado do teste e o valor crítico, formulado para cada teste de hipótese. No entanto, é prática comum em estatística a comparação do valor-p com o nível de significância (α), dado pela Equação 2.20.

$$\alpha = 1 - \text{Nível.de.Confiança} \quad (2.20)$$

Caso o valor-p seja superior ao nível de significância, aceita-se H_0 , caso contrário, rejeita-se H_0 e se aceita H_1 com o nível de confiança arbitrado (geralmente 95%), conforme explicitado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Interpretação de Testes de Hipóteses



Fonte: Adaptado de Bertolde, 2015

Uma vez que existe uma grande variedade de testes, deve-se escolher de acordo com a aplicação e o objetivo da análise a se realizar. A seguir segue a descrição dos testes F e t, utilizados neste trabalho de pesquisa.

Teste F e Teste t

O teste de Fischer (teste F) e o teste t servem para avaliar se os parâmetros da regressão linear são significativos em relação aos dados observados. O teste F analisa a correlação como um todo, enquanto o teste t avalia os parâmetros (a e b) separadamente. Suas hipóteses são:

- H_0 : o parâmetro não é significativo;
- H_1 : o parâmetro é significativo.

2.4.3 Avaliação dos resíduos

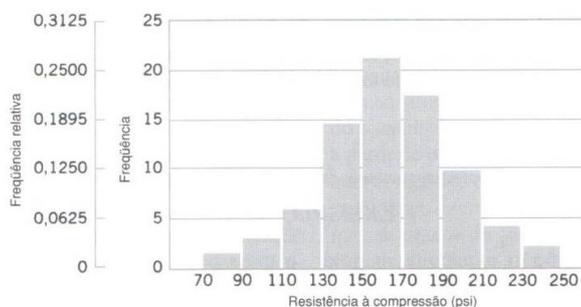
Para que a correlação encontrada seja considerada válida, além dos testes descritos no item anterior, devem-se analisar os resíduos (erros de ajuste do modelo). Como se assume que os resíduos são independentes e possuem distribuição normal, ou seja, média zero e variância constante (homoscedasticidade) conforme descrito na Equação 2.21, devem-se aplicar testes e/ou análises gráficas para verificar se esses erros possuem essas características.

$$\text{Resíduos} \sim N(\mu = 0, \sigma^2 = \text{cte}) \tag{2.21}$$

2.4.3.1 Análise Gráfica

Graficamente a normalidade por ser testada por meio do Histograma, da Plotagem de Probabilidade Normal dos Resíduos e pela Plotagem dos Resíduos. No histograma, o gráfico deve-se apresentar em formato de sino, conforme apresentado na Figura 2.12. Na Plotagem de Probabilidade Normal o resíduo é plotado em *y* versus seus quantis teóricos (pontos da função distribuição acumulada-FDA), caso o ajuste seja o modelo normal, este gráfico se apresenta como uma reta.

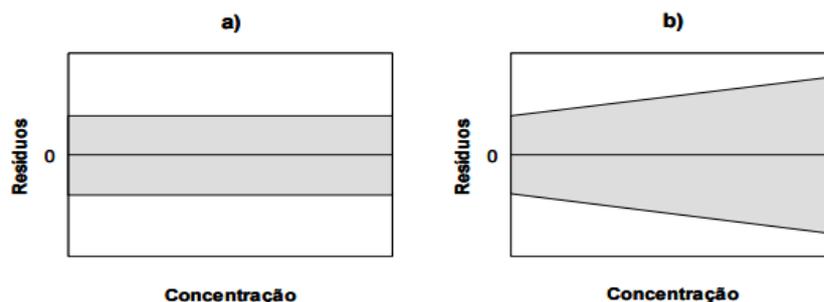
Figura 2.12 – Exemplo de Histograma



Fonte: Montgomery *et al.*, 2001

Já pelo gráfico de Plotagem de Resíduos é possível observar a variância dos erros pela plotagem em *x* das variáveis independentes e em *y* os resíduos das variáveis dependentes correspondentes. Neste gráfico, é desejável que os dados se comportem em uma faixa horizontal de baixa amplitude (Figura 2.13a). Caso contrário, a observância dos dados em forma de cone (Figura 2.13b) evidencia a heterocedasticidade (variância não constante) do modelo. Neste último gráfico ainda é possível avaliar a independência dos resíduos, pois caso os erros estejam distribuídos de forma a parecer que existe uma tendência (linear, parabólica, etc.), há um indicativo forte de que os resíduos são dependentes entre si.

Figura 2.13 – Esquemas representativos da distribuição dos resíduos vs. Concentração (zona sombreada)



Fonte: Francisco, 2008

2.4.3.2 Testes de Hipótese

Uma vez que análises gráficas podem ser subjetivas dependendo de quem as analisa, recomenda-se o uso de testes de hipótese para avaliar a normalidade dos resíduos. A interpretação deve ser a mesma descrita no item 2.4.2.2, imposta na Figura 2.11.

Teste de Kolmogorov-Smirnov

No teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov (teste KS) compara-se resultado do teste (D_{KS}) ao valor crítico (D'_{KS}): se for maior, pode-se rejeitar H_0 com $1-\alpha$ de confiança. Onde:

- H_0 : os dados seguem distribuição normal ($D_{KS} < D'_{KS}$)
- H_1 : os dados não seguem distribuição normal. ($D_{KS} > D'_{KS}$)

O D'_{KS} pode ser encontrado por meio da tabela que se encontra no Anexo I deste trabalho. Para amostras grandes e $\alpha = 0,05$ (95% de confiança):

$$D'_{KS} = \frac{1,36}{\sqrt{n}} \quad (2.22)$$

Apesar de apresentar um valor crítico, é comum em estatística a comparação do valor-p com o nível de significância, conforme explicado anteriormente.

Teste de Shapiro-Wilk

O teste de Shapiro-Wilk (teste SW), assim como o teste KS, testa a normalidade de uma amostra para as hipóteses:

- H_0 : os dados seguem distribuição normal ($D_{SW} > D'_{SW}$)
- H_1 : os dados não seguem distribuição normal ($D_{SW} < D'_{SW}$)

Os valores críticos do teste (D'_{SW}) encontram-se no Anexo I desta dissertação. Assim como nos demais testes, a interpretação mais usual é a da comparação do valor-p ao nível de significância. A norma brasileira ABNT NBR 10538:1988 (Interpretação Estatística de Dados

– Testes de Normalidade) recomenda não utilizar o teste SW para amostras pequenas (com menos de oito observações), pois o teste não é eficaz para detecção de desvios da hipótese nula de normalidade. Martins (2007) recomenda não utilizar este teste para amostras superiores a 30 dados, dando-se preferência ao teste KS nestes casos.

Teste de Durbin-Watson

Este teste serve para avaliar a independência dos resíduos de forma a verificar se a magnitude de um resíduo e_i influencia na magnitude do resíduo e_{i+1} . Suas hipóteses são:

- $H_0: \rho = 0 \rightarrow$ Existe independência
- $H_1: \rho \neq 0 \rightarrow$ Existe dependência

Onde ρ é a correlação entre resíduos sucessivos.

O resultado do teste (D_{DW}) pode ser interpretado de acordo com o Quadro 2.12, onde d_L e d_U são valores críticos da tabela de Durbin-Watson, presente no Anexo I para $\alpha = 5\%$. Apesar de apresentar valores críticos, a prática de avaliação do teste é feita por análise do valor-p e do nível de significância.

Quadro 2.12 – Interpretação de D_{DW}

D_{dw}	Interpretação
$(0; d_L($	Rejeitar H_0
$(d_L; d_U($	Inconclusivo
$(d_U; 4-d_U($	Aceitar H_0
$(4-d_U; 4-d_L($	Inconclusivo
$(4-d_L; 4($	Rejeitar H_0

Fonte: Malva, 2008

2.4.4 Correção dos resíduos

Resíduos não normalizados e dependentes pode significar omissão de variáveis na regressão que influenciam diretamente no fenômeno ou que o modelo adotado não é o ideal para se explicar as observações. Assim, devem-se aplicar correções a fim de ajustar a heterocedasticidade. Este processo é importante na concepção de correlações, pois o MQO, os testes de hipótese F e t, e o intervalo de confiança assumem a variância constante dos resíduos. Logo, se essa pressuposição não for respeitada, os parâmetros da regressão encontrados podem ser viesados (tendenciosos) e inconsistentes. Sugerem-se a seguir as soluções de correção mais usuais em trabalhos de pesquisa.

2.4.4.1 Transformação logarítmica

Essa transformação consiste em se aplicar o multiplicador logaritmo para reduzir a amplitude da variância dos resíduos. Dessa forma, a regressão configurada de acordo com a equação 2.16, passa a ser dado conforme a Equação 2.23.

$$\log y_i = a + b \cdot x_i + e_i \quad (2.23)$$

Vale ressaltar que qualquer base do logaritmo pode ser aplicada, a base 10 é a mais utilizada devido à sua conveniência. Esta transformação também pode ser aplicada à variável independente da equação. Apesar de ser uma solução ao problema de heterocedasticidade, este modelo é menos prático a quem o utiliza, pois para obter a variável resposta y precisará aplicar transformação da Equação 2.24. Ou seja, x e y passam a não ser explicados por uma função linear.

$$A = \log B \rightarrow B = 10^A \quad (2.24)$$

Já a transformação de x e y para base logarítmica passa a descrever uma regressão potencial, conforme Equação 2.25.

$$y = bx^\beta \quad (2.25)$$

2.4.4.2 Regressão ponderada

A regressão ponderada, ou Método dos Mínimos Quadrados Generalizados (MQG), procura atribuir pesos a fim de se reduzir a variância dos erros e_i da regressão linear de acordo com a Equação 2.26. Para σ_i^2 a variância do erro i e W_i o fator de ponderação, obtida por processo iterativo a cada observação.

$$\sum_{i=1}^n e_i = \sum_{i=1}^n \frac{(y_i - a - b \cdot x_i)^2}{\sigma_i^2} = (y_i - a - b \cdot x_i)^2 \cdot W_i \quad (2.26)$$

Como a tomada da variância para W_i não é prática, é comum se utilizar o vetor de x (variáveis explicativas), de forma a fornecer uma simples aproximação das variâncias (ALMEIDA *et al.* 2012). As expressões para obtenção dos parâmetros passam a ser:

$$a = \frac{\sum W_i \cdot x_i^2 \cdot \sum W_i \cdot y_i - \sum W_i \cdot x_i \cdot \sum W_i \cdot x_i \cdot y_i}{\sum W_i \cdot \sum W_i \cdot x_i^2 - (\sum W_i \cdot x_i)^2} \quad (2.27)$$

$$b = \frac{\sum W_i \sum W_i \cdot x_i \cdot y_i - \sum W_i \cdot x_i \cdot \sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i \cdot \sum W_i \cdot x_i^2 - (\sum W_i \cdot x_i)^2} \quad (2.28)$$

2.4.4.3 Outros modelos

Outros modelos podem ser aplicados a um conjunto de dados a fim de se encontrar a equação ideal que correlacione as variáveis. Destaque para a transformação por raiz quadrada ou cúbica dos dados, de regressão múltipla e polinomiais. O melhor modelo é aquele capaz de traduzir as observações de forma a diminuir o erro e_i e/ou ao menos torna-los com distribuição normal. Caso os resíduos não consigam ser normalizados, os dados devem ser tratados por estatística não paramétrica (quando não pertencem a uma distribuição em particular).

2.5 Correlações entre Ensaio SPT, DP e CPT: Pesquisas Anteriores

Na engenharia geotécnica as correlações são ferramentas criadas para se encontrar um padrão existente entre diferentes ensaios. Munido dessas correlações, o projetista é capaz de extrapolar e avaliar se os resultados estão dentro do esperado e descartar testes complementares, tornando o processo de investigação mais rápido e econômico. Existem muitos métodos de dimensionamento de fundações como alguns de determinação de capacidade de carga de estacas, tensão admissível do solo e previsão de recalques que são baseados no SPT ou CPT. Portanto, as correlações também permitem que o projetista utilize um método de dimensionamento de fundações mesmo que se realize outro tipo de ensaio de campo.

Tendo isso em vista, neste item são revisadas correlações entre ensaios SPT, CPT e DP publicadas na literatura. Vale ressaltar que mesmo que estes ensaios atualmente possuam normalização internacional, muitas correlações foram obtidas por procedimentos antigos e, portanto, as medidas de resistência não eram padronizadas. Desta forma, necessita-se de certo julgamento para utilizá-las para se obter resultados consistentes.

Ainda que o foco de trabalho desta pesquisa seja para solos arenosos, apresentam-se correlações para todos os tipos de solo. Nas Equações 29, 30 e 31 se encontram os modelos básicos de correlação. K_c é o coeficiente entre a resistência de ponta do CPT e número de golpes do SPT, K_d é o coeficiente entre resistência de ponta do DP e número de golpes do SPT e K_e é o quociente entre resistências de ponta do DP e CPT.

$$\frac{q_c}{N_{SPT}} = K_c \quad (2.29)$$

$$\frac{q_d}{N_{SPT}} = K_d \quad (2.30)$$

$$\frac{q_c}{q_d} = K_e \quad (2.31)$$

2.5.1 Correlações entre SPT e CPT

As correlações entre os ensaios SPT e CPT são as mais comuns na literatura por se tratar de dois ensaios dos mais difundidos na investigação geotécnica. Portanto, apresenta-se a contribuição individual das principais publicações, suas principais considerações e conclusões.

2.5.1.1 Schmertmann (1970)

Schmertmann (1970) estudou areias finas e uniformes, incluindo areias siltosas e areias médias da Flórida – EUA. A regressão linear apresenta-se na equação 2.32, e as três análises realizadas pelo pesquisador (por tipo de solo, profundidade e intervalo de golpes) encontram-se organizadas no Quadro 2.13. O pesquisador concluiu que a correlação independe da profundidade (z), densidade relativa e condições do nível d'água.

$$q_c = 1,83 + 0,29 \cdot N_{SPT} \quad (2.32)$$

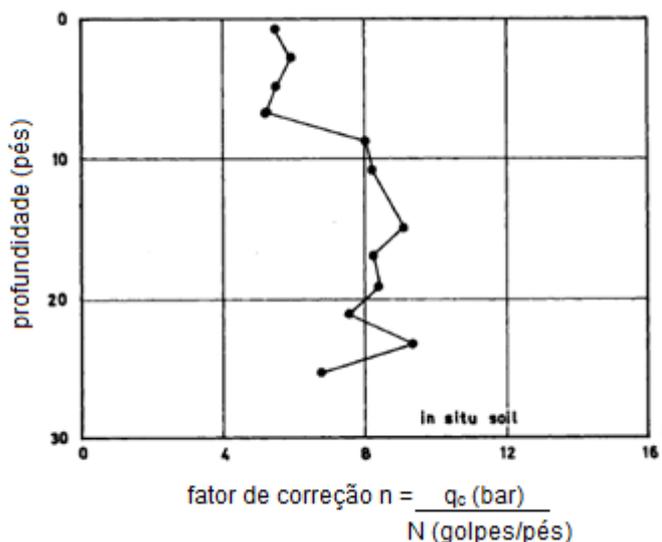
Quadro 2.13 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Schmertmann (1970)

Tipo de Solo	K_c [MPa]	Profundidade [m]	K_c [MPa]	Intervalo de Golpes do SPT	K_c [MPa]
Siltos, siltos arenosos e misturas de silte-areia pouco coesivas	0,20	$0 \leq z \leq 10$	0,411	0 a 10	0,486
Areias finas a médias, limpas e areias pouco siltosas	0,35	$10 < z \leq 20$	0,407	0 e 30	0,413
Areias grossas e areias com pedregulhos pequenos	0,50	$20 < z \leq 40$	0,452		
Pedregulhos e areias com pedregulhos	0,60	Todas	0,423		

2.5.1.2 Sanglerat (1972)

Sanglerat (1972) se refere às pesquisas de Crowther (1963) realizada nos EUA, encontrando $K_c = 0,23$ MPa para siltos micáceos, e o intervalo de 0,23 a 0,38 para areias; e de Lacroix (1971), também dos EUA e presente na Figura 2.14, em que $K_c = 0,576$ MPa para areia fina compacta que tenha entre 8 e 14% de partículas que passem na peneira n° 200, e $K_c = 0,768$ MPa para areias limpas (frações inferiores que 8%). Apesar da consideração da profundidade na plotagem da correlação, o pesquisador conclui que este parâmetro não necessariamente a influencia.

Figura 2.14 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Y. Lacroix (1971)



Fonte: Sanglerat, 1972

2.5.1.3 Danziger (1982)

A partir de valores de K_c apresentados por Danziger (1982) apresenta-se o Quadro 2.14, encontrados por meio de regressão linear para solos do Rio de Janeiro. A pesquisadora chama atenção para a dificuldade de se caracterizar adequadamente solos de naturezas distintas como areia siltosa de silte arenoso, ou argila arenosa de areia argilosa, levando a um perigoso agrupamento em muitos trabalhos de pesquisa. Nestes casos, o coeficiente de determinação encontrado foi baixo, provavelmente devido ao agrupamento de solos distintos como de mesma categoria.

Quadro 2.14 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Danziger (1982)

Tipo de Solo	K_c [MPa]
Areia	0,60
Areia siltosa, argilosa, silto argilosa ou argilo siltosa	0,53
Silte, silte arenoso, argila arenosa	0,48
Silte arenoargiloso, argiloarenoso, argila siltosa arenosa, arenosiltosa	0,38
Silte argiloso	0,30
Argila, argila siltosa	0,25

A pesquisadora conclui que K_c decresce com a diminuição do tamanho dos grãos, mas que não chega a ser uma influência sensível, e que melhores resultados são encontrados para análise potencial e regressão linear não passando pela origem, pois há uma maior flexibilidade de ajuste. Também constata que o K_c diminui com a densidade relativa, já que nas correlações potenciais o expoente inferior a 1 indica que o valor de N_{SPT} cresce mais rapidamente em relação ao q_c .

O Quadro 2.15 apresenta correlações de outros pesquisadores citados por Danziger (1982). A pesquisadora chama atenção para a falta de caracterização estatística e assume que utilizam apenas a média dos pares de dados q_c e N_{SPT} .

Quadro 2.15 – Correlações entre ensaios SPT e CPT citadas por Danziger (1982)

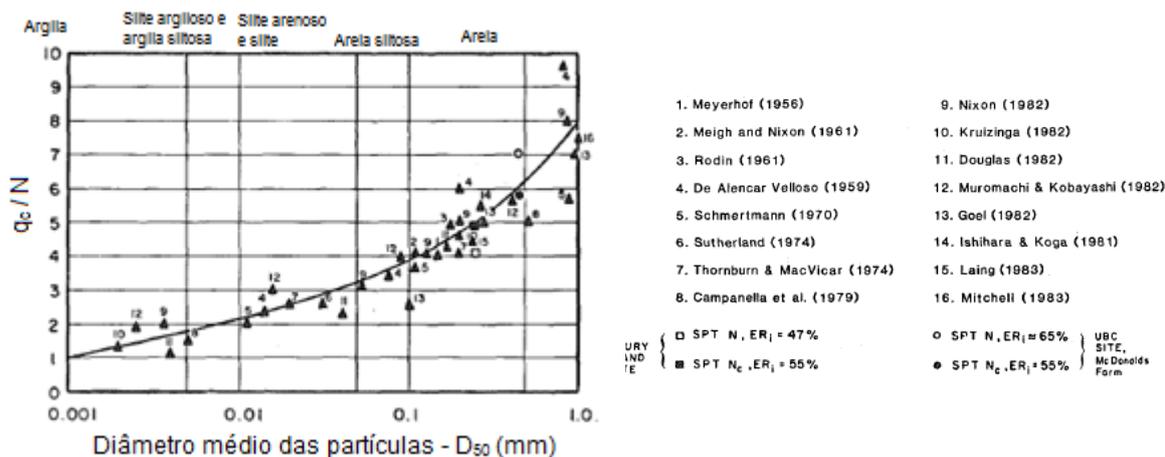
Referência	Tipo de Solo	K_c [MPa]	Observação/Região
Meigh e Nixon, 1961	Areias grossas	0,20	-
	Areias com pedregulhos	0,30 a 0,40	
Kantley, 1965	Depósito sedimentar de areia	0,22	África do Sul
Meyerhof, 1965	Solos arenosos	0,40	-
Martins e Furtado, 1976	Areia fofa	> 0,40	Moçambique
	Argilas	< 0,40	Moçambique
Narahari e Aggarwal, 1967	Solos arenosos	0,60	Índia, K_c diminui com o aumento de DR
	Solos argilosos	0,20	
Alonso, 1980	Silte argiloso com areia fina	0,2	-
	Areia argilosa	0,94	-
Da Costa Nunes e Fonseca	Argila, argila siltosa e silte argiloso	0,20	-
	Argila arenosa e silto arenosa	0,35	
	Silte arenoso	0,55	
	Areia argilosa	0,60	
	Areias	1,0	
Engenheiros de “Cimentaciones Especiales di Madrid”	Areia com pedregulho	1,0	-

2.5.1.4 Robertson *et al.* (1983)

Essa pesquisa ficou conhecida por sugerir que K_c aumenta potencialmente com o aumento de D_{50} (diâmetro médio das partículas), conforme apresentado na Figura 2.15. O gráfico foi montado a partir de estudos próprios e com contribuições de outros 16 pesquisadores, sendo válida para D_{50} entre 0,001 e 1,0 mm (argila a areia com pedregulho).

As investigações de campo realizadas por Robertson *et al.* (1983) foram conduzidas em dois locais em Vancouver, Canadá: Fraser River Delta e Fazenda McDonald. O primeiro local é composto por depósito de areia fina até 7,0 m de profundidade, seguida por 7,0 m de silte mole, argila e areia fofa. Sobre o equipamento foram utilizados o cone elétrico e o SPT com duas voltas nominais na roldana e eficiência média de 55%. Neste local, o K_c obtido pela média dos pares de dado foi de 0,49 MPa com desvio considerável e os pesquisadores frisam que vários operadores realizaram os ensaios. O segundo local consiste em depósito de 2,0 m de argila e silte mole seguido de areias médias a finas com 11,0 m de espessura, obtendo K_c médio de 0,57, para SPT com apenas uma volta na roldana e energia média de 55%.

Figura 2.15 – Correlações entre ensaios SPT, CPT e D₅₀ segundo Robertson *et al.* (1983)



Fonte: Robertson *et al.*, 1983

2.5.1.5 Chin *et al.* (1988)

Chin *et al.* (1988) confrontam a correlação de Robertson *et al.* (1983) sugerindo que a correlação entre ensaios SPT e CPT dependem do percentual de finos e não do D₅₀, encontrando a equação 2.33. Os pesquisadores defendem que a correlação não é prática por ser necessária a realização de ensaios complementares à sondagem, mas que o percentual de finos é mais simples de se obter (fração que passa na peneira nº 200) do que o D₅₀, que exige o ensaio granulométrico completo.

$$\frac{q_c}{N_{SPT,55}} = 4,7 - 0,05 \cdot \% \text{ finos} \tag{2.33}$$

A correlação encontrada junta resultados de Kasin *et al.* (1986) e de investigações de campo realizadas em Taiwan, local caracterizado por depósitos naturais e aterro hidráulico de silte arenoso (com D₅₀ = 0,13 mm e percentual de finos entre 13 e 50%) sobreposto a uma argila de 13,0 m de espessura. O SPT possui eficiência de 55% e o CPT é elétrico.

Neste trabalho de Kasin *et al.* (1986) afirma-se que a proposta de Robertson *et al.* (1983) é boa, mas apresenta uma grande dispersão. Os pesquisadores concluem que a correlação depende mais do percentual de finos, pois a permeabilidade é fator principal de influência na correlação. Sugerem que K_c varie entre 0,2 e 0,7 MPa para aterros natural e hidráulico de areia (D₅₀ entre 0,14 e 0,28 mm) na Califórnia.

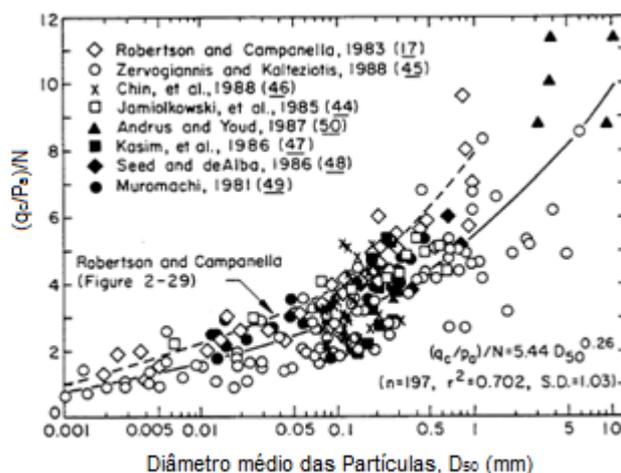
2.5.1.6 Kulhawy e Mayne (1990)

Esse trabalho consiste em um manual de sondagens, onde se testa correlações de diferentes origens geológicas, histórico de tensões e mineralogia. A proposta consiste em adicionar novos dados (externos, de outros pesquisadores) à de Robertson *et al.* (1983), conforme a Figura 2.16. As Equações 2.34 e 2.35 são também apresentadas, onde o percentual de finos e o D_{50} são parâmetros determinantes na correlação. Pa refere-se ao pascal, unidade de pressão.

$$(q_c / Pa) / N_{SPT} = 4,25 - \% \text{ finos} / 41,3 \quad (2.34)$$

$$(q_c / Pa) / N_{SPT} = 5,44 \cdot D_{50}^{0,26} \quad (2.35)$$

Figura 2.16 – Correlações entre ensaios SPT, CPT e D_{50} segundo Kulhawy e Mayne (1990)



Fonte: Kulhawy e Mayne, 1990

2.5.1.7 Albiero (1990)

Albiero (1990) estudou depósitos de sedimentos Cenozóicos da região norte, noroeste e oeste de São Paulo. Abaixo desses depósitos encontram-se conglomerados de arenitos de origem fluvio lacustre, assentes sobre arenitos e basaltos. Para todos os dados, define-se a Equação 2.36.

$$q_c = 0,90 + 0,282 \cdot N_{SPT} \quad (2.36)$$

Pela análise do tipo de solo, separando os pares de dados em solos superficiais e residuais, o pesquisador não observou melhora nas correlações. Separando-se por região observou-se uma significativa melhoria no coeficiente de correlação, principalmente quando também se considera a profundidade e a tensão efetiva como variáveis. Já quando se separou por obra não foi observada significativa melhoria. O pesquisador sugere as Equações 2.37 e 2.38 para solos

submersos e não submersos, respectivamente, e conclui que em todas as análises há uma grande dispersão nos resultados.

$$q_c = 1,399 + 0,274 \cdot N_{SPT} \quad (2.37)$$

$$q_c = 1,313 + 0,148 \cdot N_{SPT} \quad (2.38)$$

2.5.1.8 Viana da Fonseca (1996)

Nesse trabalho, realizado em Portugal, apresenta-se K_c médio entre 0,5 e 0,9 MPa. O solo é caracterizado por ser saprólito granítico, homogêneo, de partículas médias a grossas, com mica, cimentação argilosa fraca, classificado como areia siltosa e areia silto-argilosa pelo SUCS, D_{50} entre 0,2 a 0,6 mm e percentual de finos de 17 a 39% (3 a 8% de argila). Para o SPT o pesquisador aplicou a correção para o diâmetro do furo e comprimento das hastes, a energia é de 60%.

São citados os trabalhos de Folque (1976) e de Burland e Burbridge (1985) com D_{50} , esquematizados no Quadro 2.16. Também cita Sandroni (1985) que recomenda os valores de K_c de 0,30 e 0,78 para solos residuais brasileiros, e Ajayi e Balogum (1988) para K_c igual a 0,40 MPa para solos saprolíticos e lateríticos tropicais.

Quadro 2.16 – Correlações entre ensaios SPT e CPT com D_{50} citadas por Viana da Fonseca (1996)

		K_c [MPa]	
		Folque, 1976	Burland e Burbridge, 1985
D_{50} [mm]	0,20	0,40	0,30 a 0,90
	0,60	0,45	0,40 a 1,3
Observação		Correlação clássica e conservadora	Subestima o valor obtido em 30%

Fonte: Adaptado de Viana da Fonseca, 1996

2.5.1.9 Acka (2002)

Essa pesquisa sugere as correlações do Quadro 2.17 (q_c em MPa) para solos dos Emirados Árabes Unidos, caracterizados por depósitos recentes de areias com altas porcentagens de carbonato de cálcio e forte cimentação, fragmentos de concha e camadas com pedregulhos. O CPT utilizado é do tipo Begemann, aproveitando leituras dos últimos 30 cm para se equiparar a leitura do SPT ($E_i = 60\%$) a cada 50 cm. A Equação 2.39 apresenta a correlação geral para os dados.

$$q_c = 8,23 + 0,32 \cdot N_{60} \quad (2.39)$$

Quadro 2.17 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Acka (2002)

Tipo de Solo	K _c *	K _c **	Regressão com Intercepto	Potencial
Areias	0,77	0,47	$q_c = 0,32 \times N_{60} + 8,23$	$q_c = 1,97 \times N_{60}^{0,62}$
Areia siltosa	0,58	0,55	$q_c = 0,44 \times N_{60} + 5,09$	$q_c = 1,50 \times N_{60}^{0,69}$
Silte arenoso	0,58	0,32	$q_c = 0,28 \times N_{60} + 1,75$	$q_c = 0,42 \times N_{60}^{0,88}$

* Média Aritmética dos pares de dados ** Regressão Linear com intercepto zero

Fonte: Acka, 2002

Acka (2002) adiciona seus resultados à proposta de Robertson *et al.* (1983) e encontra valores discrepantes e fora da curva. Além de o solo ser cimentado na região, o pesquisador atribui esta dispersão à análise visual do D₅₀. O Quadro 2.18 apresenta as correlações de outros pesquisadores citadas por Acka (2002).

Quadro 2.18 – Correlações entre ensaios SPT e CPT citadas por Acka (2002)

Referência	Tipo de Solo	K _c [MPa]	Observação/Região
Engenheiros de Estacas Franki, 1960	Areias	1,0	-
	Areia argilosa	0,6	
	Areia siltosa	0,5	
	Areia arenosa	0,4	
	Argila siltosa	0,3	
	Argilas	0,2	
Danziger e Velloso, 1995	Silte, silte arenoso e areia siltosa	0,2*	Solos brasileiros
	Areia fina a média e areia siltosa	0,3 a 0,4*	
	Areia grossa e areia com pedregulho	0,5 a 0,6*	
	Pedregulho arenoso e areia com pedregulho	0,8 a 1,0*	
	Areia siltosa	0,7	

* $(q_c + f_s)/N_{SPT}$

2.5.1.10 Soares (2002)

Soares (2002) correlacionou areias em diferentes estados de compactidade da região litorânea de João Pessoa, composta por sedimentos marinhos do holoceno de profundidade até 3,0 m. Não foi aplicada correção de energia e apenas quatro pares de dados foram estudados. Os resultados encontram-se no Quadro 2.19, onde *e* é o índice de vazios do solo.

Quadro 2.19 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Soares (2002)

Estado do Solo	K _c [MPa]
Natural	0,50
<i>e</i> = 100%	0,60
<i>e</i> = 90%	0,60
<i>e</i> = 80%	0,65

Fonte: Soares, 2002

2.5.1.11 Naime e Fiori (2002)

A partir de sondagens realizadas em Porto Alegre, região de solos residuais em diferentes estados de maturidade, correlacionou-se os resultados de ensaios SPT e CPT para profundidades até 10,0 m e concluiu-se que em solos jovens K_c é constante com a profundidade, reduzindo no horizonte de saprólito, e em solos maduros o quociente diminui com a profundidade, aumentando no horizonte de saprólito. As influências comprovadas pelos pesquisadores são: a natureza geológica, maturidade, condições geomorfológicas e zonas de falha.

2.5.1.12 Cordeiro (2004)

Nesse trabalho de pesquisa, foi utilizado SPT de acionamento manual, CPT mecânico de capacidade de até 100 kN acionado por sistema de cremalheira dotado de duas manivelas na região da Grande Vitória, Espírito Santo (GV – ES), composta por areias finas a médias, quartzosas, marrom e de forma angular a sub angular. O D_{50} médio da análise é de 0,40 mm variando de 0,30 a 0,70 mm, para profundidade de até 2,0 m. Para as correlações presentes no Quadro 2.20, obtidas por regressão linear, as leituras do CPT foram tomadas de z a $z + 0,50$ m para equiparar às leituras do SPT.

Quadro 2.20 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Cordeiro (2004)

Energia do SPT	K_c [MPa]
75%	0,50, variando de 0,25 a 1,0
60%	0,40, variando de 0,2 a 0,80

Fonte: Cordeiro, 2004

Cordeiro (2004) atribui a diferença do coeficiente K_c encontrado em relação aos demais publicados à grande variabilidade da areia em questão. O pesquisador cita Tanaka e Tanaka (1998) que encontraram $K_c = 0,4$ para solo com $D_{50} = 0,2$ mm e eficiência 60%.

2.5.1.13 Mayne (2006)

Sugere correlações entre SPT e CPT para areias quartzosas, não limpas, com percentual de finos de $4,36 \pm 4,49\%$ e $D_{50} = 0,35 \pm 0,23$ mm do Canadá, Japão, Noruega, China e Itália. Os tratamentos estatísticos são de média aritmética, onde $K_c = 0,438$ MPa, regressão linear: $q_c = 0,376N_{60} + 1,84$ MPa e potencial: $q_c = 14,4N_{60}^{0,633}$. A energia do SPT é de 60% e ambos os ensaios foram normalizados quanto ao confinamento.

2.5.1.14 Kara e Gündüz (2010)

Nesse trabalho propõem-se correlações para a cidade de Adapazari, na Turquia, caracterizada por inundações frequentes e estratigrafia de depósitos aluvionares profundos e camadas superficiais de areia e siltes não plástico. As investigações geotécnicas foram realizadas a distâncias inferiores a 30,0 m e foi aplicada a correção para a eficiência de 75% do SPT. O Quadro 2.21 apresenta os resultados encontrados pelos pesquisadores, para dados filtrados e q_c em MPa.

Quadro 2.21 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Kara e Gündüz (2010)

Tipo de Solo	$K_{c,médio}$ [MPa]	Potencial
Areias	0,42	$q_c = 0,5334 \times N_{75}^{0,809}$
Siltes	0,35	$q_c = 0,3755 \times N_{75}^{0,7342}$
Argilas	0,19	$q_c = 0,1994 \times N_{75}^{0,8535}$

Fonte: Kara e Gündüz, 2010

Os pesquisadores concluem que para a análise potencial das areias a correlação é menor que a literatura e para siltes e argilas a correlação é similar. Para todos os solos, encontrou-se $q_c = 0,1877 N_{75}^{0,9894}$. Barata *et al.* (1978) são citados com K_c de 0,15 a 0,25 para argilas arenossiltosas e de 0,2 a 0,35 MPa para areia argilossiltosa.

2.5.1.15 Salehzadeh *et al.* (2011)

Salehzadeh *et al.* (2011) propõem uma correlação para areias, argilas e siltes da Turquia e Taiwan em profundidades até 15,0 m. A classificação dos solos é feita pelo USDA (*United States Department of Agriculture*), a eficiência do SPT é de 60% e a medida do CPT é dada a cada 30 cm. A partir da aplicação de regressão EPR (*Evolutionary Polynomial Regression*) nos parâmetros R_f , u , percentual de finos e D_{50} , sugere-se uma expressão polinomial com 10 termos e funções diferentes: logarítmica, exponencial, tangente hiperbólica e secante hiperbólica. Os pesquisadores concluem que o percentual de finos e o D_{50} possuem efeito idêntico nos solos finos e mais grossos, e que o uso simultâneo de parâmetros melhora a previsão consideravelmente.

2.5.1.16 Souza *et al.* (2012)

Souza *et al.* (2012) estudaram o efeito da densidade relativa em K_c . Para tal, foram utilizados resultados de ensaios de campo realizados em areias sedimentares, onde as camadas fossem espessas (superior a 1,0 m) e a caracterização do solo estivesse disponível. O ensaio utilizado foi o CPTu, sendo suas leituras tomadas a z e $z + 30$ cm para se equiparar verticalmente

ao SPT. Os dados foram agrupados de acordo com a proposta de densidade relativa de Terzaghi e Peck (1967). Corrigiram-se os dados quanto à influência da tensão vertical, eficiência de 60% e da idade do solo (concluiu-se que esta última é pouco significativa). Por se tratar de solo arenoso, a resistência de ponta q_c foi assumida como igual a q_t . Os resultados encontram-se no Quadro 2.22, onde K_c é utilizado para amostras com mais de nove observações, dado pela Equação 2.40 de Bussab (1988):

$$K_c = \frac{\sum N_{60} \cdot q_c}{(N_{60})^2} \quad (2.40)$$

Quadro 2.22 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Souza *et al.*, 2012

Compacidade	K_c [MPa]	K_m [MPa]
Fofo	0,69	0,72
Médio	0,44	0,46
Compacta	0,36	0,37
Muito Compacta	0,40	0,44
Todos	0,41	0,51

K_m = Média Aritmética dos pares de dados K_c = média para amostras maiores que 9, conforme equação 2.40

Fonte: Souza *et al.*, 2012

Os solos utilizados na pesquisa de Souza *et al.* (2012) são de São Paulo e Rio de Janeiro (Brasil), São Francisco (EUA) e Canlex (Canadá). Os pesquisadores concluíram que a compacidade relativa é altamente influente na correlação, pois o aumento da compacidade relativa diminui K_c . Em outra análise, avaliou-se a influência do *liner* para ensaios SPT realizados na Flórida, onde para o estado fofo encontrou-se $K'_c = 1,38$ e para o estado médio = 0,66, quase o dobro dos demais depósitos analisados. A Equação 2.41 é sugerida para a obtenção de q_c sem distinção da compacidade relativa. Substituindo nesta equação os valores médios dos intervalos de compacidade relativa de acordo com a ABNT NBR 6484:2001, obtém-se as correlações apresentadas no Quadro 2.23..

$$q_c = 1,06 \cdot N_{60}^{0,71} \quad (2.41)$$

Quadro 2.23 – Correlações entre ensaios SPT e CPT de acordo com a Compacidade Relativa da ABNT NBR 6484:2001 segundo Souza *et al.*, 2012

Compacidade Relativa	K_c [MPa]
Fofa	0,79
Pouco compacta	0,58
Medianamente Compacta	0,46
Compacta	0,36
Muito Compacta	< 0,34

Fonte: Souza *et al.*, 2012

Os pesquisadores concluem que a proposta de Aoki e Velloso (1975), presente no Quadro 2.24, em que $K_c = 0,7$ para areias silto-argilosas, não é conservadora.

Quadro 2.24 – Correlações entre ensaios SPT e CPT por Aoki e Velloso (1975) citada por Souza *et al.* (2012)

Tipo de Solo	K_c [MPa]
Areia siltosa	1,0
Areia siltoargilosa	0,8
Areia argilosa	0,6
Areia argilossiltosa	0,50

2.5.1.17 Ahmed *et al.* (2013)

Esta pesquisa caracteriza-se por sugerir correlações para solos com calcário, uma vez que a maioria das correlações presentes na literatura foi criada para solos quartzosos não colapsíveis. Os estudos são feitos para pares de dados de solos do Golfo da Arábia, composto por areias limpas a siltes arenosos com percentual de finos entre 3 e 35% e D_{50} entre 0,04 e 10 mm. A classificação foi realizada segundo classificação SBT. A média aritmética dos dados encontrou K_c igual a 0,508 MPa e as correlações com D_{50} e o percentual de finos encontraram baixo R^2 .

2.5.1.18 ASCI (2014)

Nesta pesquisa correlacionam-se areias do Golfo Izmit, Turquia, caracterizado por ser uma área sujeita a liquefações e terremotos, em que a estratigrafia mudou consideravelmente em 1999 devido a um terremoto. Atualmente, observa-se uma camada de argila de 20 a 25 m de profundidade abaixo de uma camada de areia. O CPT utilizado foi Begemann, tomando leituras a cada 50 cm para equiparar ao SPT, com energia de 60%. A distância entre os ensaios variou de 3,0 a 5,0 m. As correlações encontradas estão apresentadas no Quadro 2.25.

Quadro 2.25 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo ASCI, 2014

Tipo de Solo	K_c [MPa]	Potencial
Silte arenoso	0,348	$q_c = 7,187\exp(-0,4827 \times N_{60}) + 1,938\exp(0,00989 \times N_{60})$
Silte argiloso	0,294	$q_c = 1,228\exp(0,03473 \times N_{60}) + 0,3193\exp(0,05133 \times N_{60})$
Argila siltosa	0,188	$q_c = 233,2\exp(1,122 \times N_{60}) + 0,4513\exp(0,02096 \times N_{60})$
Argila	0,096	$q_c = 233,2\exp(-1,122 \times N_{60}) + 0,4513\exp(0,02096 \times N_{60})$

As conclusões neste trabalho foram: um maior N_{SPT} é observado com o aumento da profundidade, não detectado pelo CPT; as correlações retornam maiores valores de q_c quando comparado com as demais publicadas na literatura para siltes arenosos e que não se deve

comparar as correlações para argila siltosa, silte arenoso e argila, devido às diferenças nestes solos.

2.5.1.19 Shahri *et al.* (2014)

Nesta pesquisa, realizada para a região de Göta Rivers, na Suécia, caracterizada por muitos deslizamentos devido à presença de argilas moles, investigações foram feitas a uma distância de no máximo 30,0 m para elaboração das correlações. As leituras do CPT foram tomadas como a média dos últimos 30 cm para se equiparar às do SPT, corrigidas quanto ao confinamento e energia. As correlações obtidas foram separadas por tipo de solo e utilizou-se a estatística de regressão linear e potencial, para todos os dados e dados filtrados ($\mu \pm 2\sigma$). O Quadro 2.26 apresenta as correlações para os dados filtrados.

Quadro 2.26 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Shahri *et al.*, 2014

Tipo de Solo	K _c [MPa]	Regressão Linear com Intercepto	Potencial
Areia a areia com pedregulhos	0,613	$q_c = 0,617 \times N_{60} - 0,098$	$q_c = 0,3975 \times N_{60}^{1,13}$
Areia	0,568	$q_c = 0,605 \times N_{60} - 0,842$	$q_c = 0,336 \times N_{60}^{1,158}$
Areia siltosa	0,460	$q_c = 0,534 \times N_{60} - 0,476$	$q_c = 0,3975 \times N_{60}^{1,212}$
Silte arenoso	0,528	$q_c = 0,563 \times N_{60} - 0,366$	$q_c = 0,397 \times N_{60}^{1,066}$
Argila	0,308	$q_c = 0,253 \times N_{60} + 0,183$	$q_c = 0,409 \times N_{60}^{0,779}$

Em comparação com as propostas de Alencar Velloso (1959) (Quadro 2.27), e propostas de Schmertmann (1970), Barata *et al.* (1978) e Danziger e Velloso (1995), já discutidas neste trabalho, uma boa aproximação foi encontrada. Shahri *et al.* (2014) também encontrou bons resultados ao inserir seus dados no gráfico com D₅₀ de Robertson *et al.* (1983).

Quadro 2.27 – Correlações entre ensaios SPT e CPT por de Alencar Velloso (1959) citada por Shari *et al.* (2014)

Tipo de Solo	K _c [MPa]
Argilas, argilas siltosas e silte arenoso	0,35
Argila arenosa e argila siltosa	0,20
Areias finas	0,60
Areias	1,00

2.5.1.20 Tarawneh (2014; 2016)

Em 2014 Tarawneh propôs correlações para areias de Dubai, Emirados Árabes Unidos, região caracterizada por baixa precipitação, evaporação e altas temperaturas, que explicam a geologia de grandes dunas com pouca vegetação. As investigações de campo foram realizadas em areias, areias siltosas, silte arenoso, para o SPT com energia de 60%. O quociente K_c médio encontrado foi de 0,629 MPa. No entanto, essa pesquisa se destaca pela utilização de regressão

simbólica, em que se procura a melhor regressão para várias variáveis simultaneamente, sendo mais flexível e ajudando a explicar as observações. O modelo encontrado encontra-se na Equação 2.42, onde a influência da tensão efetiva vertical (σ'_v) e do atrito lateral é considerada.

$$N_{SPT} = 1,58 + 0,993 \cdot q_c + 0,069 \cdot \sigma'_v + 18,185 \cdot f_s \quad (2.42)$$

Tarawneh (2014) concluiu que R^2 aumenta com a adição de termos, e o mais influente para se encontrar N_{SPT} é o q_c . Em 2016 o pesquisador publicou uma nova proposta de correlação para a região e tipos de solo, utilizando redes neurais (ANN – *Artificial Neural Network*) para prever N_{SPT} a partir do ensaio CPT em solos não coesivos. Os dados de entrada considerados nesta proposta são os mesmos da análise anterior (2014), totalizando 13 modelos de correlação.

2.5.1.21 Lingwanda *et al.* (2014)

Este trabalho correlaciona ensaios CPT-SPT realizados em areias argilosas a siltosas com lentes de areia da Tanzânia, para SPT de disparo automático e eficiência de 70% (corrigido para a energia teoria de 60%) e CPTu de 150 Kn de capacidade total. Como não foi encontrado o nível da água, não aplicou-se a correção de q_c para q_t . O Quadro 2.28 apresenta os resultados encontrados pelos pesquisadores a partir dos dados filtrados para $\pm 2\sigma$.

Quadro 2.28 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Lingwanda *et al.*, 2014

Correlação [MPa]	Observação
$q_c = 0,15 \times N_{60} + 7,49$	N_{SPT} entre 20 e 90 golpes
$(q_c + f_s) = 0,16 \times N_{60} + 7,87$	Melhoria na correlação em termos de R^2
$(q_c + f_s)/N_{60} = 0,37$	Não conservador para N_{SPT} maior que 40 golpes; Diminui com o aumento da profundidade
$q_c = 1,97 \times N_{60}^{0,53}$	Abordagem mais consistente, mesmo em solos mais resistentes

A substituição da correlação média 0,37 MPa e D_{50} entre 0,16 e 0,60 mm (obtida por ensaios em amostras deformadas e indeformadas em laboratório) encontrou uma boa aproximação. Bons resultados também são encontrados para a substituição nas propostas de Kulhawy e Mayne (1990), Equação 2.35, resultando em K_c entre 0,34 e 0,48 MPa, e na Equação 2.34, para o percentual de finos entre 2,95 e 21,67%, resultando em K_c entre 0,42 e 0,38.

Os pesquisadores também investigam a correlação CPT-DPL, e concluem que o q_c do CPT é mais comparável ao DPL. Também concluem que a geologia, a tensão confinante, o tipo de tratamento de dados, a variabilidade dos solos e a resistência são parâmetros determinantes nas correlações, mas são parâmetros difíceis de serem avaliados simultaneamente.

2.5.1.22 Jarushi *et al.* (2015)

Jarushi *et al.* (2015) propõem correlações para solos da Flórida, EUA, em investigações SPT e CPT realizadas em seis locais distintos. Não houve correção quanto à energia do ensaio SPT e os solos foram classificados pelo SUCS. A partir das correlações, apresentadas no Quadro 2.29 (q_c em MPa e f_s em kPa), os pesquisadores concluíram que há um aumento de K_c para areias limpas, camadas homogêneas e uniformes, mas que as correlações são fracas para a região estudada.

Estes frisam que a variação de seus resultados quando comparado a outros já publicados se dá pela falta de correção de N_{SPT} quanto à eficiência, e pelo uso de cones diferentes, estatística vaga nas outras pesquisas, distância desconhecida entre os furos, sobreadensamento do solo e características regionais.

Quadro 2.29 – Correlações entre ensaios SPT e CPT segundo Jarushi *et al.* (2015)

Tipo de Solo	K_c	Correlação com q_c	Correlação Potencial	Correlação com f_s	Observação
SP	0,6	$q_c = 0,291 \times N_{SPT} + 2,4$	$q_c = 2,6 \times N_{SPT}^{0,42}$	$f_s = 2,4 \times N_{SPT} + 33$	$1 \leq N_{SPT} \leq 57$ $1 \leq q_c \leq 25$
SP-SM	0,7	$q_c = 0,15 \times N_{SPT} + 7,2$	$q_c = 5,6 \times N_{SPT}^{0,14}$	$f_s = 0,17 \times N_{SPT} + 70$	$3 \leq N_{SPT} \leq 85$ $1 \leq q_c \leq 53$
SM	0,8	$q_c = 0,12 \times N_{SPT} + 5,0$	$q_c = 4,4 \times N_{SPT}^{0,16}$	$f_s = 0,5 \times N_{SPT} + 92$	$2 \leq N_{SPT} \leq 82$ $0,3 \leq q_c \leq 20$
SC	0,8	$q_c = 0,06 \times N_{SPT} + 5,7$	$q_c = 4,1 \times N_{SPT}^{0,17}$	$f_s = 1,8 \times N_{SPT} + 65$	$0 \leq N_{SPT} \leq 60$ $0,35 \leq q_c \leq 16,3$
SM-SC	0,4	$q_c = 0,22 \times N_{SPT} + 2,6$	$q_c = 0,95 \times N_{SPT}^{0,64}$	$f_s = 6,2 \times N_{SPT} - 16$	$1 \leq N_{SPT} \leq 55q_c$ $0,2 \leq q_c \leq 30$

2.5.1.23 Demais Correlações

Algumas outras correlações publicadas entre o SPT e o CPT são apresentadas no Quadro 2.30:

Quadro 2.30 – Correlações entre ensaios SPT e CPT

Referência	K_c [MPa]	Tipo de Solo
Ramaswamy <i>et al.</i> , 1982 <i>apud</i> Velloso e Lopes, 2010.	0,2	Silte arenoargiloso, argiloarenoso, argila siltoarenosa, arenossiltosa
	0,3	Areia siltosa, argilosa, siltoargilosa ou argilossiltosa
	Entre 0,5 e 0,7	Areias
Castello e Polido, 1994 <i>apud</i> Moraes, 2008	Entre 0,7 e 1,0	Areia fina a média da GV – ES, energia de 72%
Teixeira, 1996 <i>apud</i> Moraes, 2008	1,1	Areia com pedregulhos
	0,9	Areias
	0,7	Areia siltosa
	0,55	Areia argilosa

2.5.2 Correlações entre DP e SPT

O DP e o SPT são ensaios de penetração dinâmica, onde o resultado é dado diretamente pela contagem de golpes. No DP, o resultado pode também ser expresso em forma de q_d . A ISSMFE (1989) recomenda o uso de q_d para normalizar o uso de diferentes penetrômetros, mas isto é muitas vezes ignorado, já que alguns pesquisadores correlacionam estes dois ensaios por número de golpes de ambos os ensaios. Castro (1988) citado por Viana da Fonseca (1996) afirma que em pequenas profundidades, analisar número de golpes ou a resistência de ponta não faz muita diferença. As correlações entre estes ensaios encontram-se nos itens seguintes, separados por tipo de equipamento.

2.5.2.1 Correlações entre DPL e SPT

O Quadro 2.31 apresenta os coeficientes da correlação entre o DPL e o SPT conforme a Equação 2.43 para diversos pesquisadores, todos os N_{DPL} referem-se a leituras feitas a cada 10 cm.

$$N_{DPL} = a + b \cdot N_{SPT} \quad (2.43)$$

Quadro 2.31 – Correlações entre ensaios DPL e SPT

Referência	Coeficientes		Região/Observação
	<i>a</i>	<i>b</i>	
Nilsson (2004)	-	6	Curitiba: argila orgânica arenos e silte argiloso
	-	3,4	Curitiba: argila siltosa da UFPR
	- 30	7,5	São José dos Pinhais: argila siltosa vermelha
	-	2,5	Campinas: argila siltosa com areia e silte argiloso com areia
	4,5	0,54	Londrina (Datapoli): argila siltosa porosa vermelha escura
	-	1,0	Londrina (UEL): argila siltosa porosa vermelha
Azevedo e Guimarães (2009)	- 2,11	1,02	Rondônia e Mato Grosso do Sul: solo sobre rochas graníticas e arenitos
Sanchez <i>et al.</i> (2010)	0,3755*	0,5933*	Curitiba, Cascavel, Guaíra, São José dos Pinhais e Figueira: solos de diferentes formações geológicas
	- 0,36644**	0,6062**	
	- 1,6854***	0,1972***	
Rodriguez e Albuquerque (2011)	1,77	1,03	Campinas: argila siltosa coluvionar
	6,37	0,34	Campinas: silte argiloarenoso residual
Ibrahim e Nyaoro, 2011 <i>apud</i> Lingwanda <i>et al.</i> , 2014	-	1,0	Areia argilosa
Lingwanda <i>et al.</i> , 2014	-	1,03	Tanzânia: areia argilosa de grãos finos a médios (D_{50} entre 0,16 a 0,60 mm e médio de 0,38 mm)

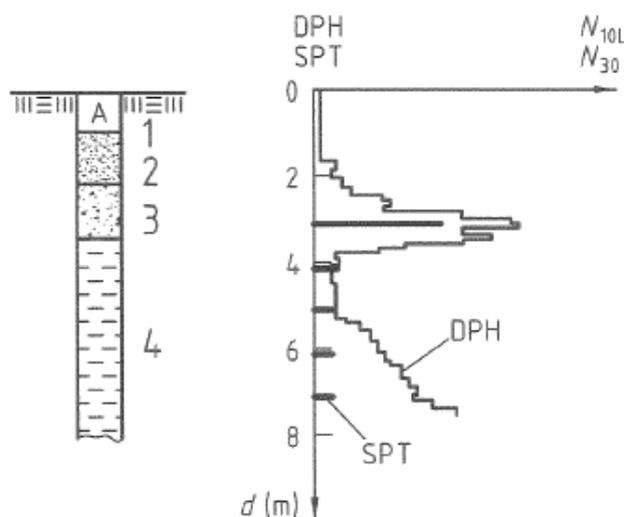
*Média a cada metro do DPL **Média dos últimos 30 cm do DPL ***Soma dos últimos 30 cm do DPL

2.5.2.2 Correlações entre DPH e SPT

Martins e Miranda (2003) apresentam a correlação $N_{DPH}/N_{SPT} = K'_d = 0,8326$ MPa para solos graníticos residuais de Portugal. Estes solos são caracterizados por areias siltosas ou silto argilosas bem graduadas, de baixa plasticidade que possuem D_{50} variando de 0,008 a 1 mm. Os pesquisadores corrigiram o N_{SPT} quando ao comprimento das hastes e a eficiência do SPT é de 60%. N_{DPH} foi obtido a cada 20 cm, o SUCS foi utilizado para classificar o solo e a correlação foi obtida por regressão linear.

O Anexo D da ISO 22476-2 de 2005 apresenta a Figura 2.17, em que se ilustra a variação do número de golpes do DPH e do SPT conforme a profundidade aumenta. O solo 1 refere-se a um aterro, o 2 a um silte arenoso, o 3 é um pedregulho arenoso e o solo 4 é uma argila. Nesta última camada, discute-se que em solos finos há um aumento do atrito nas hastes apenas do DPH, no SPT este efeito é eliminado já que o solo entra no amostrador.

Figura 2.17 – Variação de número de golpes para o SPT e DPH



Fonte: ISO 22476-2, 2005

2.5.2.3 Correlações entre DPSH e SPT

Viana da Fonseca (1996) correlaciona resultados de ensaios DPSH e SPT para areias médias residuais de granito da região de Portugal e apresenta a Equação 2.44, obtida por regressão linear. O N_{SPT} apresenta eficiência de 60% e foi corrigido de acordo com o diâmetro do furo e comprimento das hastes. O solo caracteriza-se por ter D_{50} variando de 0,15 a 0,70 mm e cimentação fraca, as leituras do DPSH foram realizadas a cada 20 cm.

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 0,72 + 0,07 \cdot N_{SPT} \tag{2.44}$$

Moraes *et al.* (2008) apresentam $K_d = 0,57145$ MPa, podendo variar entre 0,2 e 1,0 MPa para o equipamento DPSH e areias finas e médias da GV – ES, que apresentam D_{50} variando de 0,3 a 0,7 mm. A correlação é válida para profundidade de até 5,0 m. Em sua dissertação, Moraes (2008) apresenta as seguintes correlações:

- Altura de queda de 0,45 m e peso do martelo de 64 kg: $q_d = 0,43 \pm 0,03 N_{SPT}$
- Altura de queda de 0,40 m e peso do martelo de 65 kg: $q_d = 0,48 \pm 0,10 N_{SPT}$
- Altura de queda de 0,75 m e peso do martelo de 65 kg: $q_d = 0,53 \pm 0,02 N_{SPT}$

MacRobert *et al.* (2011) estudam correlações entre estes ensaios para areias siltosas do sudeste da África em sete locais diferentes, os furos foram distanciados a no máximo 8,0 m. O N_{DPSH} foi obtido por leituras a cada 30 cm em DPSH do tipo B, mas adaptou-se a ponteira para ápice de 60° de forma a se assemelhar à ponteira do SPT. O formato das correlações propostas encontra-se na Equação 2.45, onde os coeficientes a e b estão presentes no Quadro 2.32.

$$\frac{N_{DPSH}}{N_{SPT}} = a + b \cdot N_{DPSH} \quad (2.45)$$

Os pesquisadores atribuem às diferenças encontradas ao efeito da cimentação e da umidade, que afeta os solos colapsíveis. E destacam que no DPSH os finos preenchem o perímetro das hastas, criando um atrito lateral. Apesar da energia do DPSH se assemelhar ao SPT, os pesquisadores constatam que há uma maior perda energética no DPSH devido a este atrito.

Quadro 2.32 – Correlações entre ensaios DPSH-B e SPT de acordo com MacRobert *et al.* (2011)

Local	Coeficiente		Observações
	a	b	
Gope	0,4	0,04	Areias do tempo terciário e quaternário de sedimentação eólica e fluvio-lacustre; alto potencial de colapso, % finos entre 7 e 40%.
Matola	0,2	0,03	Areia siltosa de dunas, média a alta chance de colapso, % finos em cerca de 15%, diminuição da resistência quando há saturação devido à diminuição da sucção
Minerton	1,0	0,03	Areia siltosas finas de compactidade fofa a média assentes sobre siltes argilosos residuais
Parow	0,9	0,03	Areias siltosas finas médias a compactas e material residual (silte argiloso)
Bellville	0,5	0,01	Areias calcárias médias a finas transportadas
Chicala	4,0	0,05	Areia média a fina com conchas
Umdloti	0,9	0,05	Areia média a fina úmida
Todos os Locais	0,8	0,02	-

Vidal e Bopp (2014) apresentam correlações para região de Malleco no Chile, caracterizada por solos finos em substratos superficiais. Oito pares de investigações com SPT e DPSH-B distanciadas a no máximo 3,0 m foram consideradas para a correlação, e não houve normalizações ou correções nos valores obtidos. Os pesquisadores encontraram equivalência

no número de golpes dos ensaios para profundidades mais rasas, mas com o aumento da profundidade, a equivalência não é mais válida, devido ao atrito das barras no terreno durante a execução do DPSH. A correlação proposta neste trabalho encontra-se na Equação 2.46, onde z é a profundidade.

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 1,013 \cdot \exp^{-0,125z} \quad (2.46)$$

Os erros do modelo são atribuídos ao percentual de finos, mudança na estratigrafia, variações na energia, eventuais inclinações nas barras do DPSH e à alta compacidade relativa ou consistência do solo. Sugerem, por fim, que o DPSH não deve ser utilizado sozinho, pois não atinge grandes profundidades e não existe a coleta de amostras para caracterização do solo.

2.5.2.4 Demais Correlações entre DP e SPT

Chang (1988) citado por Viana da Fonseca (1996) utiliza um penetrômetro de características entre o DPL e o DPSH para solos saprolíticos de granito de Singapura. A correlação de 0,6 entre golpes do DP e do SPT é apresentada, válida para N_{SPT} superior a 30 golpes.

2.5.3 Correlações entre DP e CPT

Apesar do DP ser de avanço dinâmico assim como no SPT, há uma forte evidência de que os penetrômetros se correlacionam melhor com o CPT do que o SPT (LINGWANDA *et al.*, 2014). A correlação de Waschowski (1983), onde a resistência de ponta do DP é equivalente a do CPT ($q_d = q_c$, logo $K_e = 1,0$), é bem aceita em Mecânica dos Solos. No entanto, Viana da Fonseca (1996) afirma que essa correlação é válida apenas para solos sedimentares e quando não há ocorrência de heterogeneidade. Castello *et al.* (2001) sugerem que não há estudos brasileiros que confirmem a equivalência entre estes ensaios. A seguir apresentam-se aqui demais propostas presentes na literatura.

2.5.3.1 Correlações entre DPL e CPT

Martins e Miranda (2003) apresentam a correlação $q_c/N_{DPL} = K'_e = 0,0978$ para solos graníticos residuais de Portugal, já descritos anteriormente. Cordeiro (2004) relaciona as resistências de ponta de ambos estes ensaios de acordo com a Equação 2.47, para areias finas a médias da GV – ES com D_{50} variando de 0,3 a 0,5 mm ($D_{50, \text{médio}} = 0,40$ mm), sendo que o DPL foi realizado com altura de queda de 23 cm. O pesquisador afirma que esta é apenas uma

aproximação dentre os resultados e mais estudos devem ser realizados para se propor uma correlação confiável. Em ambas as pesquisas citadas, o CPT utilizado foi o mecânico.

$$q_c = 2,85 \cdot \ln \cdot q_d + 3,56 \quad (2.47)$$

Lingwanda *et al.* (2014) apresenta as correlações presentes nas Equações 2.48 a 2.50 para areia argilosa da Tanzânia compreendidas até profundidades de 6,9 m e de D_{50} variando de 0,16 a 0,60 mm ($D_{50, \text{médio}} = 0,38$ mm). O CPT utilizado foi o piezocone (elétrico) e as leituras do DPL foram realizadas a cada 10 cm. Os pesquisadores perceberam uma melhora da correlação quando considerou-se o atrito lateral do ensaio de cone.

$$q_c = 0,38 \cdot N_{\text{DPL}} + 1,57 \quad (2.48)$$

$$(q_c + f_s) = 0,40 \cdot N_{\text{DPL}} + 1,66 \quad (2.49)$$

$$(q_c + f_s) / N_{\text{DPL}} = 0,46 \quad (2.50)$$

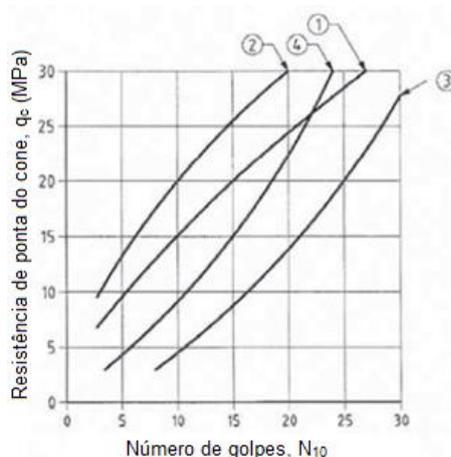
Canto *et al.* (2008) pesquisam correlações do DPL com o CPT em solos argilosos de Curitiba, Cascavel e Guaíra (Paraná) a partir da média simples dos valores obtidos em cinco segmentos de 5 cm do CPT para cada 10 cm lido do DPL. Os pesquisadores concluem que o DPL possui desempenho semelhante ao CPT e que a melhor correlação é dada pela Equação 2.51, para a região de Cascavel:

$$q_c = 0,156 \cdot N_{\text{DPL}} + 0,2711 \quad (2.51)$$

2.5.3.2 Correlações entre DPH e CPT

A Figura 2.18 apresenta a proposta da Eurocode 7, parte 2 (1997), formulada por Stenzel *et al.* (1978). A curva 1 se refere a areias mal graduadas não submersas, a 2 a areias mal graduadas submersas, a 3 a areias bem graduadas e pedregulhos não submersos e a 4 a areias bem graduadas e pedregulhos submersos.

Figura 2.18 – Correlações entre CPT e DPH



Fonte: Eurocode 7 (parte 2), 1997

Martins e Miranda (2003) sugerem que $q_c/N_{DPH} = 0,3257$ para areias siltosas ou silto argilosas bem graduadas de baixa plasticidade residuais de formações graníticas de Portugal. O CPT utilizado é o mecânico.

Czado e Pietras (2012) estudaram solos da Polônia e sugerem correlações para as resistências de ponta do DPH e do CPT. Para areias médias a profundidades de 2,5 a 6,5 m, que apresentam resistência à penetração de 2 a 8 golpes e 3 a 15 MPa, $K_e = 1,15$ podendo variar de 0,50 a 2,3. Já para pedregulhos e areias localizadas entre 6,5 a 13,5 m, $K_e = 1,85$, variando de 1,0 a 3,2, neste caso o número de golpes variou de 10 a 14, e a resistência q_c de 10 a 36 MPa. O N_{DPH} foi obtido a cada 20 cm e foi aplicada a correção quanto à saturação proposta pela ISO 22476-2 (2005).

2.5.3.3 Correlações entre DPSH e CPT

Gadeikis *et al.* (2010) apresentam correlações para solos da Lituânia, onde é mais comum se utilizar o CPT para obtenção de parâmetros geotécnicos. Em pedregulhos, o avanço da sondagem é dificultado com o ensaio de cone. Logo, é prática da região utilizar o DPSH nesta situação. A estratigrafia da região é variada, encontram-se nas camadas superficiais (até 8,0 m) areias, argilas orgânicas e turfas. A partir de 21 ensaios CPT e 9 DPSH-A (leituras a cada 20 cm) as seguintes correlações presentes no Quadro 2.33 foram apresentadas para areias saturadas de variada granulometria e compactidade relativa.

Quadro 2.33 – Correlações entre ensaios DPSH-A e CPT de acordo com Gadeikis *et al.* (2010)

Solo	K_e			$q_c/N_{DPSH-A} = K'_e$		
	Mín	Med.	Máx.	Mín	Med.	Máx.
Areia fina fofa ($q_c < 4$ MPa)	1,1	1,6	2,7	0,5	0,7	1,2
Areia fina medianamente compacta ($4 < q_c < 12$ MPa)	1,5	2,1	3,7	0,8	1,0	1,3
Areia fina compacta ($12 < q_c < 20$ MPa)	1,3	2,3	3,5	0,4	0,9	1,3
Areia fina muito compacta ($q_c > 20$ MPa)	1,0	2,5	4,9	0,4	0,9	1,5
Areia média medianamente compacta ($q_c < 5$ MPa)	1,7	2,3	3,4	0,4	1,1	1,6
Areia média compacta ($5 < q_c < 15$ MPa)	1,0	2,3	4,3	0,4	1,0	2,7
Areia siltosa compacta ($q_c > 7$ MPa)	0,7	1,3	2,0	0,2	0,4	0,5

Fonte: Gadeikis *et al.*, 2010

2.6 Considerações Finais do Capítulo 2

Inicialmente na revisão bibliográfica foram apresentados as principais características, limitações e correções para as sondagens tipo SPT, CPT e DP. Conclui-se que o SPT, ainda que sofra severas críticas quanto às suas limitações, é largamente utilizado. O ensaio de cone (CPT) é considerado um dos métodos mais confiáveis de investigação geotécnica devido ao seu registro contínuo e pouca interferência do operador.

As correlações publicadas entre CPT-SPT são as mais numerosas, sendo o mais comum o uso de regressão linear simples sem intercepto. As tabelas do Apêndice E organizam K_c de acordo com o tipo de solo e publicação, onde nota-se uma grande variabilidade no coeficiente. Para areias, por exemplo, K_c varia de aproximadamente 0,2 a 1,0. Tal variação pode ser justificada pelo uso de diferentes sistemas de classificação de solos e por algumas destas correlações terem sido obtidas por normas e procedimentos antigos, que já sofreram atualizações. A discussão desta variação será apresentada no item 5.4.1.

Das correções aplicadas nos índices de penetração, para o SPT destaca-se a correção de energia, utilizada em nove pesquisas. Já a correção quanto ao confinamento foi adotada apenas por Mayne (2006), Souza *et al.* (2012) e Shahri *et al.* (2014). Viana da Fonseca (1996) corrige N_{SPT} quanto ao diâmetro do furo e comprimento das hastes. Souza *et al.* (2012) e Lingwanda *et al.* (2014) corrigem a resistência de ponta do CPT, mas concluem não ser significativa em areias.

O Quadro 2.34 apresenta as pesquisas que investigaram os fatores intervenientes em K_c . O D_{50} e o percentual de finos são os parâmetros mais apontados, onde a tendência é de que o coeficiente aumente com o aumento de D_{50} e diminua com a presença de finos no solo. Outras influências como uso de *liner* no SPT, compacidade relativa do solo, condições do nível d'água, tensão efetiva vertical e formação geológica também foram abordadas.

Quadro 2.34 – Fatores intervenientes de K_c

Referência	D50	% Finos	Compacidade	fs	Condições do N.A.	Formação Geológica	Outros
Schmertmann (1970)			✗		✗		
Y. Lacroix (1971) apud Sanglerat (1972)		✓					
Danziger (1982)			✗				
Robertson et al (1983)	✓						
Chin et al (1988)		✓					
Kasin et al (1986)		✓					
Kulhawy e Mayne (1990)	✓	✓					
Albiero (1990)					✓	✗	
Viana da Fonseca (1996)	✓						
Folque (1976) apud Viana da Fonseca (1996)	✓						
Burland e Burbridge (1985) apud Viana da Fonseca (1996)	✓						
Acka (2002)	!						
Soares (2002)			✗				
Naime e Fiori (2002)						✓	
Salehzadeh et al. (2011)	✓	✓					u e Rf
Souza et al. (2012)			✓				<i>liner</i>
Ahmed et al. (2013)	✗	✗					
Shari et al. (2014)	✓						
Tarawneh (2014; 2016)				✓			σ'_{vo}
Lingwanda et al. (2014)	✓	✓		✓			

Legenda:	
✗	Não interfere em K_c
✓	Interfere em K_c
!	Inconclusivo

O ensaio de penetração dinâmica, DP, utilizada em controle de compactação de aterros e complementar ao SPT devido ao registro contínuo da resistência e sua praticidade na execução também foi apresentada. As correlações com o DP, sejam elas SPT-DP ou CPT-DP, são menos

numerosas e a grande maioria dessas publicações correlacionam os índices à penetração do SPT ou CPT com o número de golpes do DP por meio de regressão linear simples com intercepto. Vale ressaltar que com o número de golpes fica implícito o uso de certo procedimento específico. Pesquisas de Viana da Fonseca (1996) e Martins e Miranda (2003) corrigem o N_{SPT} quanto à energia e ao comprimento das hastes. Apenas Czado e Pietras (2012) utiliza a correção quanto à saturação recomendada pela ISO 22476-2 (2005) em N_{DP} .

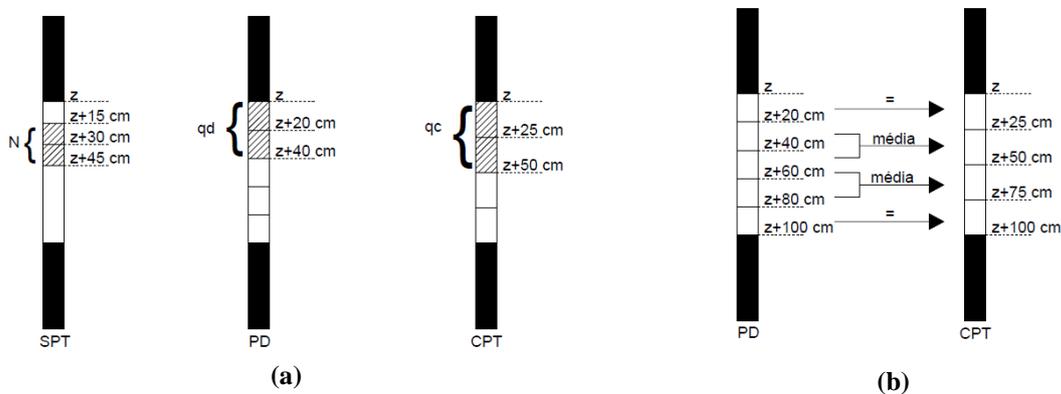
Por fim, foram abordados os principais aspectos da regressão linear, ferramenta mais difundida para a elaboração de correlações entre variáveis. Das correlações apresentadas neste capítulo que utilizam essa ferramenta, o R^2 é a maneira mais utilizada dentre os pesquisadores para se avaliar a qualidade da correlação. No entanto, frisa-se a importância de se investigar se os resíduos podem ser descritos com distribuição normal (média zero e variância constante – homocedasticidade), por ser a hipótese básica do MQO. Essa avaliação não foi realizada em nenhum dos trabalhos de pesquisa apresentados. Sugere-se, portanto, que os resíduos sejam analisados pelos testes de aderência de Kolmogorov-Smirnov (KS) e Shapiro Wilk (SW) sempre que há a proposta de uma nova correlação.

3. METODOLOGIA

As correlações entre os resultados dos ensaios SPT, DP e CPT, ou seja, N_{SPT} , q_d e q_c respectivamente, foram obtidas para a região da GV – ES a partir da montagem de três conjuntos de pares dados, conforme será discutido no Capítulo 4. Como os resultados de cada equipamento utilizado foram obtidos em diferentes faixas de leituras, deve-se buscar compatibilizar o agrupamento de dados de forma a minimizar a variabilidade vertical do intervalo.

O N_{SPT} é o resultado para apenas 30 cm de cada metro ensaiado, compreendido entre $z+15$ e $z+45$ cm, para z uma dada profundidade. Já o N_{DPL} foi registrado a cada 20 cm e convertido para q_d , e o q_c do CPT (mecânico) foi obtido a cada 25 cm. Desta forma, em correlações que envolvem o SPT os dados foram agrupados segundo a Figura 3.1a, onde os demais resultados de q_c e q_d foram descartados. Correlações entre CPT e DPL foram elaboradas pelo agrupamento de acordo com a Figura 3.1b e pela média do metro ensaiado.

Figura 3.1 – Compatibilização de leituras entre os ensaios (a) CPT-SPT e SPT-DPL (b) CPT-DPL



Fonte: Santos e Bicalho, 2016

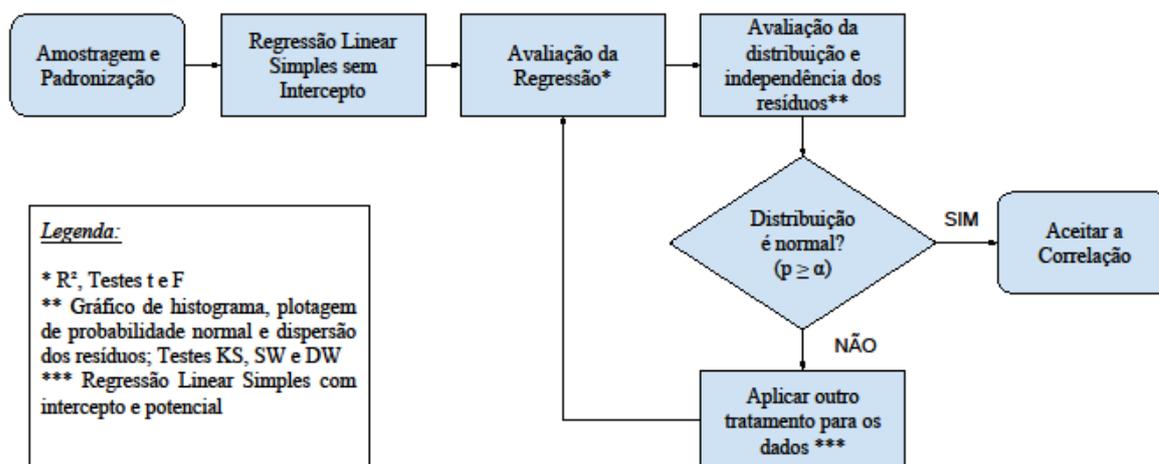
A análise destes dados foi realizada conforme o fluxograma apresentado na Figura 3.2 e suas etapas foram explicadas no item 2.4 deste trabalho. Os formatos das correlações encontram-se nas Equações 3.1 a 3.3.

$$\frac{q_c}{N_{SPT}} = K_c \quad (3.1)$$

$$\frac{q_d}{N_{SPT}} = K_d \quad (3.2)$$

$$\frac{q_c}{q_d} = K_e \quad (3.3)$$

Figura 3.2 – Fluxograma dos passos para criação e validação da correlação



Particularmente nas análises com o DP, foram exploradas correlações com o número de golpes (Equação 3.4 e 3.5) a fim de se estabelecer um comparativo com as correlações apresentadas no item 2.5.2 e 2.5.3 da revisão bibliográfica. A partir das características que serão apresentadas no Capítulo 4, foi possível investigar a influência da compacidade relativa, da presença de finos, do D₅₀ e do sobreadensamento. Em todas as etapas deste trabalho o paralelo entre as correlações obtidas e as apresentadas no item 2.5 foi realizado. Logo, em alguns casos fez-se necessário aplicar a correção quanto à eficiência do SPT (Equação 2.1). A correção quanto ao confinamento não foi aplicada, uma vez que para resultados em uma mesma profundidade o solo estará sob a mesma tensão efetiva seja qual for o equipamento de penetração utilizado.

$$\frac{N_{PD}}{N_{SPT}} = K'_d \tag{3.4}$$

$$\frac{q_c}{N_{PD}} = K'_e \tag{3.5}$$

Nota-se pela Figura 3.2 que o coeficiente de correlação R não foi utilizado na análise, uma vez que não faz parte da rotina usual de análise da regressão. O coeficiente de determinação (R²), apesar de não ser estatisticamente questionável, foi mantido por ser frequentemente utilizado em pesquisas. Sua interpretação foi tomada segundo o Quadro 2.11, mas não consistiu em parâmetro para tomada de decisão de rejeição ou aceitação da correlação.

Para validar a regressão encontrada, os resíduos foram avaliados por meio de histograma, probabilidade normal e dispersão de resíduos. Como a análise gráfica é subjetiva, utilizaram-se também os testes de SW e KS para a significância de 5%. Vale ressaltar que o teste SW deve

ser utilizado apenas para amostras de 8 a 30 dados. O teste de Durbin-Watson para avaliar a independência dos resíduos foi aplicado, mas serviu apenas como verificação e não como tomada de decisão, uma vez que não há a ordem de coleta de todos os resultados e, portanto, torna-se impossível verificar a influência do resíduo e_i em seu subsequente e_{i+1} .

De forma a simplificar o processo e diminuir a probabilidade de erros, utilizou-se programas para auxiliar as análises previstas no fluxograma. O *software Microsoft Excel*, apesar de apresentar interface intuitiva e sua disponibilidade ser largamente difundida nos microcomputadores atuais, é limitado em relação aos testes estatísticos disponíveis e seus resultados não são confiáveis em comparação aos demais programas (FERREIRA E CYMROT, 2012). Sendo assim, o *Excel* foi associado ao programa-R, que é mais confiável, possui uma grande disponibilidade de pacotes estatísticos e é gratuito. A desvantagem deste programa é a linguagem por sintaxe, similar às linguagens C e C++. A fim de garantir a reprodutibilidade desta pesquisa, a rotina utilizada encontra-se no Apêndice A deste trabalho, elaborada a partir de pesquisas em apostilas e artigos sobre o assunto.

Um conjunto de pares de dados adicional, designado BD ii, foi formado com dados externos à GV-ES, coletado de pesquisas da revisão bibliográfica. O objetivo é de se discutir criticamente a influência do tipo de solo, do teor de finos em solos granulares, da compacidade relativa e do D_{50} nas correlações. Os dados externos foram retirados com auxílio do programa *DataThief*, uma vez que em grande maioria não foram publicados tabelados. Esse programa possibilita a leitura das coordenadas de pontos apresentados em gráficos a partir da definição dos eixos e dos pontos pelo usuário.

Com dados em mãos, os mesmos foram padronizados quanto às faixas de leitura de ensaio, quanto aos limites superiores e inferiores de golpes, quanto à energia para o ensaio SPT e quanto às unidades. Correções de energia foram aplicadas conforme a Equação 2.1 e a correção quanto ao confinamento não foi aplicada, conforme explicação dada anteriormente. O tratamento estatístico seguiu conforme o fluxograma da Figura 3.2, como feito para os demais pares de dados.

4. DESCRIÇÃO DOS DADOS UTILIZADOS

A descrição dos dados utilizados na pesquisa é importante para garantir a reprodutibilidade e entendimento das correlações encontradas no projeto. A partir de uma boa caracterização de seus elementos é possível padronizá-los de forma a garantir a confiabilidade das equações propostas. Também é fator determinante para se limitar a utilização das correlações, de forma a respaldar e orientar quem as utiliza responsavelmente. Os conjuntos de dados utilizados foram separados e organizados nos seguintes grupos para convenientemente alcançar os objetivos:

- BD (i): dados de ensaios de campo realizadas na região metropolitana da GV-ES
 - i.1: sondagens apresentadas por Cordeiro (2004);
 - i.2: sondagens apresentadas por Moraes (2008);
 - i.3: sondagens de Cordeiro (2004) e Moraes (2008) agrupadas;
- BD (ii): agrupamentos da GV-ES e dados de pesquisas prévias, publicadas na literatura.

4.1 Descrição dos dados “i” (BD i)

O presente item apresenta principais características da GV-ES, da qual os dados do BDi foram coletados, os tipos de equipamentos utilizados e a discussão da variabilidade horizontal e vertical de cada área experimental explorada.

4.1.1 Descrição dos dados i.1

A pesquisa foi realizada em Vitória, capital do estado do Espírito Santo, localizada na região litorânea da região sudeste do Brasil. Este conjunto de dados foi montado a partir de pesquisa experimental, onde a área está localizada no bairro Jardim Camburi, na porção continental do município. O perfil geotécnico do subsolo apresentado por Cordeiro (2004) encontra-se no Anexo II, onde se observa uma pequena camada superficial de aterro argiloso, de espessura inferior a 1,0 m, seguido por uma camada de areia fina a média de 6,0 a 7,0 m de espessura. Abaixo se encontrou uma camada de argila marinha mole com lentes de areia e espessura média de 3,0 m, seguido por areias siltoargilosas e siltes arenoargilosos, onde as sondagens foram interrompidas. O nível d'água foi encontrado a aproximadamente – 1,5 m.

Os dados foram coletados a partir das sondagens apresentadas por Cordeiro (2004), que determinou os parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório. A campanha de sondagem foi dividida em duas etapas: uma com o terreno em sua condição

natural, na qual foi construído um aterro de 4,0 m de altura e outra após a sua retirada, passados 90 dias com o intuito de se induzir o sobreadensamento do solo.

É importante ressaltar que os termos areias normalmente adensadas e areias sobreadensadas são utilizados em várias publicações (SCHMERTMANN, 1970; ROBERTSON E CAMPANELLA, 1988; FERNANDES, 2014). É reconhecido na engenharia geotécnica que as propriedades e comportamento de solos finos e argilosos podem variar ao longo do tempo como resultado do adensamento. Mitchell e Soga (2005) mencionam que até recentemente não era aceito que solos granulares apresentassem este mesmo comportamento. Entretanto, afirmam que depósitos de materiais granulares podem ser afetados da mesma forma, sendo os efeitos usuais do adensamento: o aumento de resistência, o decréscimo de compressibilidade e a redução da permeabilidade. A evidência do aumento de rigidez e resistência de areias densificadas foram medidos pela resistência do cone à penetração (MITCHELL E SOLYMAR, 1984), e as hipóteses para explicar este fenômeno incluem processos de fluência e cimentação química e biológica.

A pesquisa de Narongsirikul e Mondol (2013) pode ser consultada para maiores detalhes sobre o uso de carregamento e descarregamento em areias para induzir o seu sobreadensamento. Sabe-se que a condição sobreadensada em areias é diretamente ligada ao seu envelhecimento (*aging*), e que apenas 90 dias entre a construção e remoção de aterro dificilmente seria suficiente para induzir este comportamento. Ainda assim, segundo os estudos apresentados por Cordeiro (2004) as análises desta dissertação foram realizadas para a condição inicial (dita normalmente adensada) e final (dita sobreadensada). No total foram realizadas 12 sondagens SPT, 6 sondagens CPT e 20 sondagens DPL. As principais características dos equipamentos utilizados encontram-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características dos Equipamentos Utilizados no BD i.1

SPT	CPT	DPL
Martelo cilíndrico com pino guia e acionamento manual por meio de cabo de aço.	Cone mecânico holandês de capacidade de até 100 Kn, operado por sistema de cremalheira dotada de duas manivelas manuais. Leituras a cada 25 cm.	Martelo de 10 kg, altura de queda de 23 cm, hastes de 1 m, diâmetro de 22,2 mm e ponta cônica de 28,6 mm de diâmetro. Leituras a cada 20 cm.

Fonte: Santos e Bicalho, 2016

As correlações foram obtidas pelo agrupamento de resultados de furos distanciados a no máximo 1,80 m para a areia fina a média, sem cimentação e cujas características, obtidas em ensaios de laboratório, estão apresentadas no Quadro 4.2. A localização dos furos no terreno encontra-se no Anexo II.

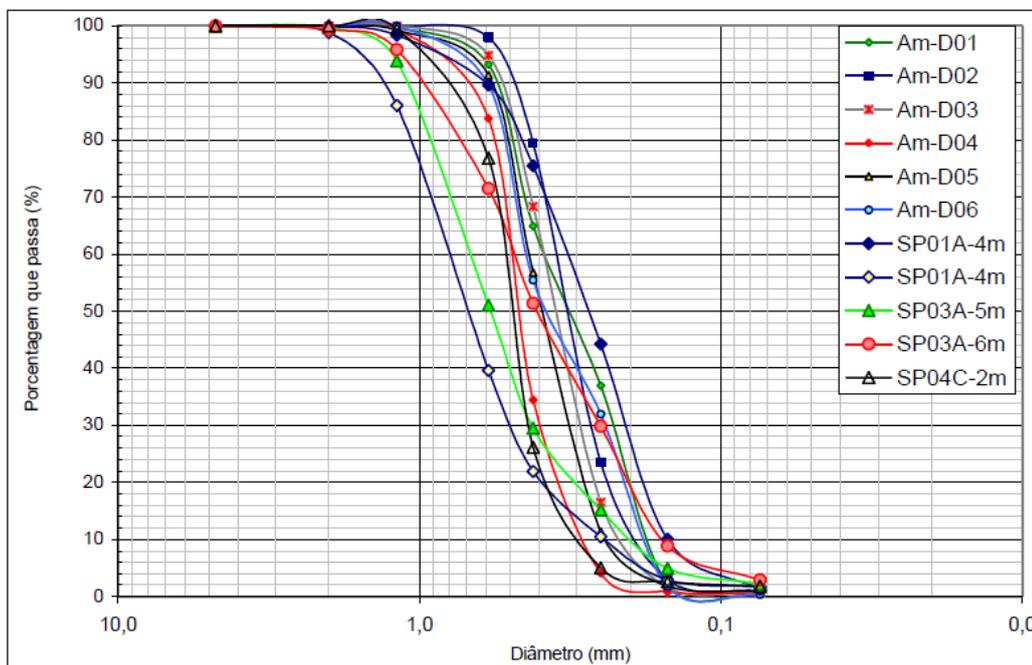
Quadro 4.2 – Principais Características da Areia de Cordeiro, 2004

Classificação	Areia fina a média quartzosa
Forma dos Grãos	Angular e subangular
Diâmetro médio das partículas – D₅₀	Entre 0,3 e 0,7 mm
Percentual de finos que passa na peneira n° 200	Entre 0,29 e 2,91 %
Densidade real dos grãos – G_s	2,65

Fonte: Santos e Bicalho, 2016

A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas das amostras ensaiadas, onde “Am” representa amostras indeformadas e “SP” amostras obtidas do SPT.

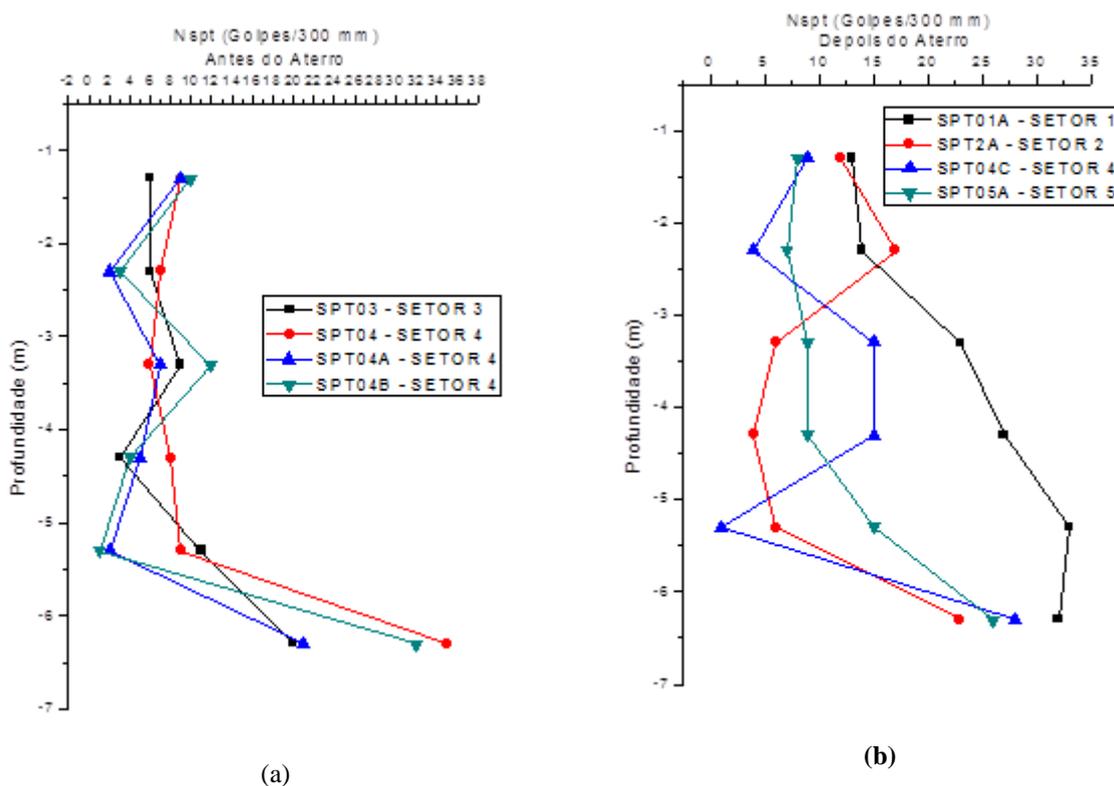
Figura 4.1 – Curvas granulométricas para as amostras ensaiadas (BD i.1)



Fonte: Cordeiro, 2004

A Figura 4.2 apresenta a variação de N_{SPT} com a profundidade, onde há uma grande heterogeneidade horizontal, principalmente para a situação final, depois do aterro. Também observa-se um significativo aumento do índice de penetração para camadas superiores, até 6,3 m.

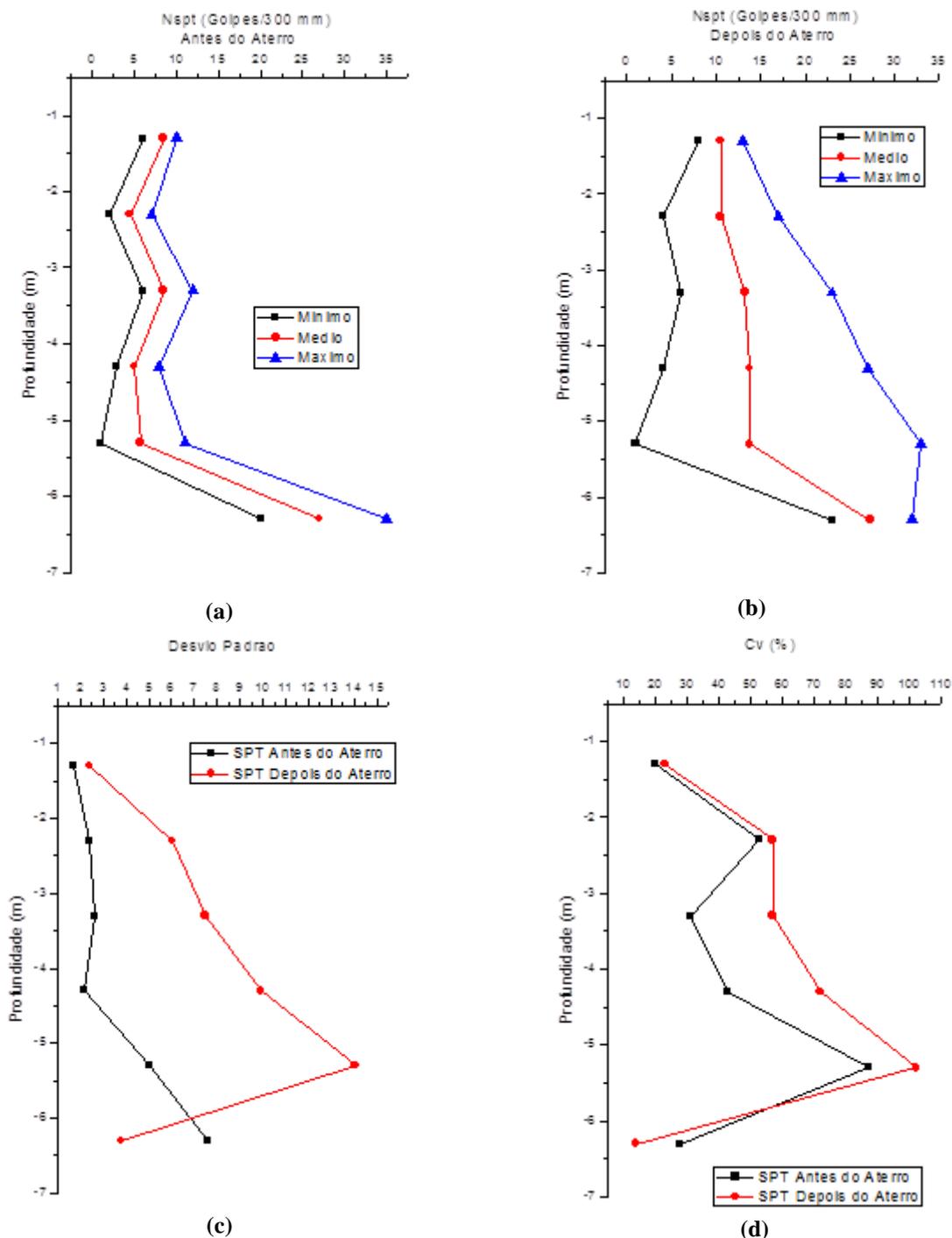
Figura 4.2 – Variação de N_{SPT} (BD i.1) com a profundidade: (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Na Figura 4.3 apresentam-se valores máximos, mínimos e médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação para antes do aterro e depois do aterro. Essas análises estatísticas evidenciam a grande variabilidade dos dados coletados. A dispersão é observada acentuadamente para depois do aterro, em que há um maior desvio padrão e discrepância entre mínimos e máximos.

Figura 4.3 – Análises Estatísticas de Dispersão para o ensaio SPT (BD i.1): (a) Valores mínimos, médios e máximos para antes do aterro; (b) Valores mínimos, médios e máximos para depois do aterro; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.

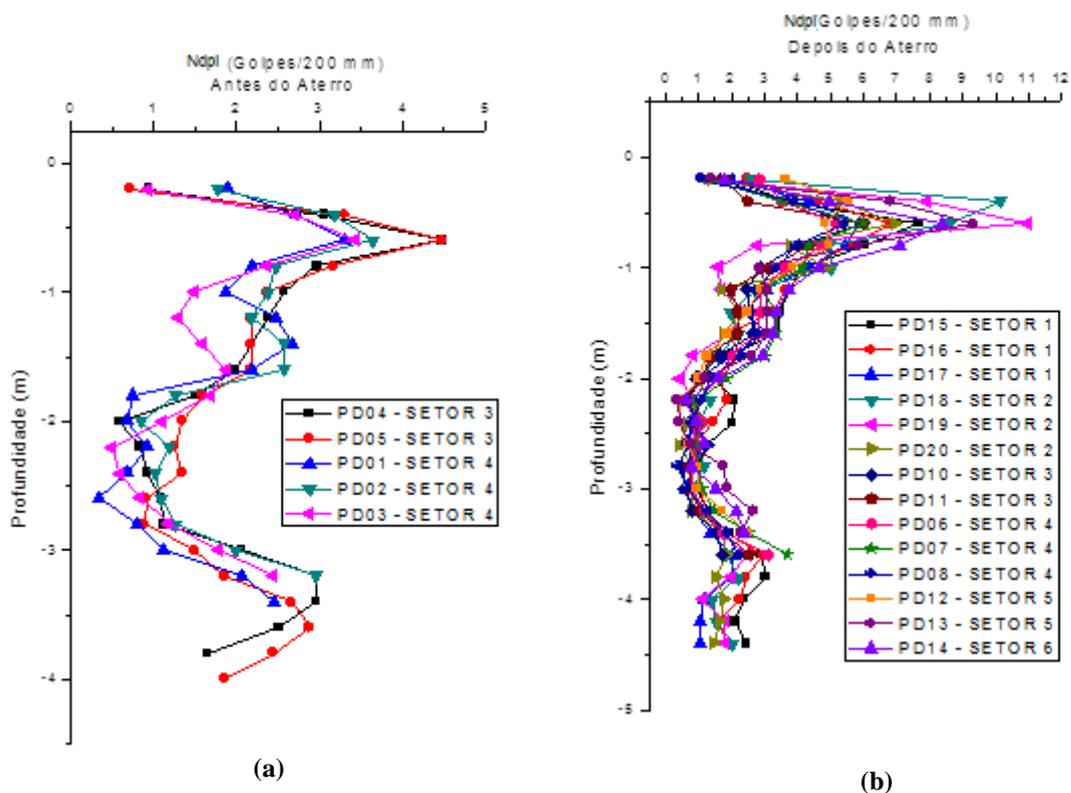


Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Os resultados do DPL com a profundidade e das análises estatísticas de dispersão encontram-se na Figura 4.4. Juntamente com os parâmetros estatísticos de dispersão presentes na Figura 4.5, conclui-se que os resultados do DPL são apresentam menor variabilidade que do SPT. Isso porque a execução do DPL é menos sujeita à ação do operador. Ainda assim, como

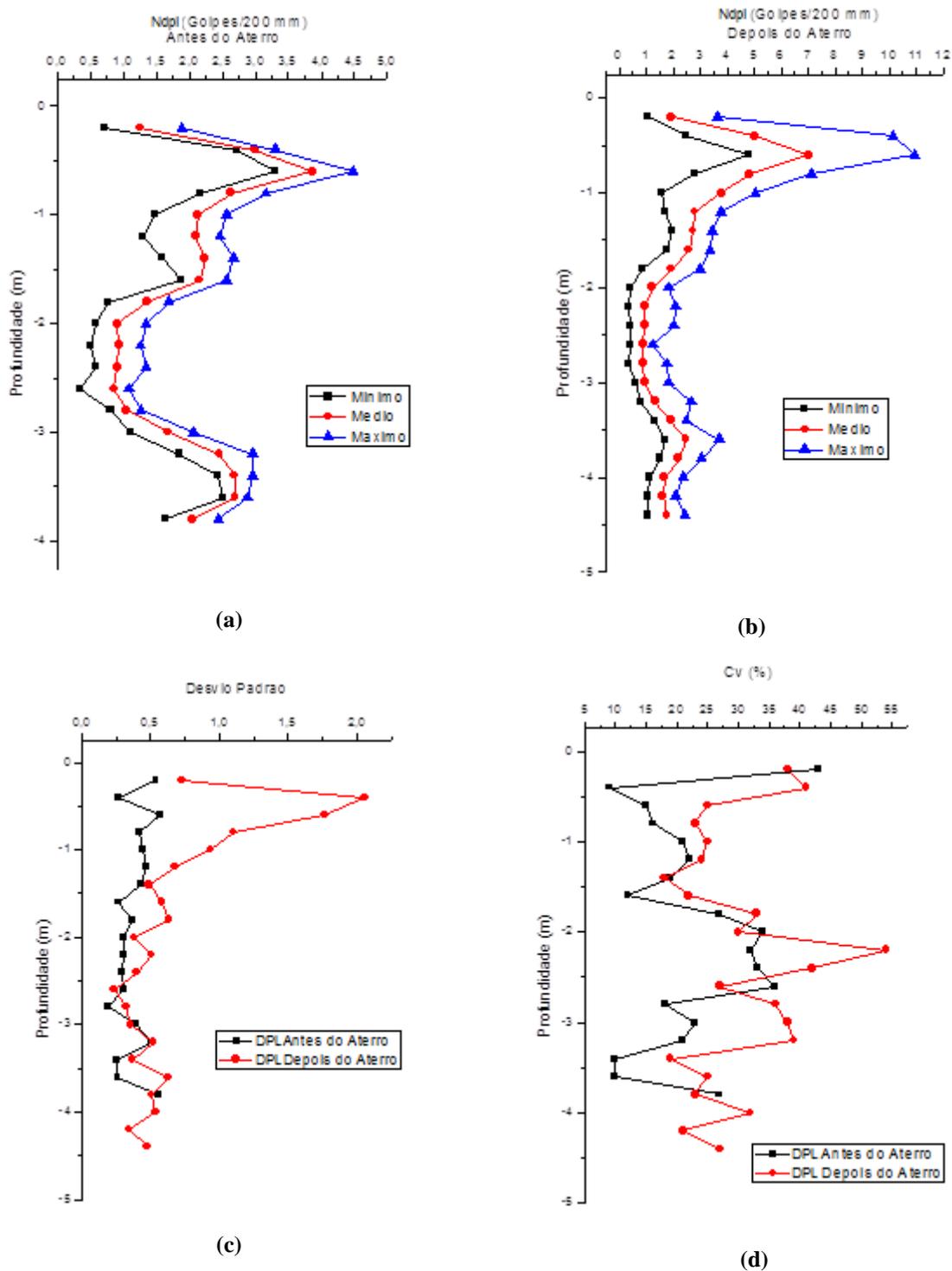
constatada pela análise do desvio padrão, pode-se observar que a variabilidade horizontal após o aterro continua superior em relação a situação inicial, principalmente para as camadas superficiais.

Figura 4.4 – Variação de N_{DPL} (BD i.1) com a profundidade: (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

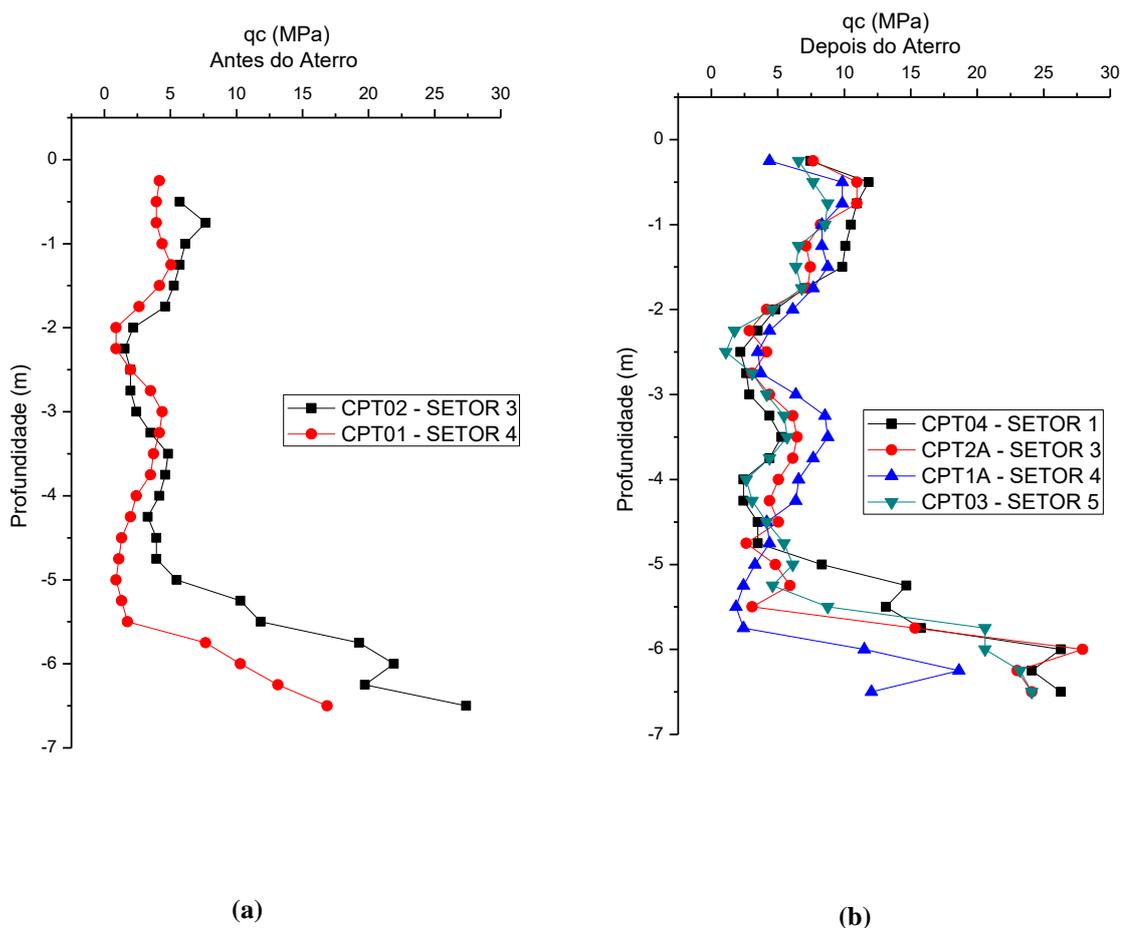
Figura 4.5 – Análises Estatísticas de Dispersão para o ensaio DPL (BD i.1): (a) Valores mínimos, médios e máximos para antes do aterro; (b) Valores mínimos, médios e máximos para depois do aterro; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

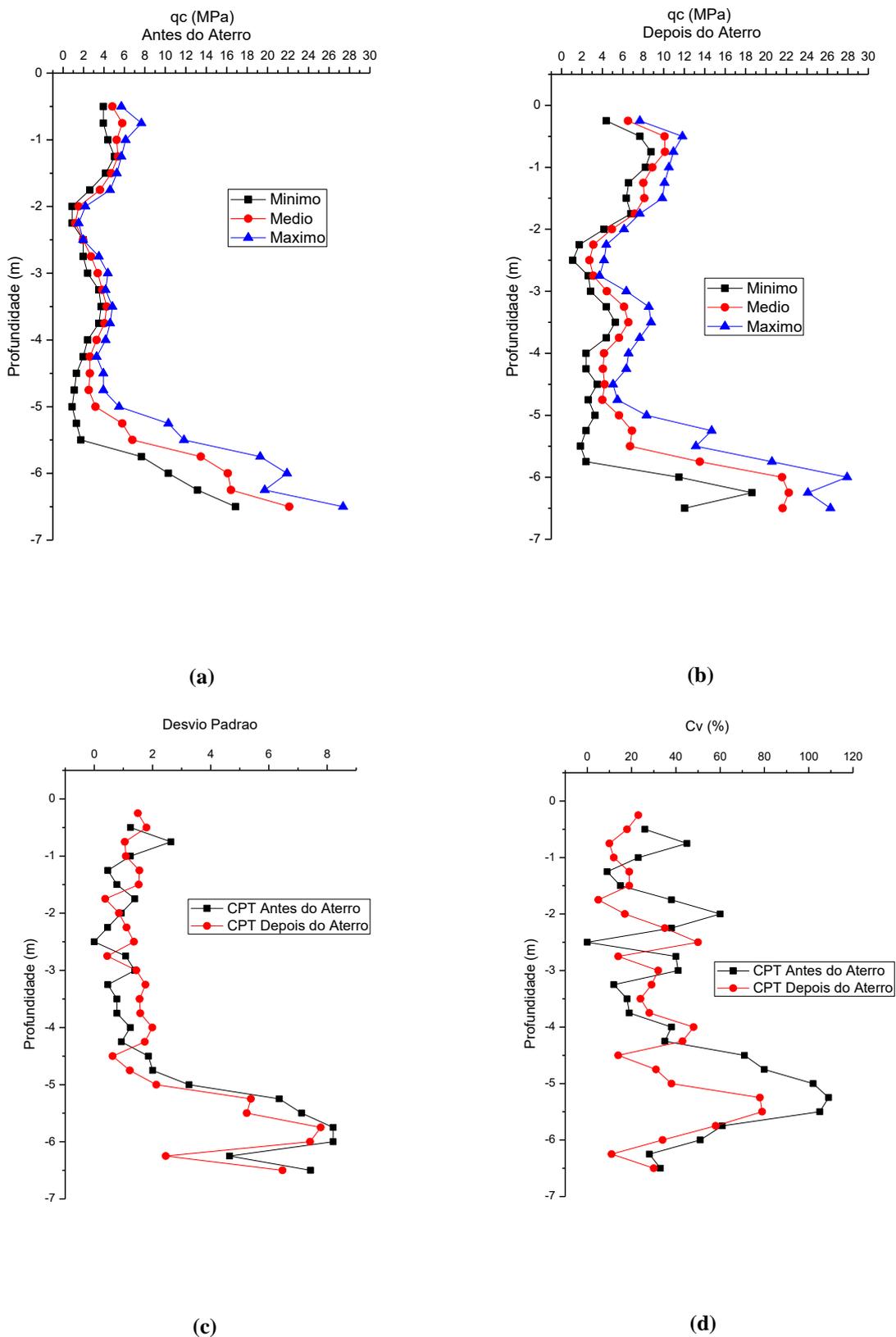
As Figura 4.6 e Figura 4.7 apresentam os resultados de profundidade e parâmetros estatísticos de dispersão para o ensaio CPT. Observa-se que pouca variabilidade horizontal é observada dentre os resultados, seja para a situação inicial ou final. Isso acontece porque, assim como DPL, o CPT é menos sujeito a qualidade da mão de obra. Assim como o SPT, é observável um aumento da resistência à penetração para a profundidade até aproximadamente -6,0 m.

Figura 4.6 – Variação de q_d (BD i.1) com a profundidade: (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

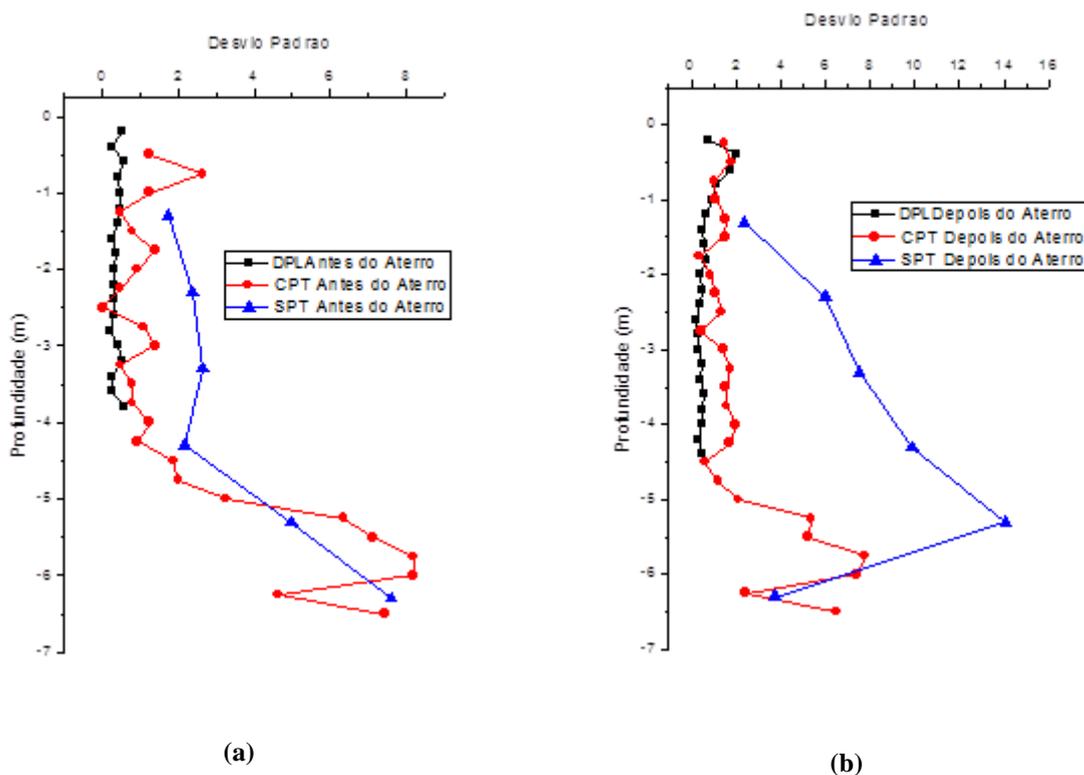
Figura 4.7 – Análises Estatísticas de Dispersão para o ensaio CPT (BD i.1): (a) Valores mínimos, médios e máximos para antes do aterro; (b) Valores mínimos, médios e máximos para depois do aterro; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

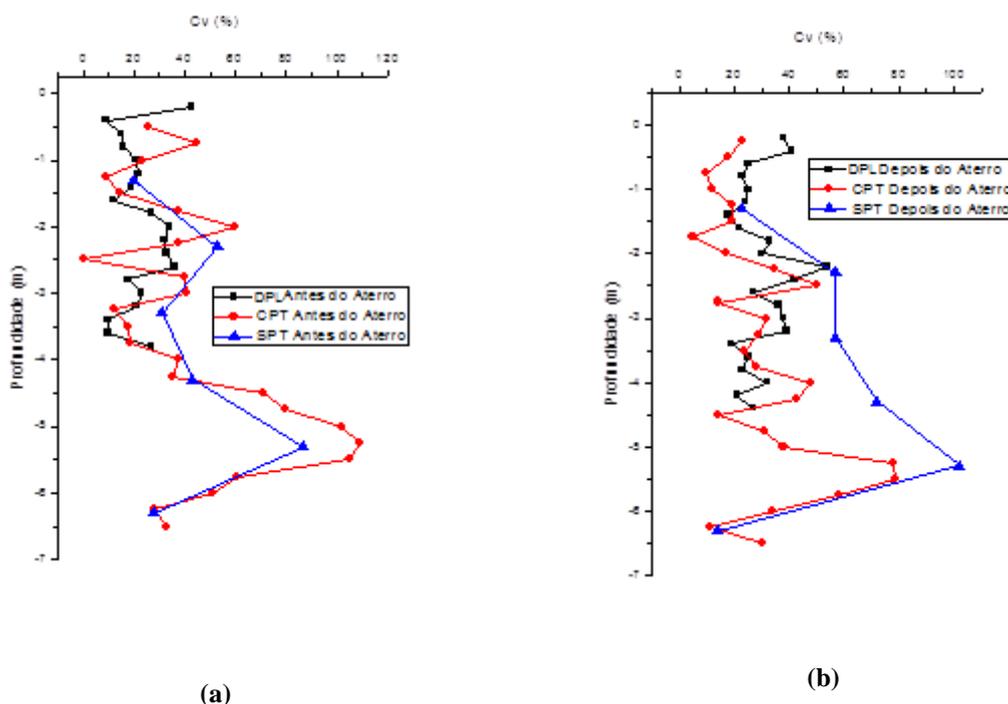
Por fim, a Figura 4.8 e Figura 4.9 apresentam um comparativo entre os desvios padrão e os coeficientes de variação para os resultados dos três tipos de ensaios. Como era de se esperar, o SPT é o equipamento de execução mais grosseira dentre os três. Logo, o desvio padrão e o coeficiente de variação para a situação antes e depois do aterro são maiores. O DPL apresenta maior uniformidade vertical antes e após o aterro, constatado pelo menor e quase constante desvio padrão. Isso pode ser explicado pelo intervalo de leituras, pois dentre os três ensaios realizados, o DPL foi o que coletou dados mais contínuos e o que mais foram realizados furos de sondagem em relação aos demais. Por fim, o CPT mecânico apresenta comportamento intermediário dentre os dois outros ensaios, apresentando pouca melhora no desvio padrão com o sobreadensamento do solo.

Figura 4.8 – Desvios padrão para todos os ensaios (BD i.1): (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Figura 4.9 – Coeficientes de Variação para todos os ensaios (BD i.1): (a) Antes do aterro; (b) Depois do aterro.



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

4.1.2 Descrição dos dados i.2

Os dados de Moraes (2008) podem ser caracterizados como de mesma geologia de Cordeiro (2004), consistindo em resultados de sondagens entre o SPT e o DPSH em três terrenos, identificados como Obra 1, Obra 2 e Obra 3 e localizados nos municípios de Vitória e Vila Velha (integrante da região metropolitana de Vitória). As correlações foram obtidas para areias finas a médias, quartzosas, geralmente limpas (menos de 5% passando na peneira nº 200) e compactação relativa variando de fofa a compacta.

O equipamento SPT utilizado atende às recomendações da ABNT NBR 6484:2001, já o DP utilizado, que mais se assemelha ao DPSH: possui ponteira cônica de 51 mm de diâmetro, área de 2043 mm² e ângulo de 90°. As medidas foram realizadas a cada 20 cm e as demais características, que diferem de acordo com a obra, encontram-se no Quadro 4.3.

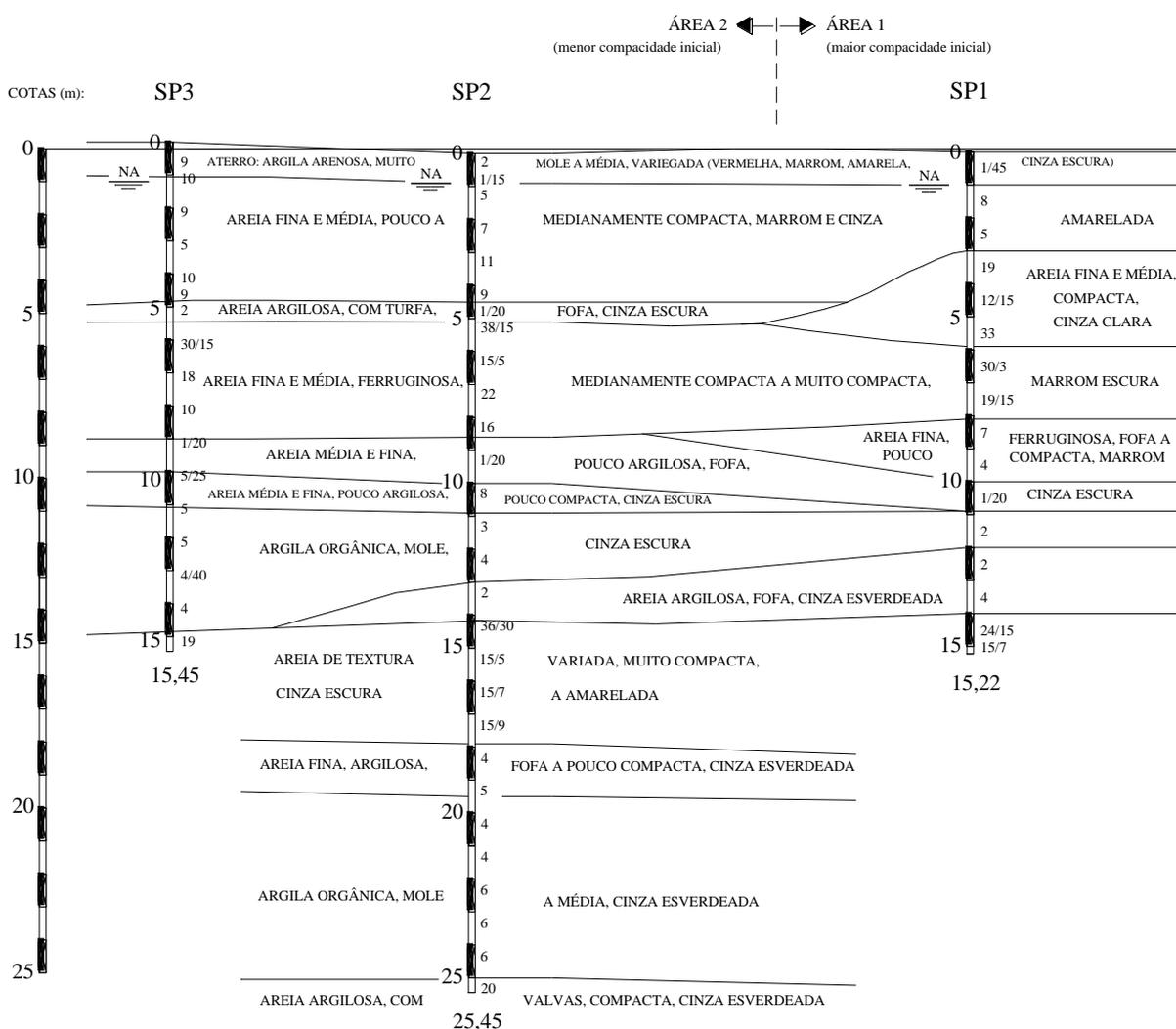
Quadro 4.3 – Demais Características do Equipamento DPSH Utilizado (BD i.2)

Obra 1	Obra 2	Obra 3
Martelo de 64 kg solto a uma altura de queda de 45 cm.	Martelo de 65 kg solto a uma altura de queda de 40 cm.	Martelo de 65 kg solto a uma altura de queda de 75 cm.

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Foram realizados 8 furos do tipo SPT e 6 do DPSH na Obra 1, localizadas conforme Figura II.4 no Anexo II deste trabalho. O perfil geotécnico do local, presente na Figura 4.10, evidencia um aterro argilo-arenoso até a cota -1,0 m, seguido por uma camada de areia limpa de espessura de 4,0 m. Abaixo, foi encontrada uma fina camada de areia argilosa de aproximadamente 50 centímetros, acima de uma camada de areia com cimentação ferruginosa até a cota -8,0 m. Sob essa camada, há argila marinha de espessura variável (entre 2,0 e 4,0 m) e areias marinhas fofas e siltes argilosos médios. Por fim, encontra-se uma camada de areia muito compacta acima de solos resistentes pouco compressíveis, onde a sondagem foi paralisada. (MORAES, 2008).

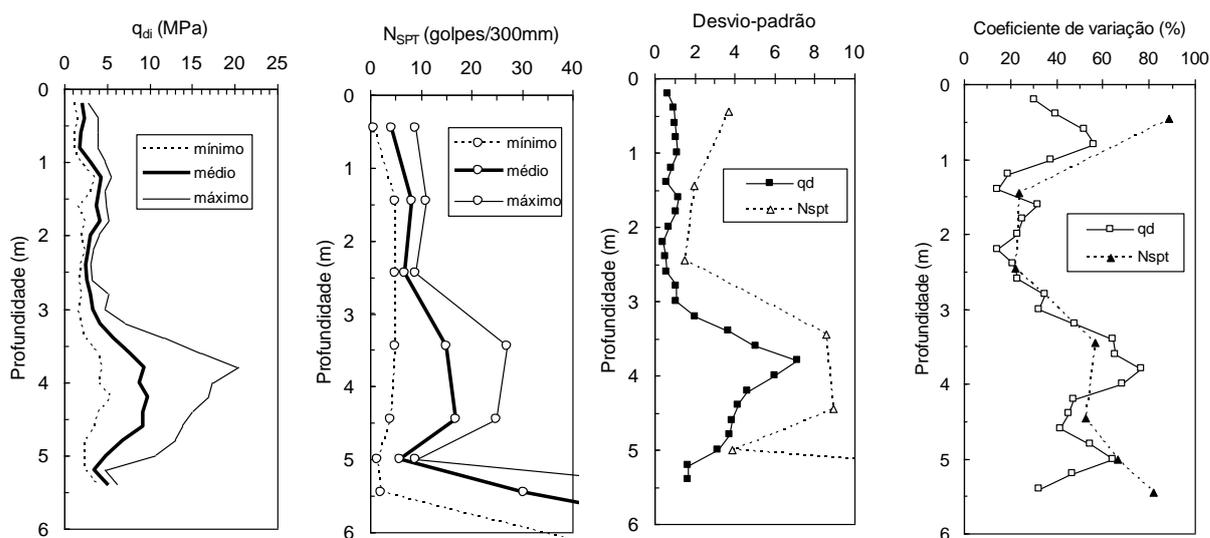
Figura 4.10 – Perfil Geotécnico da Obra 1 (BD i.2)



Fonte: Moraes, 2008

A Figura 4.11 apresenta a plotagem de mínimos, máximos, desvio padrão e coeficiente de variação em relação à média dos resultados do DPSH e SPT com a profundidade. Percebe-se que o desvio padrão do N_{SPT} é superior ao do q_d , e que os C_v s são de médios a altos (acima de 20%).

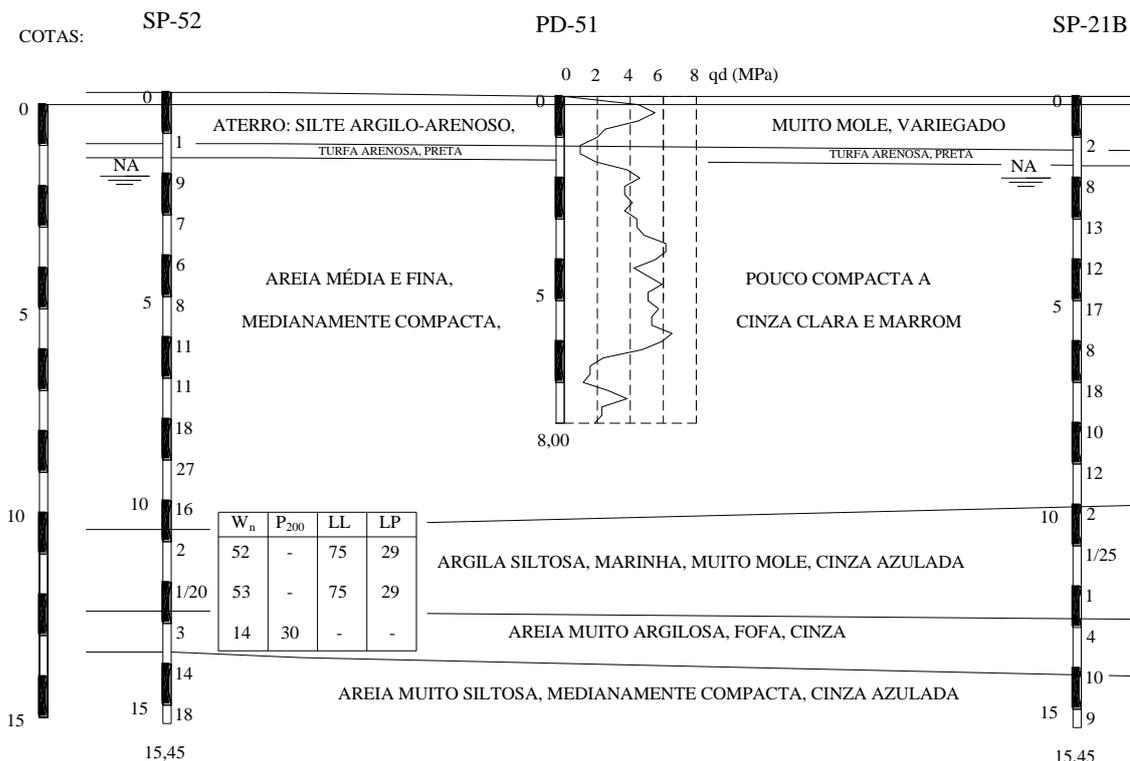
Figura 4.11 – Análises Estatísticas de Dispersão para a Obra 1 (BD i.2): (a) Valores mínimos, médios e máximos de q_d ; (b) Valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT} ; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.



Fonte: Moraes, 2008

A Obra 2 é caracterizada por terreno em Vitória, nas vizinhanças do terreno de Cordeiro (2004), explorado no BD i.1, onde foi construído um conjunto residencial com seis edifícios de 8 a 10 pavimentos entre 1998 e 2000 e utilizou-se estacas de compactação para densificação da camada arenosa superficial, de compacidade relativa variável entre fofa e compacta. O traçado do perfil geotécnico, presente na Figura 4.12 foi possível a partir de 43 furos SPT e 8 DPSH, conforme locação presente no Anexo II. Neste perfil observa-se uma camada de aterro argiloso superficial de 1,50 m de espessura assente sobre areias limpas (% de finos entre 5 e 8%). Abaixo encontra-se argila marinha orgânica de espessura variável, seguida por camadas arenosas marinhas fofas, siltes, argilosos médios e outros solos de consistência ou compacidades variáveis. O nível d'água foi encontrado a aproximadamente 1,5 m.

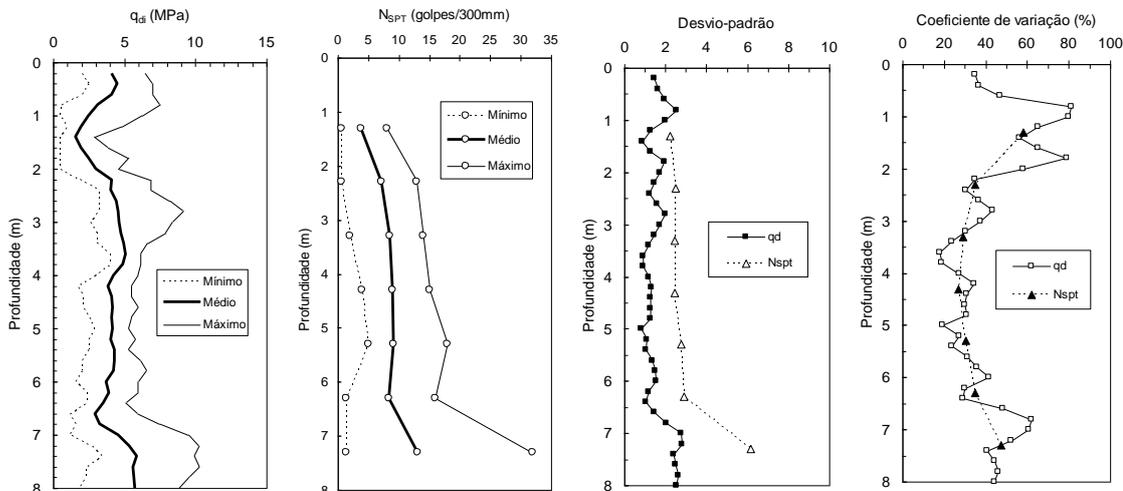
Figura 4.12 – Perfil Geotécnico da Obra 2 (BD i.2)



Fonte: Moraes, 2008

A Figura 4.13 apresenta os resultados para este terreno com a profundidade, onde percebe-se que neste caso a variação da resistência com a profundidade detectada pelo DPSH é semelhante a do SPT. Também é perceptível que o Cv é de alto a médio.

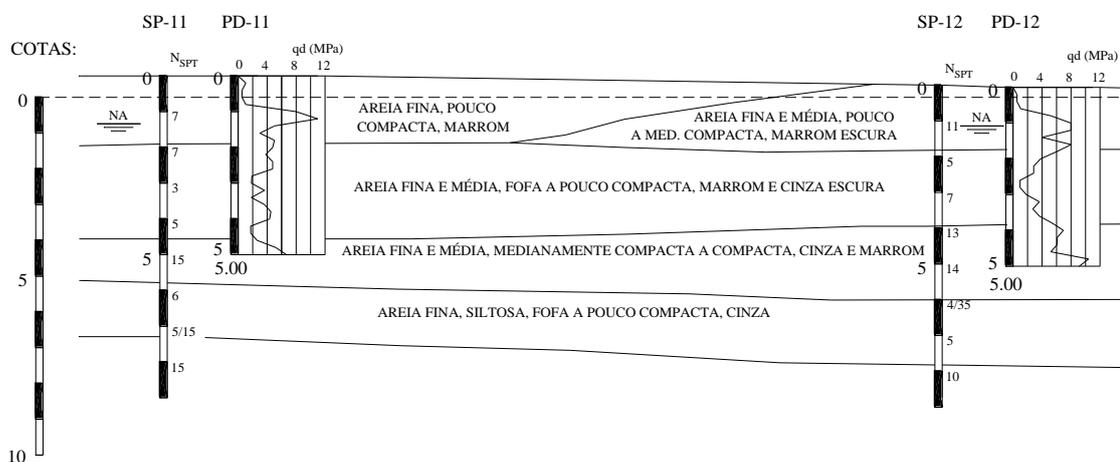
Figura 4.13 – Análises Estatísticas de Dispersão para a Obra 2 (BD i.2): (a) Valores mínimos, médios e máximos de q_d; (b) Valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT}; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.



Fonte: Moraes, 2008

A Obra 3 consiste em terreno de aproximadamente 9000 m² onde foram realizados 17 ensaios SPT e 17 ensaios DPSH lado a lado, conforme locação presente no Anexo II. A Figura 4.14 apresenta o perfil geotécnico do terreno onde encontrou-se uma cama de areia média e fina até a profundidade 12,0 m e de compactidade relativa variável entre fofa a compacta. Abaixo desta camada constata-se um silte arenoso, micáceo, fofo e de espessura de 2,0 m, seguido por uma areia fina, média e grossa, muito compacta até a profundidade de 22,0 m. Na sequência, encontrou-se areia fina siltosa de compactidade relativa variando de medianamente compacta a compacta, até 24,0 m, assente sobre argila mole com valvas e silte argiloso mole a médio. O N.A. foi encontrado a aproximadamente 1,35 m.

Figura 4.14 – Perfil Geotécnico da Obra 3 (BD i.2)



Fonte: Moraes, 2008

Na Figura 4.15 apresentam-se as análises de dispersão de q_d e N_{SPT} com a profundidade. Moraes (2008) conclui mais uma vez que os perfis obtidos pelo DPSH e pelo SPT são similares. O C_v pode ser considerado como alto.

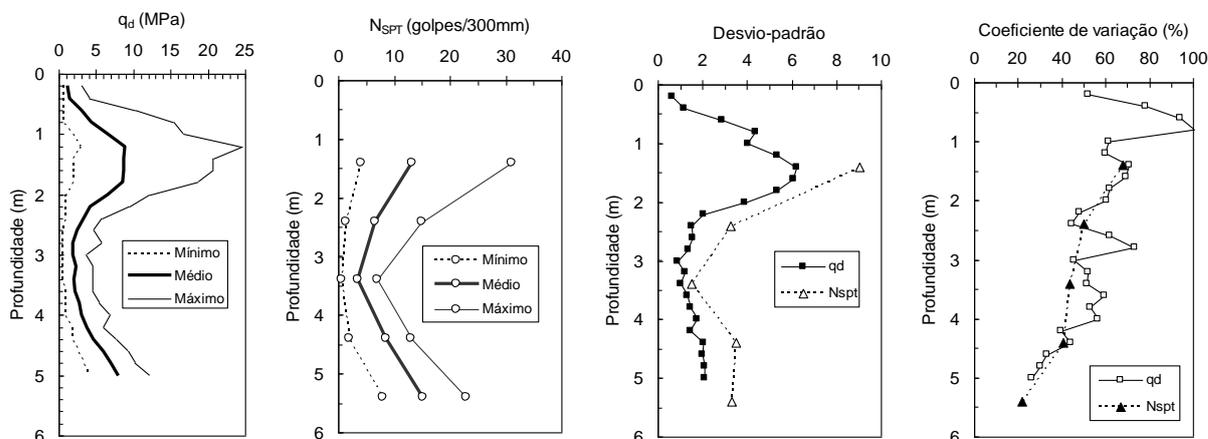
A partir de 50 amostras coletadas no ensaio SPT submetidas a ensaios de caracterização em laboratório, apresentam-se as principais características da areia em questão no Quadro 4.4. Constata-se a grande similaridade deste solo em relação aos resultados apresentados por Cordeiro (2004) e presente no Quadro 4.2.

Quadro 4.4 – Principais Características da Areia de Moraes (2008)

Classificação	Areia fina a média, com pequena fração de grossa e pedregulhos, quartzosa
Forma dos Grãos	Angular e subangular
Diâmetro médio das partículas – D_{50}	Entre 0,31 e 0,55 mm
Percentual de finos que passa na peneira n° 200	Entre 5 e 8%
Densidade real dos grãos – G_s	-

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Figura 4.15 – Análises Estatísticas de Dispersão para a Obra 3 (BD i.2): (a) Valores mínimos, médios e máximos de q_d ; (b) Valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT} ; (c) Desvio padrão; (d) Coeficiente de variação.



Fonte: Moraes, 2008

4.1.3 Descrição dos dados i.3

A partir destes dados, formado por resultados de Cordeiro (2004) e Moraes (2008) conforme descritos nos itens anteriores, foi possível propor correlações para areias da GV entre os ensaios SPT e DP, sendo analisada a influência da compactidade relativa. As correlações são apresentadas e discutidas no Capítulo 5 deste trabalho.

4.2 Descrição dos dados “ii” (BD ii)

Este item apresenta os resultados obtidos pela análise estatística do agrupamento de dados de ensaios SPT, CPT e DP de pesquisas anteriores publicadas em livros, artigos, dissertações de mestrado e teses de doutorado sobre o assunto. As informações descritivas contidas neste conjunto de resultados estão presentes no capítulo de revisão bibliográfica deste trabalho, sendo estas: o tipo de solo, o intervalo dos ensaios analisados, o país de origem, a eficiência da sondagem SPT e demais considerações pertinentes à correlação.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo se apresentam os resultados e suas discussões, obtidos por tratamento estatístico dos bancos de dados descritos no Capítulo 4.

5.1 Resultados para Dados do BD i.1 - (GV-ES)

As correlações aqui apresentadas foram obtidas a partir de sondagens realizadas em quatro terrenos da Grande Vitória, Espírito Santo. Foi possível analisar a influência do sobreadensamento do solo, da compactidade relativa, do diâmetro médio das partículas e do percentual de finos.

5.1.1 Correlações entre SPT e CPT

Este item apresenta e discute as correlações encontradas para o ensaio SPT e CPT, cujas características dos equipamentos utilizados estão descritas no item 4.1.

5.1.1.1 Análise Geral

Pelo agrupamento dos resultados das sondagens SPT e CPT apresentam-se os resultados da análise estatística de regressão linear sem intercepto na Tabela 5.1, onde K_c é dado pela regressão linear conforme Equação 2.16, $K_{c,médio}$ expressa a média aritmética dos resultados de N_{SPT} e q_c , e n é o tamanho da amostra. Todos os dados representam a amostra inteira e dados filtrados representa a amostra após a retirada dos *outliers*.

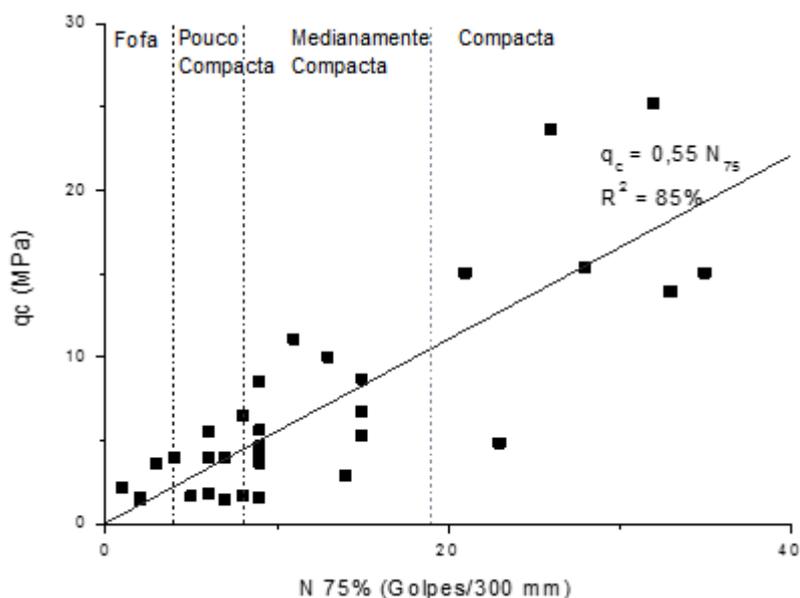
Tabela 5.1 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT: Análise Geral – BD i.1

	Todos os Dados	Dados Filtrados
K_c [MPa]	0,54	0,55
$K_{c,médio}$ [MPa]	0,55	0,55
n	36	34

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

O gráfico presente na Figura 5.1 apresenta os pares de dados e a correlação encontrada após a filtragem. As linhas verticais indicam a variação da compactidade relativa de acordo com a ABNT NBR 6484:2001, onde nota-se que há uma maior dispersão dos dados quando aumenta-se N_{75} , principalmente a partir de 20 golpes (areias compactas). A influência da compactidade relativa do solo em K_c foi sugerido por Souza *et al.* (2012) e será discutido no item 5.1.1.3 à frente.

Figura 5.1 – Dispersão de dados entre SPT e CPT: Análise geral – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

O R^2 de 85% pode ser considerado como forte segundo Jarushi *et al.* (2015) e a Tabela 5.2 apresenta os resultados do valor-p para os testes de aderência de Kolmogorov Smirnov e Shapiro Wilk para a amostra com dados filtrados. Para estes testes serem considerados satisfatórios, ou seja, resíduos com distribuição normal, o valor-p deve ser superior a significância de 5%. O teste de Durbin Watson, também apresentado nesta tabela, avalia a independência entre os resíduos e sua análise deve ser feita de mesma forma através do valor-p. Conclui-se, então, que os resíduos são normalizados e independentes, pois a condição acima foi satisfeita, com nível de significância de 95%.

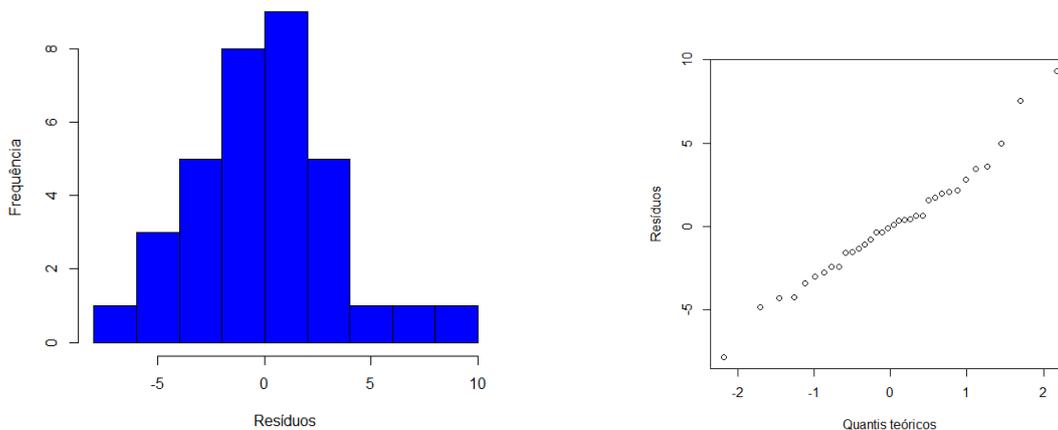
Tabela 5.2 – Avaliação dos Resíduos de Resultados entre do SPT e CPT: Análise Geral – BD i.1

	KS	SW	DW
Valor-p	0,16	0,60	0,98
Conclusão	Distribuição Normal	Distribuição Normal	Resíduos Independentes

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

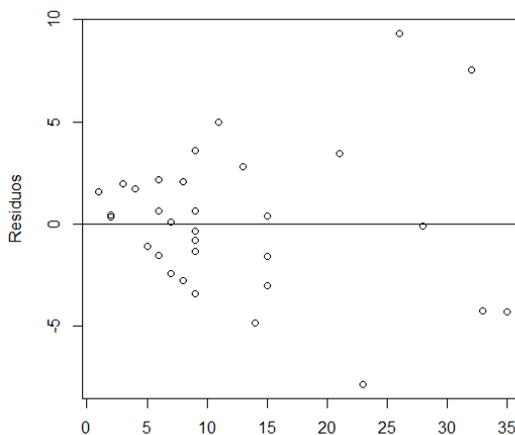
A tendência de normalidade é confirmada pelo histograma em formato gaussiano (Figura 5.2^a) e plotagem de probabilidade normal em formato de reta (Figura 5.2b). Apesar dos resultados satisfatórios dos testes de hipóteses, o gráfico de dispersão dos resíduos (Figura 5.2c) indica que não há homocedasticidade, uma vez que estes se apresentam formato cônico e não como uma faixa retangular e de baixa amplitude (os resíduos variam de 10 a -10). No entanto, como a avaliação gráfica é subjetiva, opta-se aqui pelo resultado dos testes estatísticos.

Figura 5.2 – Avaliação dos Resíduos de Resultados entre SPT e CPT: Análise Geral – BD i.1: (a) Histograma; (b) Plotagem de Probabilidade Normal; (c) Dispersão dos Resíduos



(a)

(b)



(c)

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Conclui-se, então, que os coeficientes K_c encontrados para a regressão destes dados são consistentes. A análise é válida para a profundidade de até 6,3 m, q_c entre 1,42 e 25,19 MPa e N_{60} entre 1,25 e 43,75 golpes. O intervalo de K_c encontrado está de acordo com as propostas de Danziger (1982) – $K_c = 0,60$. Cordeiro (2004) apresenta K_c de 0,40, variando de 0,2 a 0,80 para estes mesmos dados e sem padronização de energia. No entanto, o pesquisador não especifica como os pares de furos SPT e CPT foram agrupados conforme posição em planta para obtenção de pares de dados $N_{SPT}-q_c$.

Castello e Polido (1994) citados por Moraes (2008) apresentam K_c variando de 0,7 a 1,0 para areias da GV-ES, intervalo maior que o proposto nesta pesquisa. Esta diferença pode ser atribuída à grande variabilidade da areia da região, ao tratamento estatístico empregado e à incerteza quanto à eficiência de energia e execução do SPT, como altura de queda, frequência de golpes e troca de operador.

A título de comparação com demais propostas da literatura, o coeficiente pode ser transformado para a eficiência de 60% do SPT segundo a Equação 2.2. Assim, o $K_{c,60} = 0,44$ é próximo ao coeficiente de Folque (1976) citado por Viana da Fonseca (1996), em que K_c varia de 0,4 a 0,45; Ajayi e Balogum (1988) *apud* Viana da Fonseca (1996): $K_c = 0,4$; Acka (2002) em que $K_c = 0,47$ e Mayne (2006), que $K_c = 0,438$. Vale ressaltar que a proposta de Acka (2002), particularmente, é para solos que apresentam forte cimentação, característica não encontrada para as areias da GV-ES.

A regressão potencial após a retirada dos *outliers* encontra-se na Equação 5.1, onde os resíduos puderam ser descritos com distribuição normal (valor-p = 0,18 para teste KS e 0,67 para teste SW). Nota-se que o expoente é superior às aproximações potenciais apresentadas na revisão bibliográfica deste trabalho. Ao transformar o N_{SPT} para a eficiência de 60%, a correlação passou a apresentar resíduos não normalizados (valor-p = 0,03 para teste KS).

$$q_c = 0,52 \cdot N_{75}^{1,02} \quad (5.1)$$

Já as regressões com intercepto encontram-se nas Equações 5.2 e 5.3, para dados sem tratamento e para a correção de 60% em N_{SPT} . Ambas possuem resíduos com distribuição normal e nota-se que o intercepto é próximo de zero e pode ser desprezado. Os coeficientes que multiplicam N_{SPT} são iguais aos encontrados por regressão sem intercepto.

$$q_c = 0,08 + 0,55 \cdot N_{75} \quad (5.2)$$

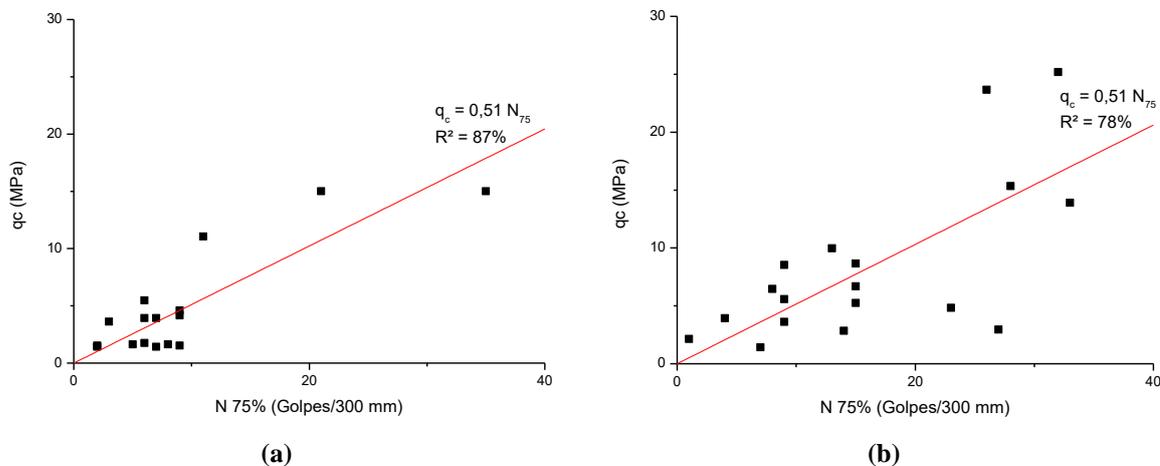
$$q_c = 0,08 + 0,44 \cdot N_{60} \quad (5.3)$$

Por fim, destaca-se aqui que a média aritmética é muito similar ao coeficiente encontrado por regressão linear. No entanto, a média desconsidera a análise dos resíduos, não sendo o melhor ajuste para os dados. Os demais resultados como o coeficiente de determinação, os valores críticos de cada teste de hipótese e as análises para a amostra com todos os dados – sem retirada dos *outliers* – pode ser encontrada no Apêndice B deste trabalho.

5.1.1.2 Influência do Sobreadensamento

A campanha de sondagem na área experimental foi realizada em duas etapas: a primeira com a investigação do terreno natural, e outra com o solo sobreadensado, obtida por meio da construção e retirada de um aterro de 4,0 metros de altura após 90 dias. Dividindo-se os dados em antes e após o aterro, e já feita a retirada dos *outliers*, os resultados apresentados na Figura 5.3 e Tabela 5.3 foram encontrados. Como os resíduos apresentaram distribuição normal e independência, os coeficientes são consistentes.

Figura 5.3 – Dispersão de dados entre SPT e CPT: Análise do sobreadensamento – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do Aterro



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Com relação à análise antes e após aterro, percebe-se que os coeficientes encontrados para a situação final e inicial são similares. Tal comportamento era esperado, uma vez que o sobreadensamento diminui o índice de vazios, aumentando o índice à penetração N_{SPT} e q_c . Ainda assim, pode-se concluir que o sobreadensamento não parece influenciar significativamente a correlação já que os coeficientes encontrados são próximos ao encontrado na análise geral. Vale lembrar que o SPT apresentou grande variabilidade horizontal e vertical para as situações inicial e final, conforme C_v e desvio padrão apresentados e discutidos no Capítulo 4 deste trabalho. Ou seja, não foi perceptível para este ensaio que o sobreadensamento do aterro provocou um aumento na resistência à penetração. Talvez o solo natural já fosse sobreadensado. Além disso, pouca variação foi notada no índice de penetração para o CPT antes e após o aterro, já que em ambas as análises o q_c foi obtido sob mesma faixa.

Tabela 5.3 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT: Influência do sobreadensamento – BD i.1

	Antes do Aterro	Depois do Aterro
K_c [MPa]	0,51	0,51
$K_{c,médio}$ [MPa]	0,53	0,52
n	17	18

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

5.1.1.3 Influência da Compacidade Relativa

A análise de K_c de acordo com as compacidades relativas da norma brasileira (Quadro 2.1) para este trabalho e para Souza *et al.* (2012), encontra-se na Tabela 5.4. Não se observa a tendência clara de que o aumento da compacidade relativa diminua o valor de K_c para areias da GV-ES como defendido por Souza *et al.* (2012). As diferenças encontradas entre os coeficientes

dentre estas propostas se dão devido à variabilidade e frequência dos valores de N_{SPT} . Caso os valores estejam mais próximos do limite superior ou inferior de cada intervalo, o coeficiente será enviesado. Ressalta-se, ainda, que os valores de Souza *et al.* (2012) foram obtidos a partir da substituição do N_{SPT} médio de cada intervalo proposto pela norma brasileira na Equação potencial 2.41, que por sua vez foi elaborada com a utilização de CPT elétrico, enquanto nesta pesquisa foi utilizado o CPT mecânico.

Tabela 5.4 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT. Análise da Compacidade Relativa – BD i.1

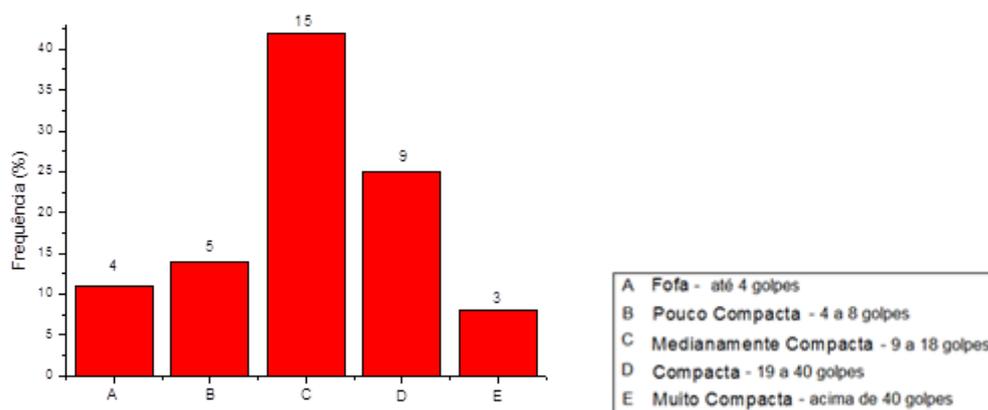
CR	Esta Pesquisa 75%	Esta Pesquisa 60%	Souza <i>et al.</i> (2012)
Fofa	1,02 ^(a)	0,84 ^(a)	0,79
Pouco Compacta	0,46	0,49 ^(a)	0,58
Medianamente Compacta	0,52	0,42	0,46
Compacta	0,53	0,44	0,36
Muito Compacta	-	0,43	< 0,34

(a) Amostras com menos de 8 dados, usar com cautela.

(b) Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.4 apresenta a frequência de dados para cada subgrupo de compacidade relativa em relação à amostra como um todo, que possui 36 pares de dados. Percebe-se a maior incidência de areias medianamente compactas e compactas. Para as areias fofas, pouco compactas e muito compactas a amostra é pequena (3 a 5 dados) e o coeficiente pode ser considerado como inconsistente.

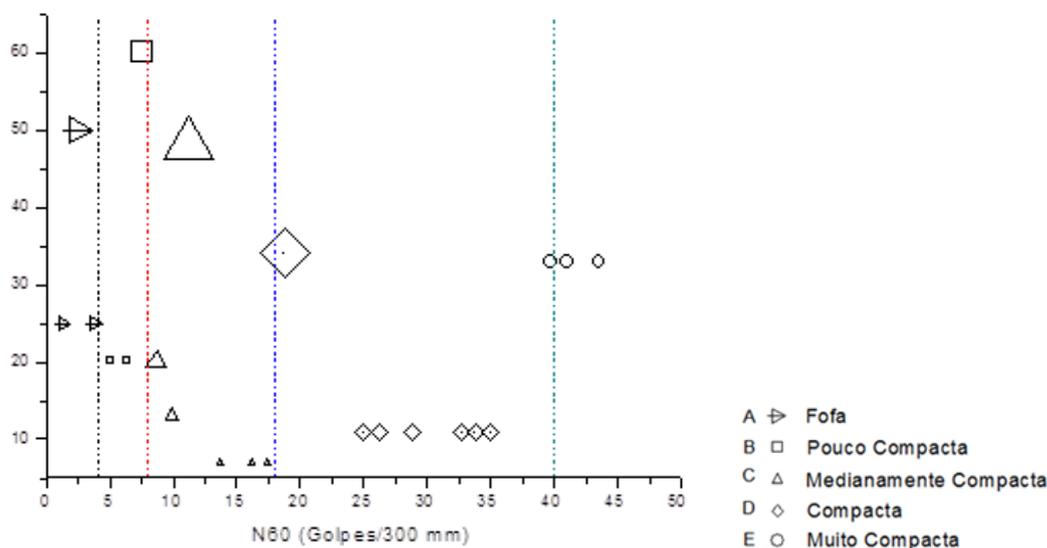
Figura 5.4 – Frequência de N_{60} para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.5 apresenta o gráfico de bolhas para a variabilidade dos valores de N_{60} do BD i.1 de acordo com cada intervalo de compacidade relativa da norma (categorias de A a E). Os tamanhos das bolhas (identificador dos pontos) são plotados de acordo com a frequência de N_{SPT} : bolhas de mesmo tamanho representam dados de mesma frequência e bolhas maiores representam os dados com maior frequência.

Figura 5.5 – Variação de N_{60} para cada intervalo de Compacidade Relativa – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Percebe-se que para as areias fofas, pouco compactas e muito compactas o pequeno tamanho da amostra acarreta em uma falta de representatividade de todos os valores de intervalo. Para a areia medianamente compacta percebe-se a falta de valores de N_{60} próximo ao valor de 10 golpes. Já para areia compacta, há uma maior incidência de N_{60} de 20 golpes, próximo ao limite inferior, o que explica porque o coeficiente encontrado é superior ao de Souza *et al.* (2012). Conclui-se que para se obter coeficientes mais consistentes, seria necessário um conjunto de dados mais representativo, que possua todos valores de N_{60} e seus respectivos q_c . As análises de normalidade realizadas estão apresentadas no Apêndice B.

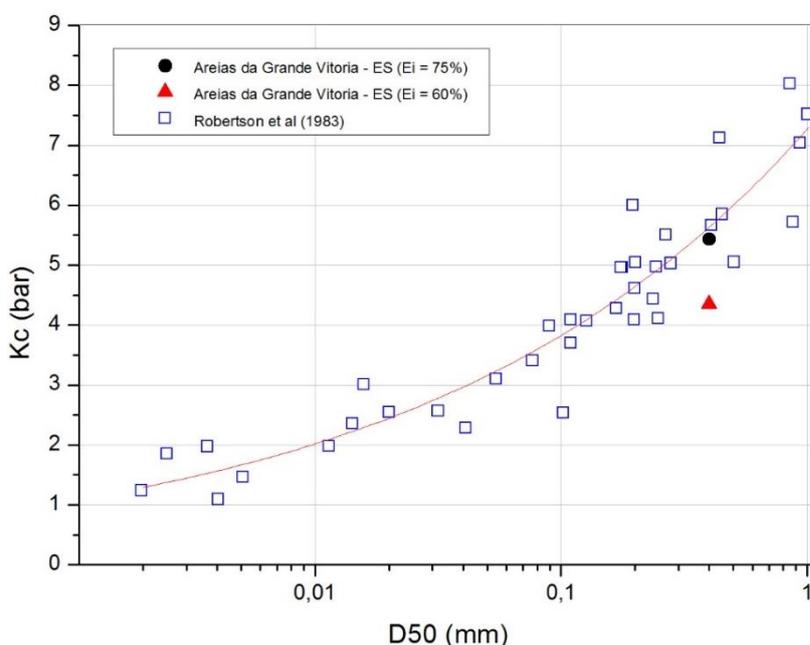
5.1.1.4 Influência do D_{50}

A consideração de que o D_{50} interfere na correlação entre os ensaios SPT e CPT foi primeiramente proposta por Robertson *et al.* (1983), com a avaliação de resultados experimentais de 18 pesquisadores e seus próprios dados (Fazenda McDonald e Tilbury Island, Canadá). Outros pesquisadores como Chin *et al.* (1988); Kulhawy e Mayne (1990) confirmam essa tendência, porém deixam claro a grande dispersão de resultados que existe quando se considera a influência de D_{50} nessas correlações.

Segundo Mitchel e Brandon (1998), citados por Souza *et al.* (2012), a interferência do D_{50} na correlação entre os ensaios não é a única influência que deve ser analisada, uma vez que leva a uma grande incerteza dos resultados e se constata um afastamento da proposta de Robertson *et al.* (1983) com a inserção de novos dados.

As areias finas a médias estudadas nesta pesquisa possuem D_{50} variando de aproximadamente 0,3 a 0,7 mm, sendo o diâmetro médio de 0,40 mm (desvio padrão de 0,1). A inserção deste $D_{50,médio}$ e os coeficientes K_c encontrados no item 5.1.1.1 à curva de Robertson *et al.* (1983) está ilustrada na Figura 5.6. Observa-se que há uma boa aproximação à curva, principalmente quando não há correção de eficiência da energia do ensaio SPT. Vale ressaltar que não há especificação quanto à eficiência do SPT nas demais pesquisas utilizadas por Robertson *et al.* (1983).

Figura 5.6 – Variação de K_c e D_{50} – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Com a substituição do $D_{50} = 0,4$ mm na fórmula de Kulhawy e Mayne (1990), apresentada na Equação 2.35, encontra-se $K_{c,60} = 0,43$, muito próximo ao 0,44 proposto nesta pesquisa. Apesar da boa aproximação, o uso das correlações com D_{50} são desvantajosas do ponto de vista de que não é possível obter diretamente o número de golpes ou q_c , já que existem um parâmetro a mais para sua obtenção (CHIN *et al.*, 1988). Ainda, ressalta-se que o diâmetro médio das partículas não é o parâmetro mais apropriado para se caracterizar um solo, visto que, como já dito, frações inferiores de material fino podem implicar num comportamento argiloso para o material. Essa desvantagem não é aplicável ao solo da GV-ES, uma vez que são areias limpas.

5.1.1.5 Influência do Percentual de Finos

Chin *et al.* (1988) e Kulhawy e Mayne (1990) defendem que o percentual de finos nos solos granulares é relevante, uma vez que o quociente q_c/N_{SPT} aumenta quando este percentual

diminui. Os pesquisadores apresentam correlações com este parâmetro e mencionam que o percentual de finos é mais fácil de se obter em relação ao D₅₀, já que corresponde ao que passa na peneira #200 (siltes e/ou argilas).

A areia desse estudo apresenta percentual de finos variando aproximadamente entre 0,3 e 3%, e fração média de 1,25 mm. Substituindo nas fórmulas dos pesquisadores citados (Equações 2.32 e 2.33), obtém-se os coeficientes da Tabela 5.5, em MPa. Percebe-se que há pouca variação de K_c para o percentual mínimo, médio e máximo. E que os obtidos pela fórmula de Kulhawy e Mayne (1990) são bem próximos ao obtido por regressão linear (K_{c,75} = 0,55 e K_{c,60} = 0,44). Já pela fórmula de Chin *et al.* (1988) o coeficiente encontrado é superior ao obtido na regressão.

Tabela 5.5 – Coeficientes K_c com a influência do percentual de finos – BD i.1

%finos	$\frac{q_c}{N_{SPT,55}} = 4,7 - 0,05 \times \%finos$ Chin et al (1988)			$\frac{(q_c/Pa)}{N_{SPT}} = 4,25 - \frac{\%finos}{41,3}$ Kulhawy e Mayne (1990)	
	K _{c,55%}	K _{c,60%}	K _{c,75%}	K _{c,60%}	K _{c,75%}
0,29	0,47	0,51	0,64	0,42	0,53
1,25	0,46	0,51	0,63	0,42	0,53
2,91	0,45	0,50	0,62	0,42	0,53

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Conclui-se que o percentual de finos das areias da GV – ES não exerce grande influência em K_c, devido ao teor de finos ser baixo, fazendo com que o solo se comporte como areia em que o contato é feito grão a grão.

5.1.1.6 Outras Influências

O Quadro 5.1 apresenta propostas de K_c para solos residuais, onde percebe-se que os valores apresentam grande variabilidade. Ao se comparar estes valores com o coeficiente K_c = 0,41, válido para as areias superficiais da GV – ES que possuem origem sedimentar eólica, conclui-se que a formação não parece ser parâmetro significativa na correlação entre SPT e CPT, pois as propostas similares.

Quadro 5.1 – K_c para solos residuais

Referência	K _c [MPa]	Observação
Sandroni (1985) <i>apud</i> Viana da Fonseca (1996)	0,3 a 0,78	Solos residuais brasileiros
Ahayi e Balogum (1988) <i>apud</i> Viana da Fonseca (1996)	0,40	Solos saprolíticos e lateríticos tropicais
Viana da Fonseca (1996)	0,5 a 0,9	Solos Saprolíticos de Portugal

Já a consideração do atrito lateral também não parece influenciar a correlação, uma vez que a pesquisa de Danziger e Velloso (1995) citados por Danziger (1982) sugerem $K_c = (q_c + f_s)/N = 0,3$ a $0,4$ para areias finas a médias. O coeficiente é próximo ao encontrado nesta pesquisa, que desconsidera o parâmetro. Lunne *et al.* (1997) sugerem que o f_s é um parâmetro menos confiável em comparação ao q_c , devido aos efeitos de poropressão no final da luva do equipamento, dimensões entre cone e luva, rugosidade da luva e calibração do aparelho.

5.1.2 Correlações entre SPT e DPL

Este item apresenta e discute as correlações encontradas para o ensaio SPT e DPL, cujas características dos equipamentos utilizados estão descritas no item 4.1. Chama-se atenção aqui para o fato do penetrômetro ser similar ao DPL, mas que não é o normalizado pela ISSMFE (1989), devido às diferenças na altura de queda do martelo recomendada pela norma e efetivamente utilizada em campo.

5.1.2.1 Geral

A análise de 51 dados obtidos pelas sondagens tipo SPT e DPL por regressão linear sem intercepto não apresentou K_d consistente, uma vez que os resíduos não apresentaram distribuição normal (valor-p do teste KS igual a 0,005). Por este motivo, o ajuste linear com intercepto e a regressão potencial foram testadas, conforme Equação 5.4 e 5.5, ambas validadas uma vez que os resíduos possuem distribuição normal (vide resultados dos testes de aderência no Apêndice B). As correlações foram obtidas para a profundidade de até 3,3 m e os q_d utilizados variaram de 0,38 a 3,61 MPa e o N_{SPT} de 2 a 23 golpes. Nas pesquisas mostradas no Capítulo 2 não foram encontradas propostas de correlações entre q_d do DPL e N_{SPT} , por este motivo não há outro trabalho que possa aqui ser comparado.

$$q_d = 1,73 + 0,01 \cdot N_{75} \quad (5.4)$$

$$q_d = 1,29 \cdot N_{75}^{0,16} \quad (5.5)$$

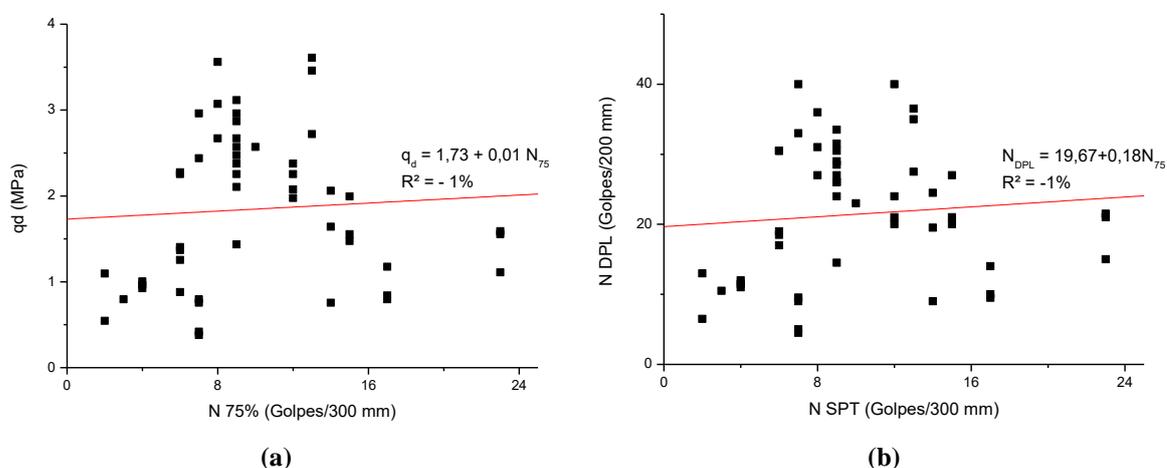
Uma vez que as correlações entre SPT e DPL apresentadas na literatura levam em conta o número de golpes de ambos os equipamentos, esta correlação também foi aqui explorada. Para a regressão linear sem intercepto a correlação não foi satisfatória, pois os resíduos não são normalizados, mesmo após a retirada dos *outliers* (valor-p do teste KS = 0,01). Já com a inserção do intercepto na equação da reta e para a regressão potencial, os resíduos apresentaram distribuição normal. Apresentam-se, assim, as Equações 5.6 e 5.7 para correlacionar o número de golpes do SPT e do DPL de Cordeiro (2004).

$$N_{DPL} = 19,67 + 0,18 \cdot N_{75} \tag{5.6}$$

$$N_{DPL} = 14,16 \cdot N_{75}^{0,18} \tag{5.7}$$

Os coeficientes *a* e *b* da regressão linear da Equação 5.6 encontrados nesta pesquisa não são comparáveis às propostas apresentadas no Quadro 2.31, uma vez que são equipamentos e solos diferentes. As tabelas com os resultados dos testes de aderência realizados encontram-se no Apêndice B deste trabalho. A Figura 5.7 apresenta os gráficos de dispersão para as correlações com intercepto com *q_d* e *N_{DPL}*, é perceptível que os coeficientes de determinação *R*² são muito baixos, mas ressalta-se que este não foi um parâmetro decisivo para rejeitar as correlações.

Figura 5.7 – Dispersão de dados entre SPT e DPL: Análise Geral– BD i.1: (a) *q_d* (b) *N_{DPL}*

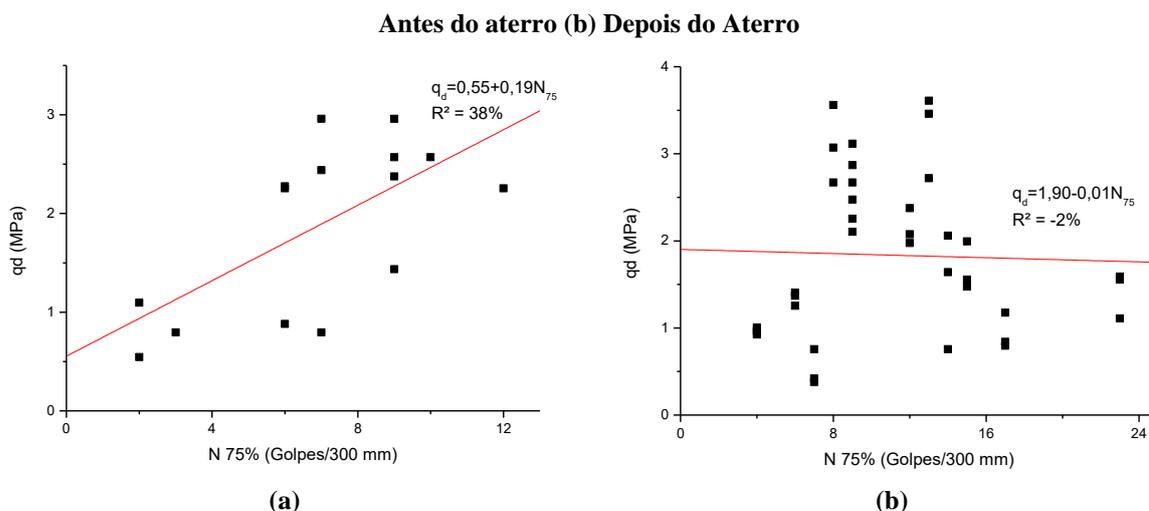


Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

5.1.2.2 Influência do Sobreadensamento

A influência do sobreadensamento, obtido pelo carregamento e posterior descarregamento do solo, é analisada pela elaboração de correlações para sondagens realizadas na fase inicial da obra e para o final da obra, após a execução e retirada do aterro. Para antes do aterro, encontrou-se *K_d* = 0,26, válido por apresentar resíduos normalizados. Já para a situação após o aterro *K_d* = 0,13, mas não apresentou resultado satisfatório para o teste KS e, portanto, os resíduos não podem ser descritos com distribuição normal e este coeficiente pode estar enviesado.

Figura 5.8 – Dispersão de dados entre SPT e DPL: Análise do sobreadensamento com q_d – BD i.1: (a)



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

As Equações 5.8 e 5.9 mostram as correlações dos dados apresentados na Figura 5.10 para antes e depois do aterro, respectivamente, para regressão com intercepto. Mesmo com R^2 baixos os resíduos puderam ser descritos com distribuição normal, o que evidencia que o R^2 não é o melhor parâmetro para avaliação da correlação. O coeficiente da regressão que multiplica N_{SPT} para a situação pós aterro é inconsistente, pois a medida que o número de golpes aumenta, também deve ser crescente a resistência à penetração e, conseqüentemente, aumentar q_d . Logo, as correlações aqui apresentadas são apenas aproximações lineares dos dados coletados, mas não devem ser usadas.

$$q_d = 0,55 + 0,19 \cdot N_{75} \tag{5.8}$$

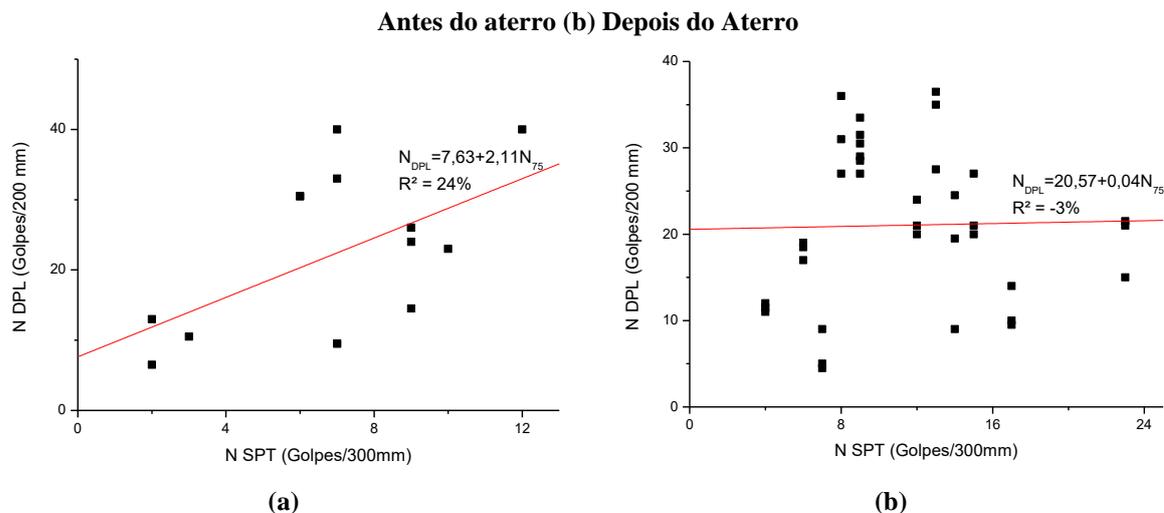
$$q_d = 1,90 - 0,01 \cdot N_{75} \tag{5.9}$$

A correlação entre número de golpes de ambos os ensaios apresentou mesmo comportamento que entre q_d e N_{SPT} : antes do aterro pode-se assumir a razão entre golpes do DPL e do SPT (K'_d) é de 3,05 com resíduos normalizados; mas depois do aterro os resíduos não apresentam distribuição normal. Logo, o quociente encontrado de 1,54 não pode ser validado (valor-p = 0,03 no teste KS). Ao analisar os dados com o intercepto b da regressão linear, os resíduos apresentaram distribuição normal em ambas as situações, plotadas na Figura 5.11. As equações 5.10 e 5.11 apresentam as regressões para situações antes e depois do aterro, respectivamente.

$$N_{DPL} = 7,63 + 2,11 \cdot N_{75} \tag{5.10}$$

$$N_{DPL} = 20,57 + 0,04 \cdot N_{75} \tag{5.11}$$

Figura 5.9 – Dispersão de dados entre SPT e DPL: Análise do sobreadensamento com N_{DPL} – BD i.1: (a)



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

O sobreadensamento do solo diminui a compressibilidade do solo, acarretando em um aumento da resistência à penetração. Logo, é de se esperar que o índice à penetração seja superior para solos sobreadensados. Como essa influência é obtida para q_c e N_{SPT} , o K_c não deve apresentar modificações para a condição sobreadensada ou normalmente adensada. Pelas propostas aqui apresentadas, percebe-se que o N_{DPL} será superior para a situação sobreadensada apenas até 6 golpes do SPT e após este limite o N_{DPL} da regressão para a areia normalmente adensada supera a sobreadensada. Logo, sugere-se que estudos mais amplos sejam realizados sobre a influência do sobreadensamento na correlação entre SPT e DPL.

5.1.2.3 Influência da Compacidade Relativa

Separando os pares de dados de acordo com os intervalos de compacidade relativa (Quadro 2.1) e refazendo as regressões lineares, obtém-se os resultados da Tabela 5.6. Observa-se que K_d diminui a medida que se aumenta a compacidade relativa. No entanto, as amostras de areias fofas e compactas são pequenas (3 a 6 dados), e devem ser utilizadas com cautela. E o coeficiente encontrado para areia medianamente compacta não possui resíduos normalizados. A frequência de dados para cada subgrupo de compacidade relativa encontra-se na Figura 5.10.

Tabela 5.6 – Resumo de Resultados entre SPT e DPL. Análise da Compacidade Relativa – BD i.1

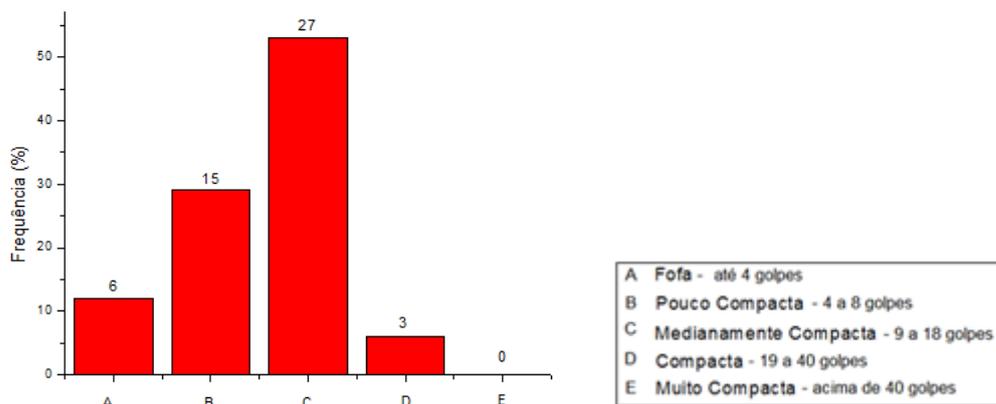
CR	Esta Pesquisa 75%
Fofa	0,26 ^(a)
Pouco Compacta	0,26
Medianamente Compacta	0,16 ^(b)
Compacta	0,06 ^(a)

(a) Amostras com menos de 8 dados, usar com cautela.

(b) Resíduos não normais.

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

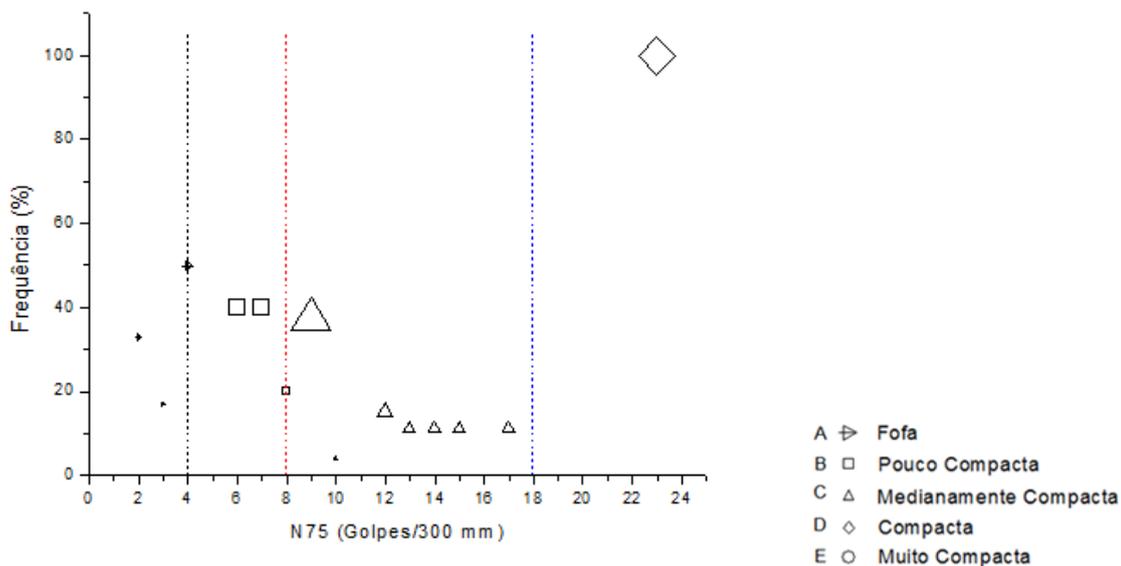
Figura 5.10 – Frequência de N₇₅ para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.11 mostra a distribuição de N₇₅ os dados coletados de acordo com cada faixa de compacidade relativa sugerida pela norma brasileira. A baixa incidência de dados para areias fofas e compactas deve ser levada em consideração antes de se utilizar os coeficientes sugeridos na Tabela 5.6. A amostra para areia pouco compacta e medianamente compacta são mais representativas, mas ainda assim alguns valores dos intervalos são ausentes no conjunto, o que pode tornar os coeficientes tendenciosos.

Figura 5.11 – Variação de N₇₅ para cada intervalo de Compacidade Relativa – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

5.1.3 Correlações entre DPL e CPT

Este item apresenta e discute as correlações encontradas para o ensaio CPT e DPL, cujas características dos equipamentos utilizados estão descritas no item 4.1. Uma vez que o q_c foi dado por leituras a cada 25 cm e o q_d foi dado a partir de número de golpes a cada 20 cm, este trabalho explora duas compatibilizações de leituras: média a cada metro ensaiado; e média das leituras intermediárias do DPL para se equiparar ao do CPT, conforme Figura 3.1 do Capítulo de Metodologia.

5.1.3.1 Geral

A Tabela 5.7 apresenta os resultados das regressões encontradas para as duas formas de tratamento dos dados e para as regressões com a resistência de ponta q_d (MPa) e com o N_{DPL} (Golpes/200 mm). As correlações assinaladas como (a) não possuem resíduos normalizados e portanto não são válidas. As assinaladas como (b) não apresentaram resultado satisfatório pelo teste KS, mas notou-se que para amostras muito grandes (superior a 100 dados) este resultado em geral tende a não aceitar a normalidade.

Tabela 5.7 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise Geral com q_d – BD i.1

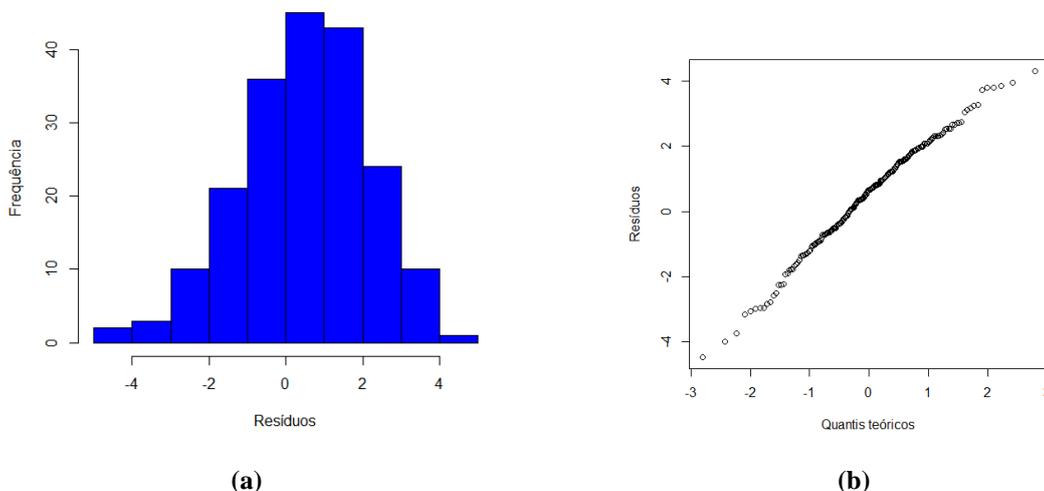
Regressões com q_d	
Leitura por Metro	Leitura a cada 25 cm
2,34 ^(a)	2,25 ^(b)
$q_c = 1,94 + 1,56 q_d$	$q_c = 1,67 + 1,72 q_d$ ^(b)
$q_c = 3,32 q_d^{0,65}$	$q_c = 3,45 q_d^{0,63}$ ^(a)

(a) Resíduos não normais; (b) Resíduos não normais por KS, mas aceitar a distribuição pelas demais análises

(b) Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Nestes casos, como o teste SW deu a favor da normalidade (valor-p = 0,16), o histograma e o gráfico de probabilidade normal são satisfatórios (Figura 5.12), pode-se aceitar essas correlações com cautela. As demais análises de normalidade são apresentadas no Apêndice B deste trabalho.

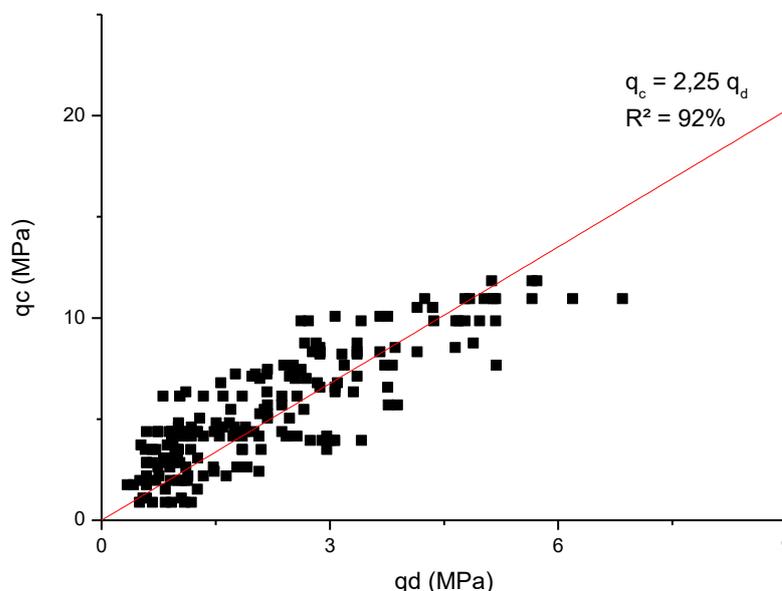
Figura 5.12 – Avaliação dos Resíduos de Resultados entre DPL e CPT a cada 25 cm: Análise Geral com q_d (Dados Filtrados) – BD i.1: (a) Histograma; (b) Plotagem de Probabilidade Normal



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Analisando as duas formas de agrupamento dos dados, pode-se observar que não há grande discrepância entre as correlações encontradas, o que sugere que as duas compatibilizações de leitura sejam válidas. Os dados estão plotados no gráfico de dispersão da Figura 5.13, onde q_d variaram de 0,34 a 6,84 MPa e o de q_c de 0,88 a 11,83 MPa. As correlações foram obtidas até a profundidade de 4,0 m e o R^2 pode ser classificado como forte.

Figura 5.13 – Dispersão de dados entre DPL e CPT a cada 25 cm: Análise geral com q_d – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

O K_e de 2,25 encontrado para regressão sem intercepto sugere que não há a equivalência entre este parâmetro e o q_c , o que diverge de Waschowski (1983). Viana da Fonseca (1996) sugeriu que esta correlação ($q_d = q_c$) é válida apenas para solos homogêneos. Este coeficiente

de 2,25 é próximo ao limite superior das propostas de Gadeikis *et al.* (2010) onde K_e varia de 1,3 a 2,5 para o DPSH; e de Czado e Pietras (2012) onde o coeficiente varia de 0,50 a 2,3 para o DPH. Aqui se evidencia a vantagem do uso de q_d no lugar do número de golpes. Apesar de diferentes energias usadas nos equipamentos, os resultados são comparáveis.

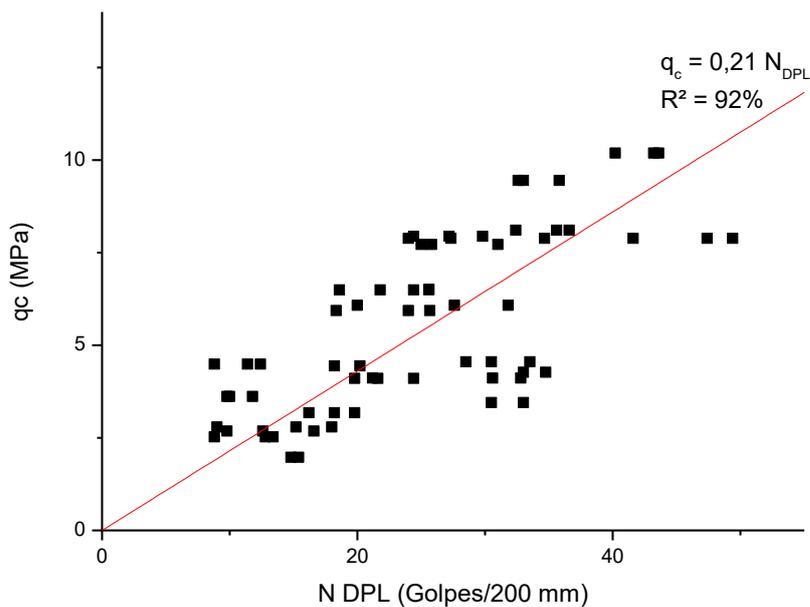
A Tabela 5.8 e a Figura 5.14 apresenta as correlações entre N_{DPL} e q_c . Uma vez que a altura de queda utilizada é diferente da recomendada pela ISSMFE (1989), não é possível comparar os resultados encontrados com aqueles presentes na literatura.

Tabela 5.8 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise Geral com N_{DPL} – BD i.1

Regressões com N_{DPL}	
Leitura por Metro	Leitura a cada 25 cm
0,21	0,23 ^(a)
$q_c = 1,57 + 0,16 N_{DPL}$	$q_c = 1,28 + 0,19 q_d^{(a)}$
$q_c = 0,60 N_{DPL}^{0,69}$	$q_c = 0,67 q_d^{0,69 (a)}$

(a) Resíduos não normais por KS, mas aceitar a distribuição pelas demais análises
 Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Figura 5.14 – Dispersão de dados entre DPL e CPT, média do metro: Análise geral com N_{DPL} – BD i.1



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

5.1.3.2 Influência do Sobreadensamento

Os resultados encontrados para a situação antes e após o aterro estão presentes na Tabela 5.9 e Tabela 5.10. As regressões com intercepto e potenciais não foram exploradas no caso da média do metro com q_d , pois a normalidade de resíduos foi obtida para a correlação sem intercepto. Novamente, percebe-se que não há grande variação para as duas compatibilidades

de leitura exploradas (média do metro ou leitura a cada 25 cm), pois os coeficientes encontrados são muito próximos.

Tabela 5.9 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise do sobreadensamento com q_d – BD i.1

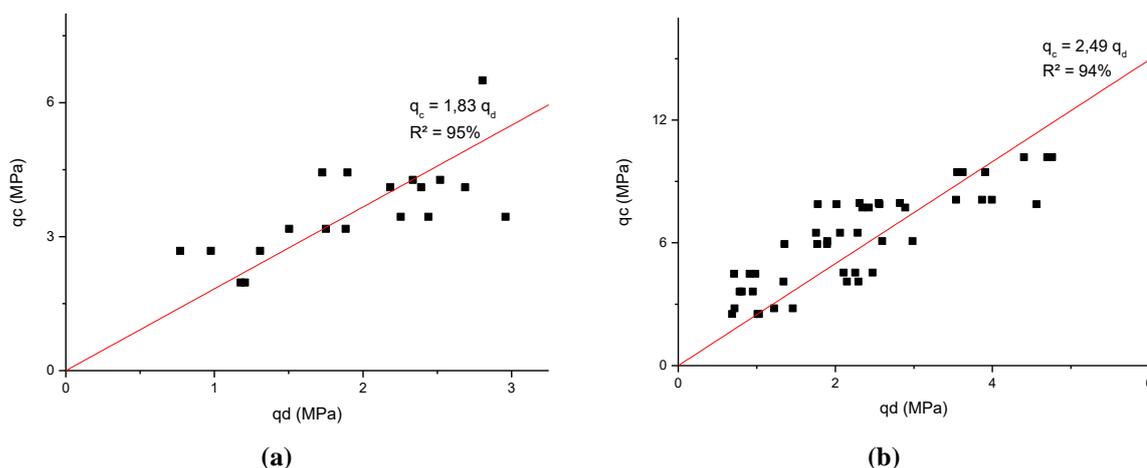
Leitura por Metro		Leitura a cada 25 cm	
Antes	Depois	Antes	Depois
1,83	2,49	1,80	2,37 ^(a)
		$q_c = 1,05 + 1,35 q_d$	$q_c = 2,49 + 1,63 q_d$ ^(a)
		$q_c = 2,40 q_d^{0,68}$	$q_c = 4,06 q_d^{0,58}$ ^(a)

(a) Resíduos não normais por KS, mas aceitar a distribuição pelas demais análises

(b) Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.15 apresenta a dispersão dos pares q_d x q_c para as situações antes e após o aterro. Ambos R^2 podem ser considerados como fortes.

Figura 5.15 – Dispersão de dados entre DPL e CPT, média do metro: Análise do sobreadensamento com q_d – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do aterro



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Como dito anteriormente, espera-se que o sobreadensamento do solo provoque num aumento do K_e , pois há um aumento na resistência à penetração. Tal tendência é observada pelo valor superior de K_e para a situação após a densificação do solo para todas as aproximações (linear sem intercepto, com intercepto e potencial). O sobreadensamento como parâmetro interveniente nas correlações foi sugerido por Mayne (2006). No entanto, vale ressaltar, que não se encontrou na publicação de Cordeiro (2004) nenhuma comprovação de que a areia era originalmente normalmente adensada.

A mesma tendência de que o sobreadensamento provoque aumento do coeficiente de correlação pode ser observada para correlações entre N_{DPL} e q_c , apresentadas na Tabela 5.10 e na Figura 5.16. Do mesmo modo que a análise com q_d , não há grande variação para as duas compatibilizações de leituras de N_{DPL} .

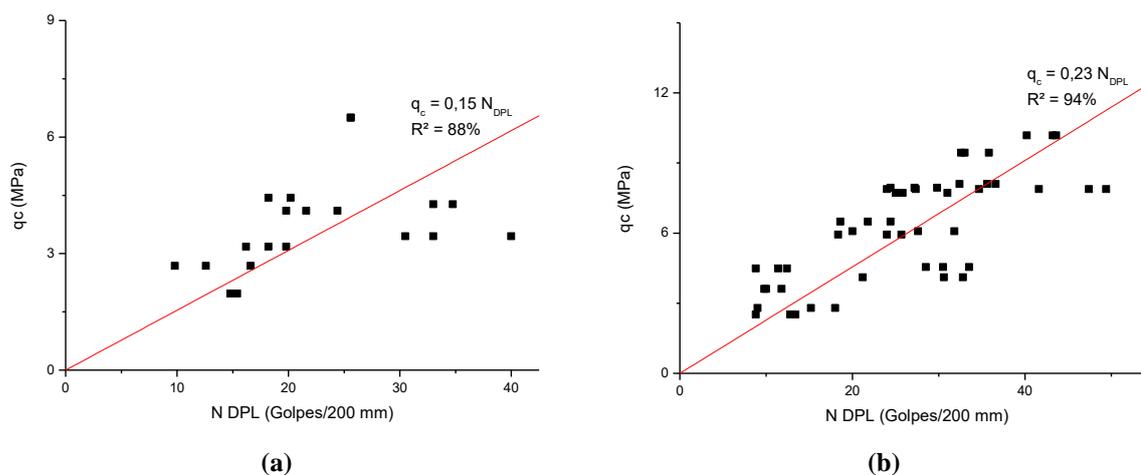
Tabela 5.10 – Resumo de Resultados entre DPL e CPT. Análise do sobreadensamento com N_{DPL} – BD i.1

Leitura por Metro		Leitura a cada 25 cm	
Antes	Depois	Antes	Depois
0,15	0,23	0,17	0,25 ^(a)
$q_c = 2,37 + 0,05 N_{DPL}$	$q_c = 2,04 + 0,16 N_{DPL}$	$q_c = 1,15 + 0,12 q_d$	$q_c = 2,27 + 0,18 q_d$ ^(a)
$q_c = 1,20 N_{DPL}^{0,36}$	$q_c = 0,78 N_{DPL}^{0,65}$	$q_c = 0,52 q_d^{0,65}$	$q_c = 1,03 q_d^{0,49}$ ^(a)

(a) Resíduos não normais por KS, mas aceitar a distribuição pelas demais análises

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

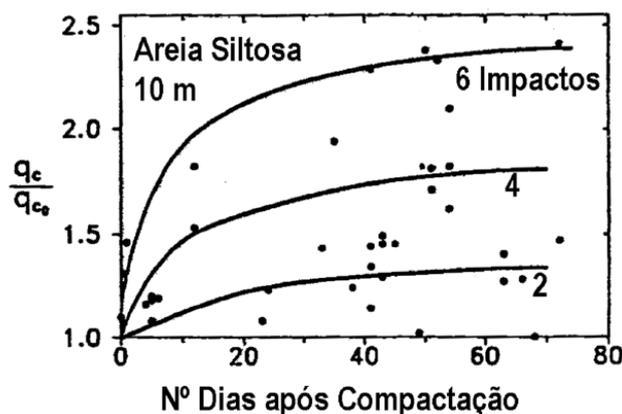
Figura 5.16 – Dispersão de dados entre DPL e CPT, média do metro: Análise do sobreadensamento com N_{DPL} – BD i.1: (a) Antes do aterro (b) Depois do aterro



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Schmertmann (1991) citado por Castello (2015) sugere que para uma camada de areias siltosas de 10 metros, q_c/q_{c0} pode variar de acordo com a Figura 5.17, onde q_{c0} é a resistência obtida antes da compactação dinâmica, q_c após a compactação e impactos representa o número de vezes que se passou compactando o solo. No trabalho de Cordeiro (2004) não há informação sobre a execução da compactação do aterro, mas sabe-se que o intervalo de tempo entre as sondagens antes e após o aterro foi de 90 dias.

Figura 5.17 – Aumento da Resistência à Penetração após Densificação



Fonte: Schmertmann, 1991 *apud* Castello 2015

Considerando que os índices de penetração para os ensaios de DPL e CPT variam da mesma forma para antes e após o aterro, obtém-se $K_e/K_{e,0} = 2,37/1,80 = 1,32$ ou $K_e/K_{e,0} = 2,49/1,83 = 1,36$, e $K'_e/K'_{e,0} = 0,25/0,17 = 1,47$ ou $K'_e/K'_{e,0} = 0,23/0,15 = 1,53$. Ou seja, considerando-se a correlação com o número de golpes do DPL, a variação de K'_e da situação sobreadensada em relação à normalmente adensada pode chegar a 50%.

5.2 Resultados para Dados do BD i.2 - (GV-ES)

Este item apresenta os resultados obtidos para as Obras 1, 2 e 3 localizadas na GV – ES, conforme descrito no Capítulo 4. Foi possível analisar apenas a influência da compactidade relativa e fazer um comparativo com os demais equipamentos de penetração dinâmica.

5.2.1 Geral

A análise geral consiste no estudo das obras 1, 2 e 3 separadamente e, posteriormente sua análise como um todo, onde foram realizadas sondagens do tipo SPT e DP com equipamento DPSH e diferentes alturas de queda. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.11 e Figura 5.18, as demais análises estão presentes no Apêndice C.

Tabela 5.11 – Resumo de Resultados entre DPSH e SPT. Análise Geral com q_d – BD i.2

Obra 1	Obra 2	Obra 3	Obras 1 e 2
0,46	0,45	0,52 ^(a)	0,49 ^(a)
$q_d = 0,71 + 0,41 N_{75}$	$q_d = 0,57 + 0,39 N_{75}$	$q_d = 0,48 + 0,47 N_{75}$ ^(a)	$q_d = -0,44 + 0,55 N_{75}$ ^(a)
$q_d = 0,61 N_{75}^{0,90}$	$q_d = 0,61 N_{75}^{0,86}$	$q_d = 0,63 N_{75}^{0,92}$ ^(a)	$q_d = 0,34 N_{75}^{1,15}$ ^(a)

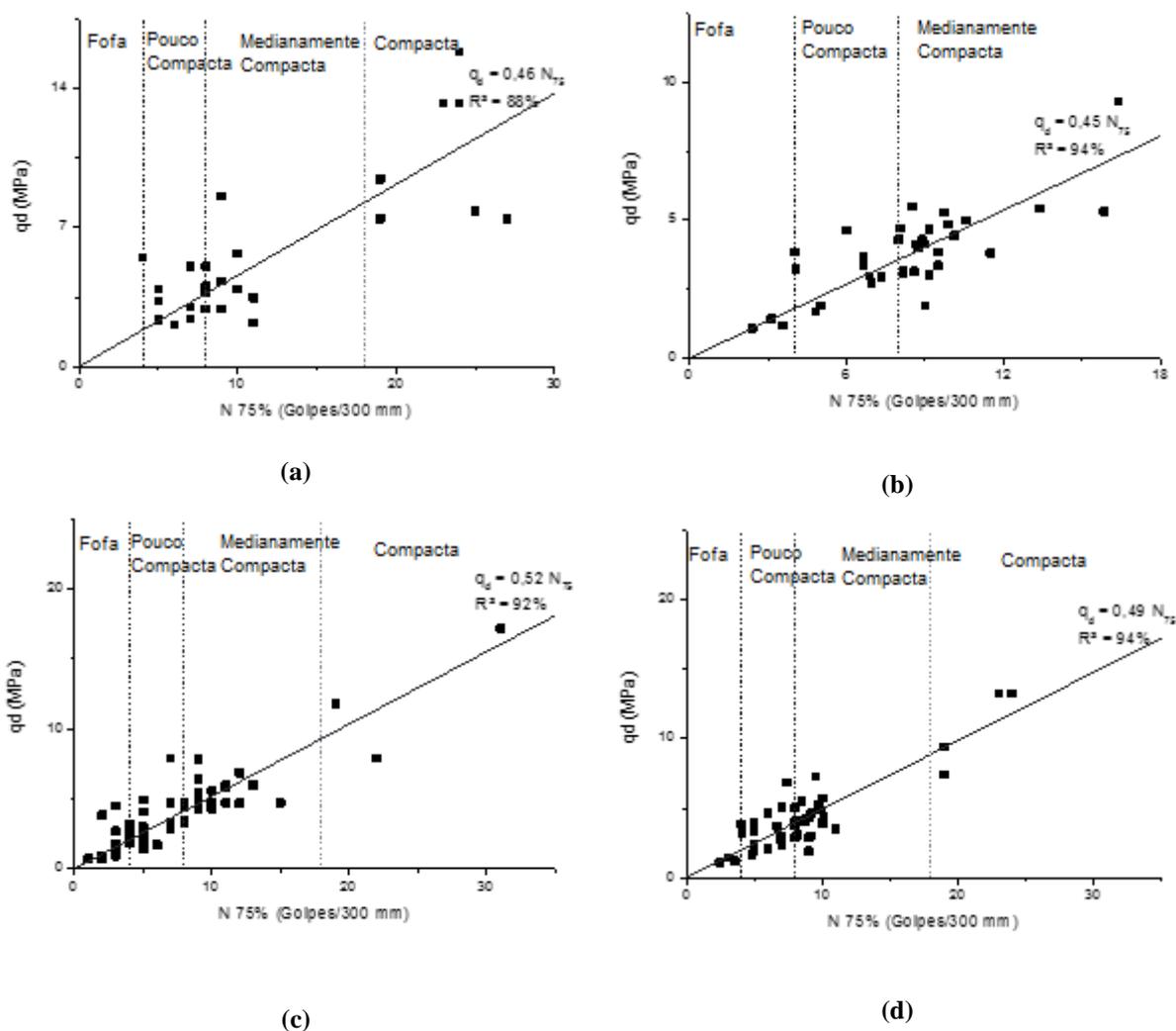
(a) Resíduos não normais
 Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

As correlações foram obtidas para dados de profundidade até 4,3 m, q_d apresentou variação de 2,1 a 15,9 MPa e o N_{SPT} de 4 a 27 golpes para a Obra 1. Para a Obra 2 q_d variou de 1,08 a 9,32 MPa e o N_{SPT} variou de 2,4 a 16,4 golpes. As linhas verticais da Figura 5.18 separam os dados de acordo com a compactidade prevista na ABNT NBR 6484:2001, onde nota-se que há uma maior dispersão para a Obra 1, mas vale lembrar que todos os dados estão contidos no intervalo de 95% de confiança.

Os coeficientes para a regressão sem intercepto encontrados para a análise parcial (para cada obra) são similares aos apresentados por Moraes (2008) e citados na revisão bibliográfica deste trabalho. No entanto, uma vez que para a Obra 3 os resíduos não possuem distribuição normal, o coeficiente não pode ser validado. Por este motivo, os dados dessa obra não foram inseridos na análise global. Ainda assim, o agrupamento das obras 1 e 2 não retornou resultados

satisfatórios, pois os resíduos não são normalizados (vide resultados no Apêndice C). Logo, conclui-se que os dados não devem ser agrupados para todas as obras realizadas, devendo-se elaborar correlações locais, ou que há algum parâmetro explicativo não sendo considerado na regressão linear. Os coeficientes de determinação R^2 encontrados nas quatro análises são considerados como fortes segundo Jarushi *et al.* (2015).

Figura 5.18 – Dispersão de dados entre DPSH e SPT: Análise Geral com q_d – BD i.2: (a) Obra 1 (b) Obra 2 (c) Obra 3 (d) Obras 1 e 2



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

As correlações foram obtidas para dados de profundidade até 4,3 m, q_d apresentou variação de 2,1 a 15,9 MPa e o N_{SPT} de 4 a 27 golpes para a Obra 1. Para a Obra 2 q_d variou de 1,08 a 9,32 MPa e o N_{SPT} variou de 2,4 a 16,4 golpes. As linhas verticais da Figura 5.18 separam os dados de acordo com a compactação prevista na ABNT NBR 6484:2001, onde nota-se que há uma maior dispersão para a Obra 1 e areias compactas, mas vale lembrar que todos os dados estão contidos no intervalo de 95% de confiança.

Assim como realizado para o BD i.1, elaboraram-se correlações com os números de golpes de ambos ensaios SPT e DP. Para a conversão de q_d para N_{DPSH} utilizou-se a Equação 2.5 e as características do equipamento de cada obra conforme descrito no Capítulo 4. Os resultados encontrados estão presentes na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Resumo de Resultados entre DPSH e SPT. Análise Geral com N_{SPSH} – BD i.2

Obra 1	Obra 2	Obra 3	Obras 1 e 2
0,79	0,93	0,48 ^(a)	0,82 ^(a)
$N_{DPSH} = 1,52 + 0,64 N_{75}$ $N_{DPSH} = 1,11 N_{75}^{0,85}$	$N_{DPSH} = 0,28 + 0,89 N_{75}$ $N_{DPSH} = 1,04 N_{75}^{0,95}$	$N_{DPSH} = 0,69 + 0,42 N_{75}^{(a)}$ $N_{DPSH} = 0,69 N_{75}^{0,86 (a)}$	$N_{DPSH} = 1,10 + 0,73 N_{75}$ $N_{DPSH} = 1,06 N_{75}^{0,90}$

(a) Resíduos não normais

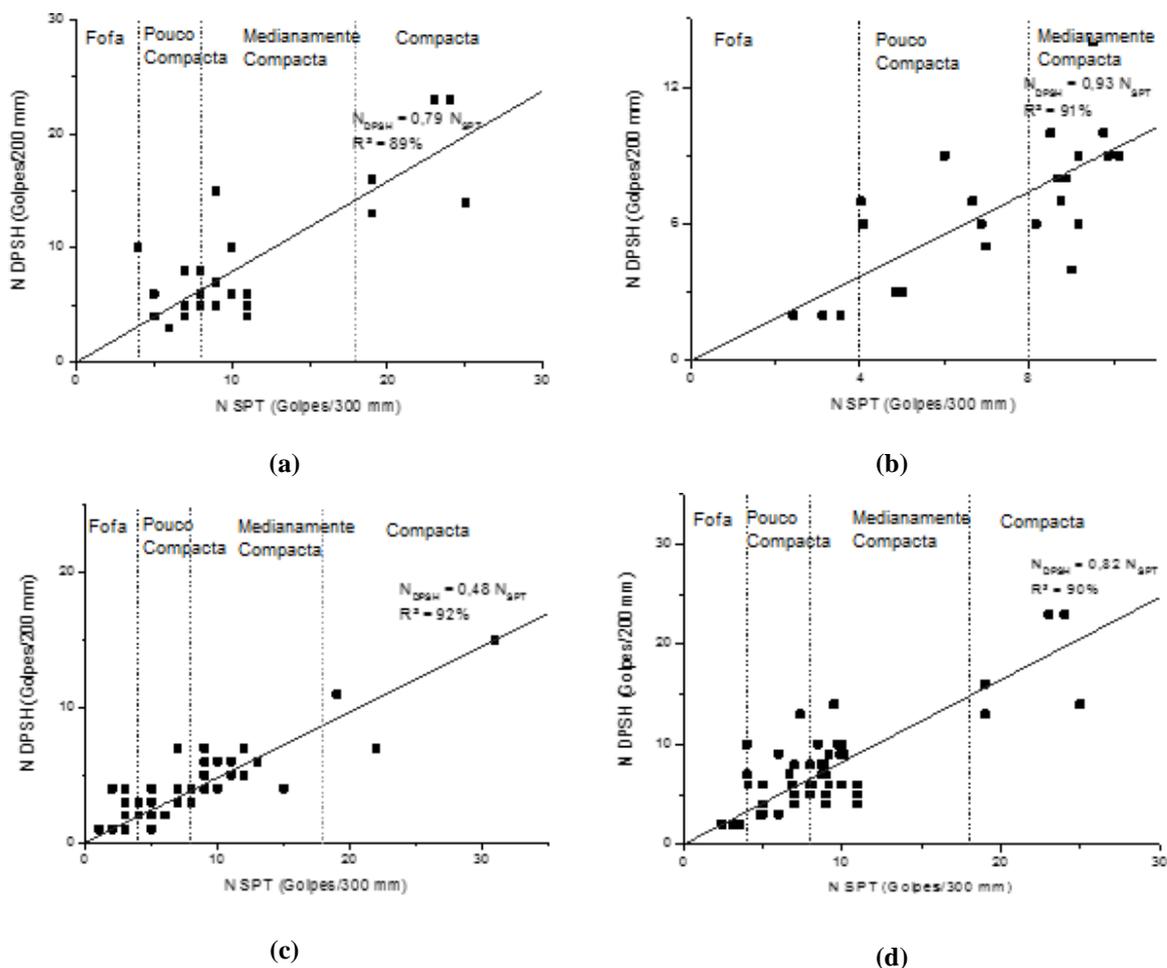
Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Do apresentado, percebe-se um mesmo comportamento de não normalidade dos resíduos para a Obra 3. Talvez naquele local tenha havido falha de execução do ensaio, como contagem indevida dos golpes. Para as análises parciais, observa-se que houve um distanciamento das correlações obtidas para a Obra 1 e Obra 2, sendo a análise geral (Obras 1 e 2) intermediária das duas.

A Figura 5.19 apresenta a dispersão de dados $N_{DPSH} \times N_{SPT}$ ($E_i = 75\%$), onde percebe-se que todos os R^2 são fortes, mesmo para as análises que não foram validadas por não respeitarem a condição da normalidade para os resíduos (Obra 3 e Obras 1 e 2). A partir da separação vertical de compacidade relativa, observa-se maior dispersão de dados para as Obras 1 e para Obra 2, que são as validadas na análise de resíduos.

Comparando os resultados validados da Tabela 5.12 com as correlações presentes na literatura, conclui-se que os coeficientes encontrados são superiores aos propostos por MacRobert *et al.* (2011). Tal fato pode ser atribuído à altura de queda do equipamento utilizado por estes pesquisadores, pois o DPSH-B mais se assemelha ao equipamento utilizado na Obra 3, com altura de queda de 75 cm. O penetrômetro utilizado nas Obras 1 e 2 possuem altura de queda de 45 e 40 cm, respectivamente. Logo, com menos energia potencial teórica, necessita de mais golpes para penetrar a mesma faixa de solo, aumentando o coeficiente.

Figura 5.19 – Dispersão de dados entre DPSH e SPT: Análise Geral com N_{DPSH} – BD i.2: (a) Obra 1 (b) Obra 2 (c) Obra 3 (d) Obras 1 e 2



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

5.2.2 Influência da Compacidade Relativa

A separação do BD i.2 de acordo com a compacidade relativa sugerida pela ABNT NBR 6484:2001 encontra-se resumida na Tabela 5.13. Os valores de q_d (MPa) variam de 2,1 a 15,9 e N_{SPT} de 4 a 27 golpes para a Obra 1, para a Obra 2 q_d varia de 1,08 a 9,32 MPa e os valores de N_{SPT} de 2 a 10 golpes. E, por fim, para a Obra 3 os valores de q_d variam de 0,65 a 22,55 MPa e N_{SPT} de 1 a 31 golpes.

Tabela 5.13 – Resumo de Resultados K_d entre SPT e DPSH. Análise da Compacidade Relativa – BD i.2

CR	Obra 1	Obra 2	Obra 3	Obras 1, 2 e 3
Fofa	1,38 ^(a)	0,40 ^(a)	0,59	0,56 ^(b)
Pouco Compacta	0,49	0,60	0,53 ^(b)	0,52 ^(b)
Medianamente Compacta	0,42	0,48	0,50	0,48
Compacta	0,32	-	0,52 ^(a)	0,49

(a) Amostras com menos de 8 dados, usar com cautela.

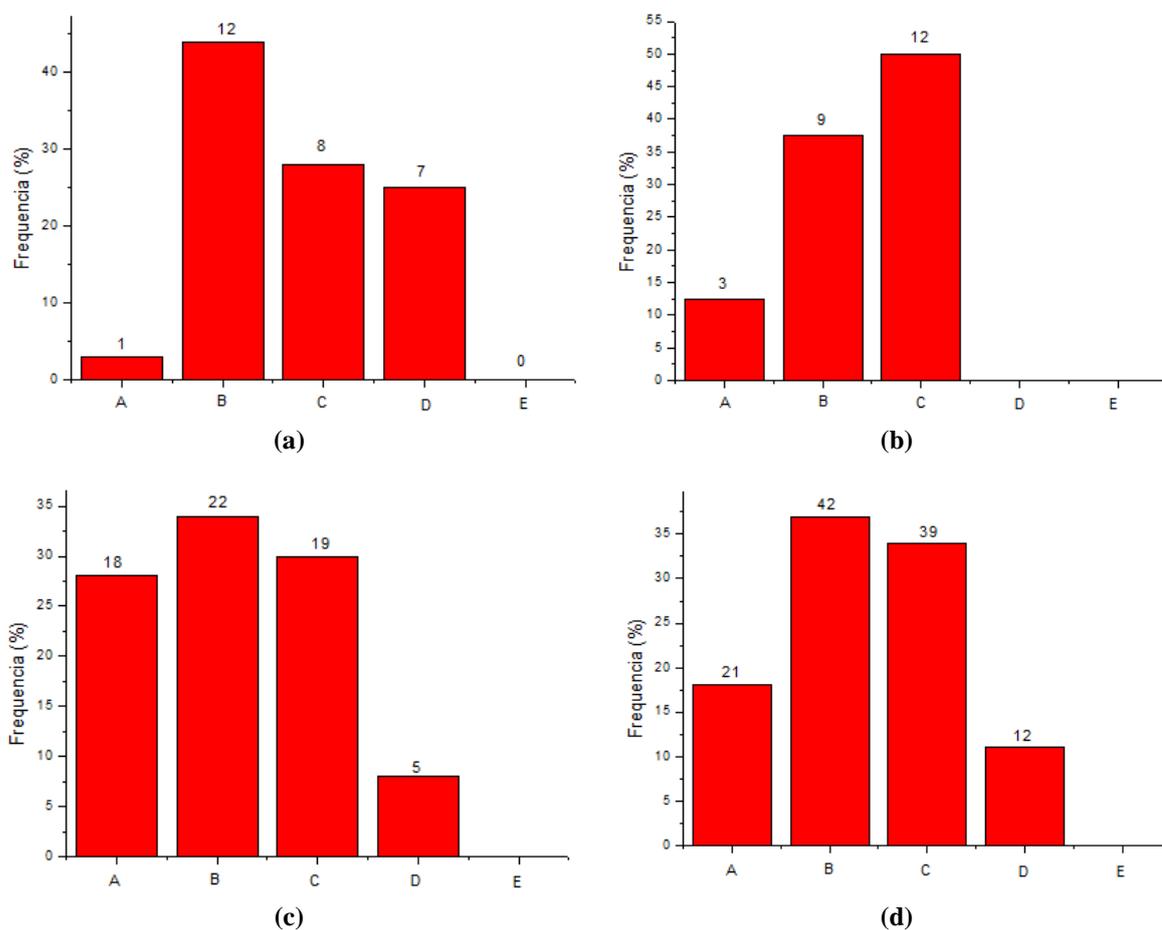
(b) Resíduos não normais.

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A tendência de que o aumento da compactação relativa diminua K_d é muito sutil. Tal comportamento pode ser explicado pelos valores de N_{75} disponíveis para análise. Vale observar que na Obra 3, que no item anterior apresentou resíduos não normalizados, apresentou normalidade para areia fofa e compacta. Ou seja, conclui-se que a separação dos dados de acordo com a compactação relativa atendeu à condição necessária de normalidade para o uso da regressão linear.

A Figura 5.20 apresenta a frequência de dados para cada subgrupo de compactação relativa da norma. Percebe-se que há uma melhor representatividade dos dados para a Obra 3 e para o agrupamento dos dados obtidos para os três casos de obra investigados nesta dissertação.

Figura 5.20 - Frequência de N_{75} para subgrupos de Compactação Relativa – BD i.2: (a) Obra 1; (b) Obra 2; (c) Obra 3; (d) Obras 1, 2 e 3



A	Fofa - até 4 golpes
B	Pouco Compacta - 4 a 8 golpes
C	Medianamente Compacta - 9 a 18 golpes
D	Compacta - 19 a 40 golpes
E	Muito Compacta - acima de 40 golpes

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

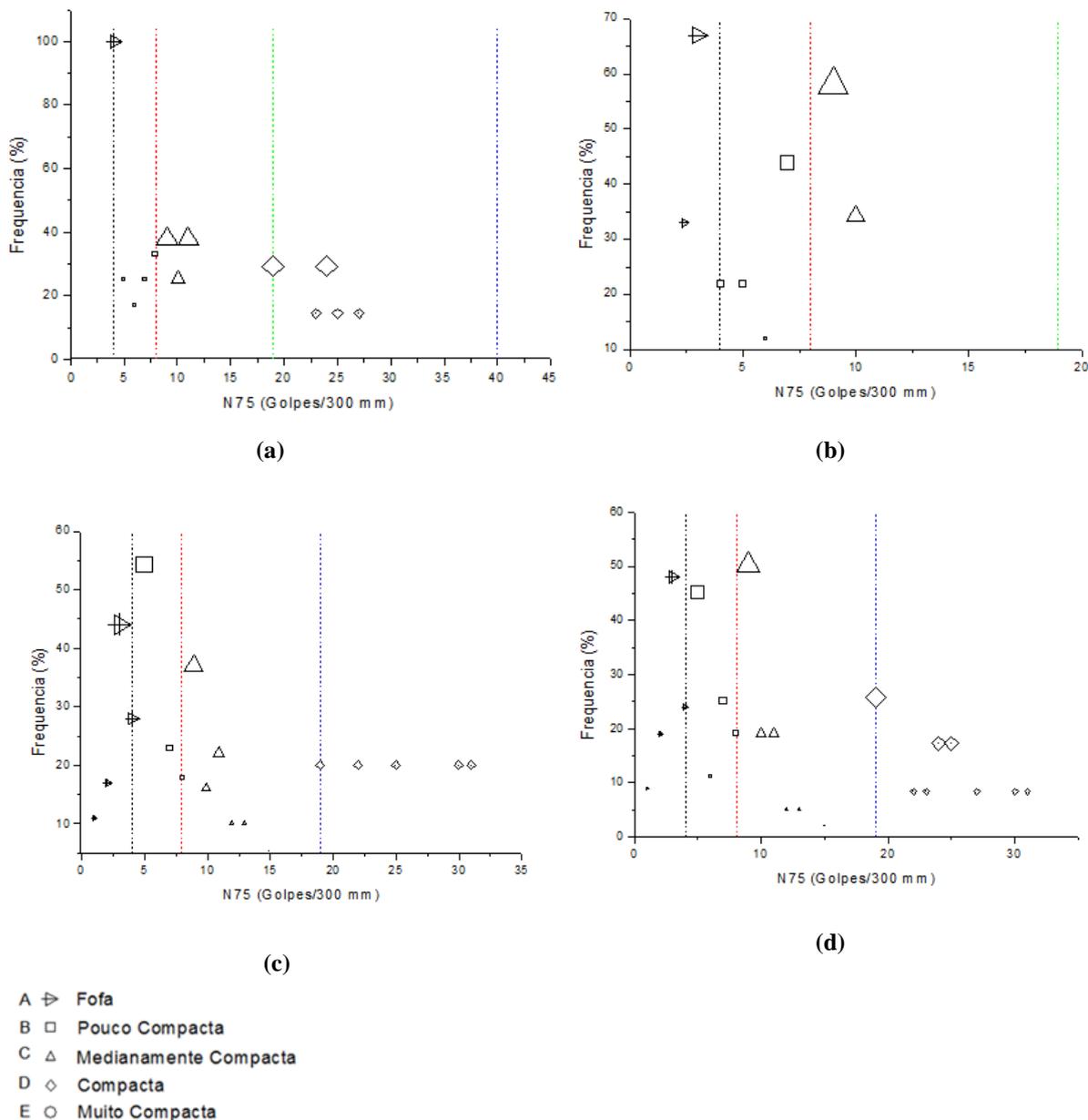
A Figura 5.21 mostra a distribuição de N_{75} de acordo com a compactidade relativa. Percebe-se que as amostras de areia fofa da Obra 1 e 2 são pequenas (até 3 dados), e portanto não são representativas. No caso da Obra 3 e o agrupamento das obras, as amostras de areia fofa são mais representativas, mas os resíduos não puderam ser descritos com distribuição normal.

Para a areia pouco compacta, observa-se que há valores representativos para a Obra 1. Para Obra 2 o N_{75} é mais próximo do limite superior, e na Obra 3, perto do limite inferior. Com o agrupamento destes valores, uma maior incidência de N_{75} é observada próximo ao limite inferior, fazendo com que o coeficiente encontrado seja alto. Neste último caso, os resíduos também não puderam ser descritos com distribuição normal. Logo, K_d pode ser considerado como inconsistente.

Nas amostras de areias medianamente compactas em todas as obras foram observados valores de N_{75} próximo ao limite inferior. Tal comportamento pode ter enviesado o coeficiente K_d encontrado, de forma que seja alto. Por fim, analisando as amostras de areias compactas, conclui-se que os números de golpes do SPT também estão próximos do limite inferior, aumentando o valor de K_d .

Uma amostra mais representativa, com todos os valores de N_{75} , se faz necessário para se encontrar coeficientes não tendenciosos. Os resultados dos testes de aderência estatística para estas análises encontram-se no Apêndice C deste trabalho.

Figura 5.21 – Variação de $(N_{75})_1$ para cada intervalo de Compacidade Relativa– BD i.2: (a) Obra 1; (b) Obra 2; (c) Obra 3; (d) Obras 1, 2 e 3



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

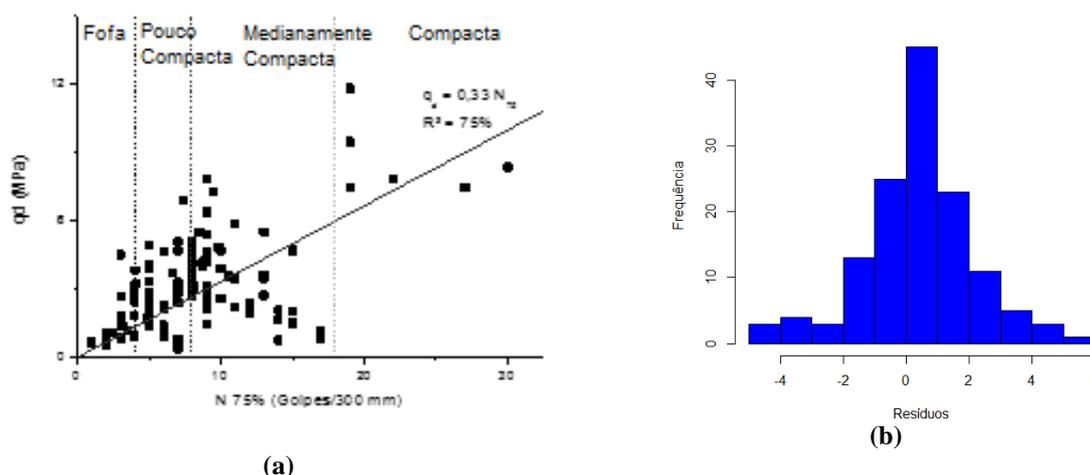
5.3 Resultados para Dados do BD i.3 - (GV-ES)

Este item apresenta os resultados para análises realizados com resultados do BD i.1 e BD i.2, com o intuito de se obter correlações entre o SPT e o DP para uma maior região da GV – ES.

5.3.1 Geral

Para a regressão linear sem intercepto $K_d = 0,33 \text{ MPa}$ apresentada na Figura 5.22a, os resíduos não apresentaram distribuição normal pelos testes de aderência, mas como discutido anteriormente observa-se uma tendência do teste KS não apresentar resultados satisfatórios para amostras superiores a 100 dados e o BD i.3 é composta por 136 dados. Logo, a não normalidade dos resíduos pelos testes pode ser explicada pelo aumento da variabilidade dos dados. Pela análise do histograma presente na Figura 5.22b, conclui-se pelo formato gaussiano que pode-se assumir uma tendência à normalidade dos resíduos e, portanto, o coeficiente K_d encontrado pode ser validado com cautela. Na Figura 5.22a nota-se que para areias pouco compactas e compactas há uma maior dispersão de $N_{75} \times q_d$. Para valores inferiores os dados estão mais próximos da correlação. A influência da compactidade relativa em K_d para o BD i.3 será explorada no item 5.3.2. Os resultados destas análises encontram-se no Apêndice D.

Figura 5.22 – Dispersão de dados entre SPT e DP: Análise Geral sem intercepto – BD i.3



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Na regressão potencial e com intercepto os resíduos foram avaliados pelo teste KS (valor- $p = 0,08$ e $0,09$ respectivamente). Logo, as correlações (Equações 5.12 e 5.13) podem ser validadas.

$$q_d = 0,94 \cdot N_{75}^{0,58} \tag{5.12}$$

$$q_d = 1,32 + 0,21 \cdot N_{75} \tag{5.13}$$

Não foram exploradas correlações com o número de golpes do penetrômetro dinâmico, já que foram utilizados equipamentos distintos (DPL para BD i.1 e DPSH para o BD i.2) e o N_{DPL} ou N_{DPSH} dependem do tipo de equipamento e da energia despendida no ensaio.

5.3.2 Influência da Compacidade Relativa

A Tabela 5.14 mostra os coeficientes de acordo com a compacidade relativa para os conjuntos de dados 1, 2 e 3, onde este último une os resultados dos conjuntos BD i.1 e BD i.2 (análise das Obras 1, 2 e 3). Vale ressaltar que embora a obtenção da resistência do DP seja a partir da Equação 2.5, em que se leva em conta a massa do martelo de bater e a altura de queda, pode existir certa variação em q_d devido ao uso de equipamentos com características diferentes.

Tabela 5.14 – Resumo de Resultados entre SPT e DP. Análise da Compacidade Relativa – BD i.1, i.2 e i.3

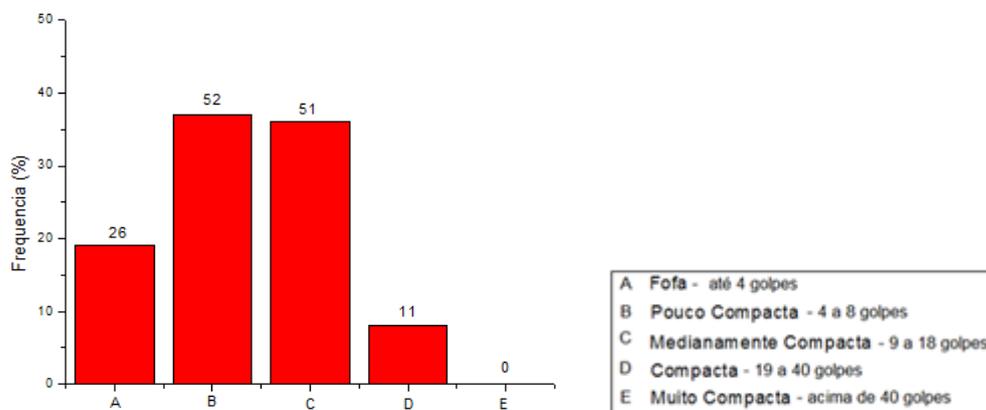
CR	BD i.1	BD i.2	BD i.3
Fofa	0,26 ^(a)	0,56 ^(b)	0,48 ^(b)
Pouco Compacta	0,26	0,52 ^(b)	0,44
Medianamente Compacta	0,16 ^(b)	0,48	0,27
Compacta	0,03 ^(a)	0,49	0,37

(a) Amostras com menos de 8 dados, usar com cautela. (b) Resíduos não normais.

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.24 apresenta a frequência de dados para cada subgrupo de compacidade relativa e os resultados destas análises encontram-se no Apêndice D. As amostras são suficientemente grandes para validar os testes estatísticos de análise de resíduos.

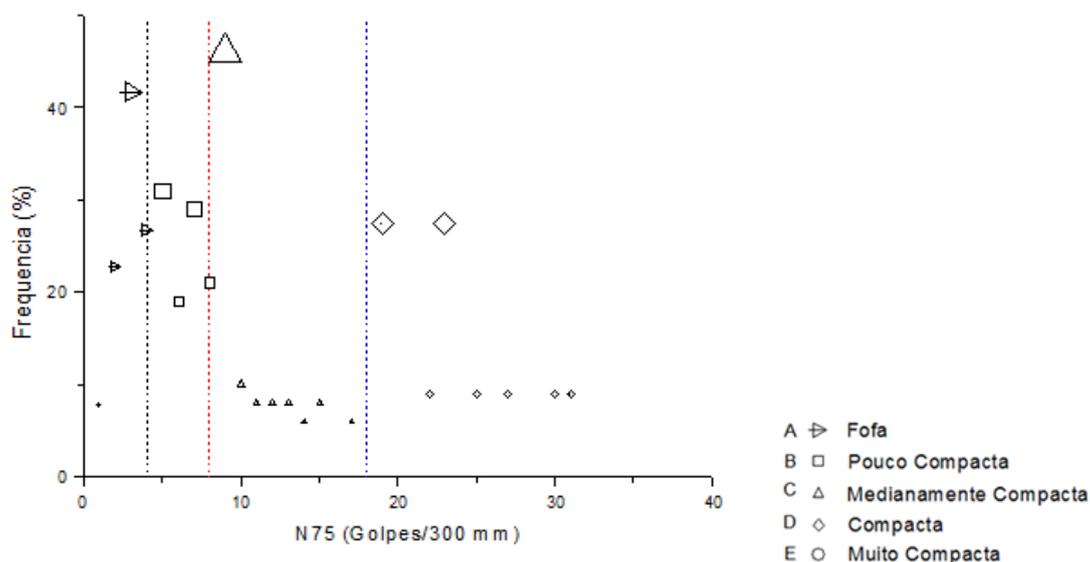
Figura 5.23 – Frequência de N_{75} para subgrupos de Compacidade Relativa – BD i.3



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.24 apresenta a distribuição de BD i.3 para cada faixa de compacidade relativa. Percebe-se que a junção dos bancos de dados melhorou as correlações, pois as amostras ficaram mais representativas, com dados para todas as faixas do intervalo e resíduos descritos com destruição normal para todas as compacidades relativas. O K_d diminui a medida que se aumenta a compacidade relativa, exceto para areias compactas em que o coeficiente tornou a subir. Tal comportamento pode ser explicado pela maior incidência de N_{75} próximo ao limite inferior de 18 golpes, aumentando o valor de K_d .

Figura 5.24 – Variação de N_{75} para cada intervalo de Compacidade Relativa – BD i.3



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Conclui-se, portanto, que a compactação relativa é fator interveniente em K_d , pois a divisão dos dados melhorou as correlações e o aumento da compactação relativa diminuiu o coeficiente. Também pode-se dizer que a inserção de novos dados pode melhorar a correlação uma vez que a amostra passa a ser mais representativa ao intervalo considerado. Ainda assim, mais dados num estudo deste tipo seriam interessantes para se avaliar a influência da compactação relativa, inclusive para areias muito compactas (N_{75} maior que 40 golpes).

5.4 Resultados para Dados do BD ii - (demais localidades)

O intuito da exploração deste item é avaliar correlações com o agrupar amostras para várias regiões de formações geológicas, a fim de se obter novas correlações e se avaliar a interferência de parâmetros como o tipo de solo, a compactação relativa, o D_{50} e o percentual de finos na correlação. Desta forma, este tópico consiste em uma avaliação crítica de correlações já publicadas na literatura.

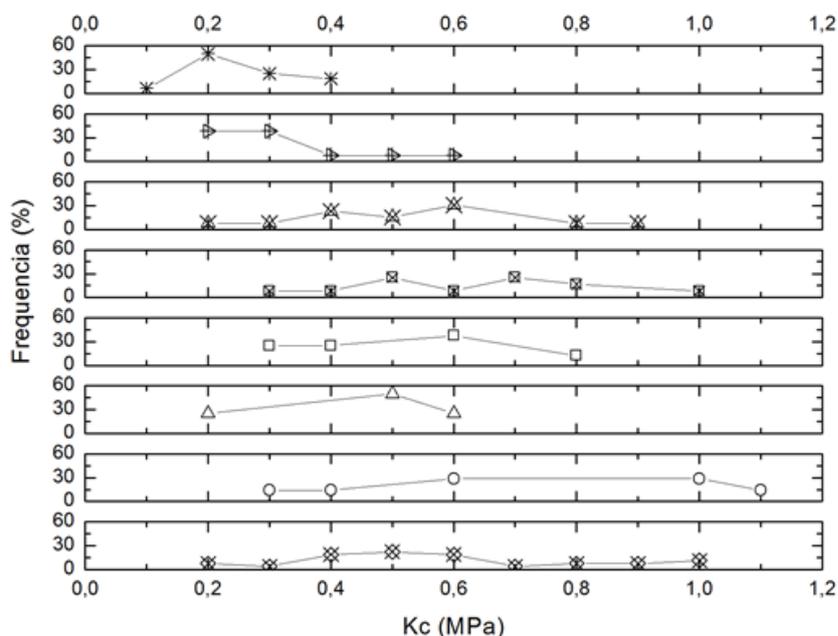
5.4.1 Influência do Tipo de Solo

O tipo de solo está intimamente ligado à distribuição granulométrica e aos limites de consistência do material. A separação de K_c de acordo com o tipo de solo é explorado pela grande maioria dos pesquisadores presentes na revisão bibliográfica deste trabalho, e sua organização conforme sua ocorrência para oito subgrupos de tipo de solo encontra-se no Apêndice E, em forma de tabela, e plotada na Figura 5.25. É importante salientar que há uma grande incerteza sobre as condições nas quais as sondagens foram realizadas, sobre a eficiência

do SPT utilizado e sobre a classificação adequada do solo. Como discutido por Danziger (1982) existe uma dificuldade de se caracterizar em campo solos de naturezas distintas como areia siltosa de silte arenoso, ou argila arenosa de areia argilosa.

Percebe-se, segundo a Figura 5.25, que para pedregulhos e areias com pedregulhos o K_c atinge valores maiores que os demais. Segundo Day (1999), se a partícula do pedregulho for superior ao do amostrador, haverá um aumento na resistência ao avanço da penetração e, conseqüentemente em N_{SPT} . Por este motivo, o SPT não deve ser utilizado para este tipo de solo. Ainda assim, pode-se definir, a partir da frequência do coeficiente encontrado na literatura, um intervalo de K_c entre 0,6 e 1,0 MPa para esse tipo de solo.

Figura 5.25 – Frequência de K_c em relação ao tipo de solo



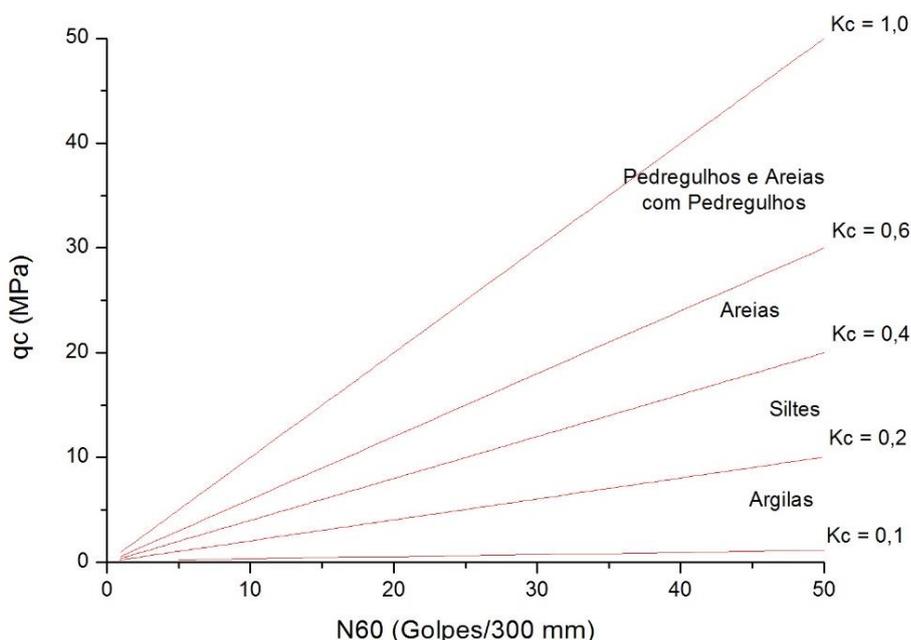
- *— H - Argilas
- ⊠— G - Siltes
- ⊗— F - Areias argilosas
- ⊠— E - Areias siltosas
- D - Areias médias a finas
- △— C - Areias grossas
- B - Areias
- ⊗— A - Pedregulhos e areias com pedregulhos

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Para areias, areia grossa, média a fina, siltosa e argilosa não há grande variação de K_c . Deste modo, pode-se assumir que para as areias o coeficiente K_c varia no intervalo de 0,4 a 0,6 MPa. Os siltes apresentaram variação de K_c entre 0,2 e 0,6 MPa. Devido à baixa ocorrência do coeficiente próximo ao limite superior, escolheu-se por classifica-los apenas entre 0,4 e 0,2 MPa.

Por fim, as argilas apresentam K_c variando no intervalo de 0,1 e 0,4, com maior incidência para o limite inferior. Portanto, definiu-se um intervalo de 0,2 a 0,1 para solos argilosos. A Figura 5.26 apresenta os intervalos escolhidos para cada tipo de solo. Vale ressaltar que os coeficientes utilizados para elaboração deste gráfico não passaram por testes estatísticos para se avaliar a homocedasticidade dos resíduos. Logo, os limites apresentados são apenas sugestões, estudos mais aprofundados e com estatística mais detalhada devem ser realizados com todos os tipos de solos para refinar os coeficientes.

Figura 5.26 – Separação de K_c por tipo de solo



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Apesar de Chin *et al.* (1988) e Kulhawy e Mayne (1990) mencionarem que o aumento do teor de finos diminui K_c , observa-se que este coeficiente diminui para argilas e siltes, mas não de areias grossas, finas a médias em relação à areia argilosa e areia siltosa, onde houve pouca variação de K_c . De acordo com o SUCS, classifica-se areias como argilosas ou siltosas se a fração de finos retidos na peneira nº 200 for superior a 12% e para ser considerado silte ou argila o solo precisa conter mais de 50% de material passante na peneira nº 200. A diferenciação entre as duas categorias é feita apenas pelo Ábaco de Casagrande. Logo, pode-se concluir que a presença de finos pode afetar K_c para frações próximas a 50% ¹, quando o contato entre as partículas deixa de ser grão a grão e a coesão controla o comportamento desses solos. Para frações menores a presença de material argiloso não parece ser significativa à correlação, como é o caso do solo da GV-ES que possui poucos finos.

¹ No HRB considera 35% e no CBR observa-se este comportamento com cerca de 25%.

Devido ao número limitado de pesquisas sobre as correlações entre SPT-DP e CPT-DP, não foi possível avaliar a influência do tipo de solo em K_d ou K_c .

5.4.2 Influência do Percentual de Finos

A partir das correlações e das respectivas características dos solos apresentados no Capítulo 2 deste trabalho foi possível avaliar a influência do percentual de finos em K_c . As regressões lineares sem intercepto, com intercepto e potencial (Equações 5.14, 5.15 e 5.16) foram encontradas. Apenas na regressão sem intercepto (Eq. 5.14) os resíduos não puderam ser descritos por distribuição normal, vide resultados dos testes de aderência presentes no Apêndice E.

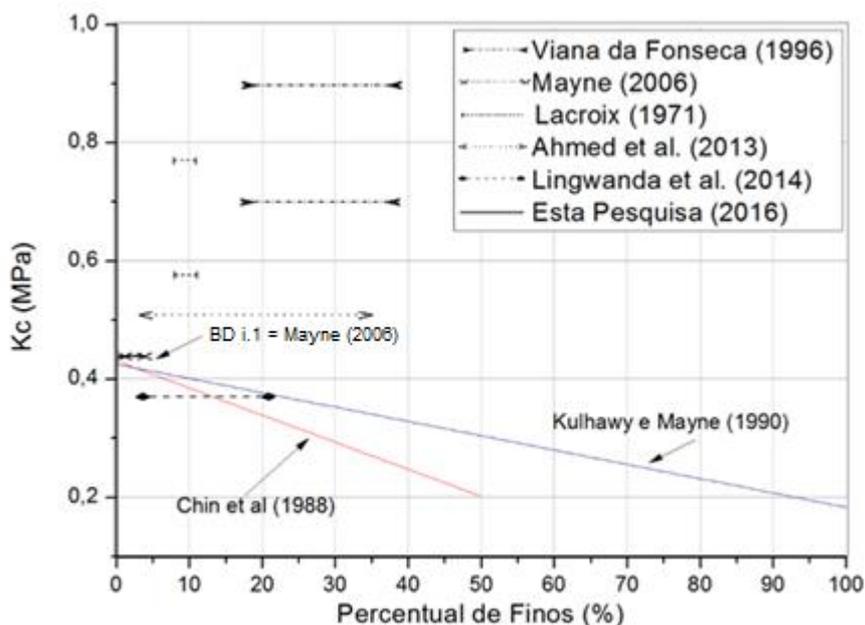
$$K_c = 2,6 \cdot \% \text{ finos} \tag{5.14}$$

$$K_c = 0,51 + 0,61 \cdot \% \text{ finos} \tag{5.15}$$

$$K_c = 0,82 \cdot \% \text{ finos}^{0,11} \tag{5.16}$$

Para a regressão com intercepto e potencial percebe-se que há um aumento de K_c para aumento do percentual de finos. Tal comportamento vai de encontro com o proposto por Chin *et al.* (1988) e Kulhawy e Mayne (1990). Logo, apesar de validadas pela análise de resíduos, estas correlações não devem ser usadas na prática. Essas propostas são plotadas na Figura 5.27 com os intervalos de variação de percentual de finos para os respectivos K_c de cada publicação. A proposta de Mayne (2006) é análoga à desta pesquisa.

Figura 5.27 – Variação de K_c e Percentual de Finos – BD ii



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Observa-se que no geral a proposta dos outros autores divergem das propostas de Chin *et al.* (1988) e Kulhawy e Mayne (1990). Este comportamento pode ser atribuído pela predominância de outras influências como, por exemplo, cimentação.

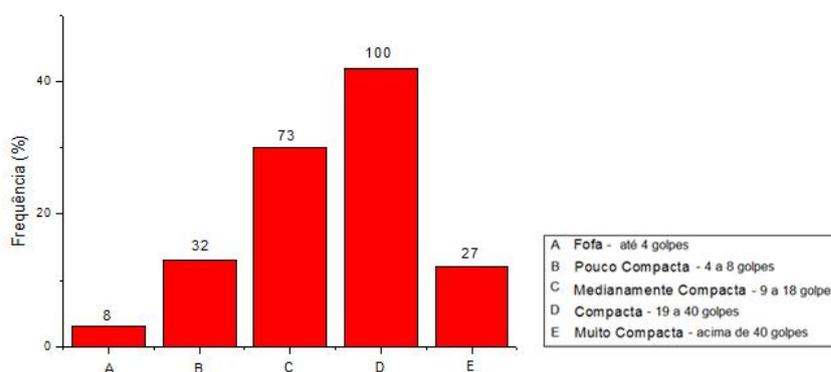
Propostas de Viana da Fonseca (1996) e Ahmed *et al.* (2013), que apresentam teor de finos alto (limite superior de 39 e 35% respectivamente), divergem acentuadamente das de Chin *et al.* (1988) ou de Kulhawy e Mayne (1990). O solo de Ahmed *et al.* (2013) é composto por areias limpas a siltes arenosos, e o de Viana da Fonseca (1996) de areias siltosas cimentadas com frações de 3 a 8% de argilas. A cimentação aumenta tanto o q_c como o N_{SPT} e, conseqüentemente, não aumentaria K_c . Por outro lado, o solo de Lingwanda *et al.* (2013) é composto por areias argilosas a siltosas com percentual de finos de 2,95 a 21,67%, e seu K_c é próximo às propostas de Chin *et al.* (1988) e Kulhawy e Mayne (1990).

Na literatura em geral há consenso que o comportamento dos solos é predominantemente argiloso para frações superiores a 12%. Quando o fino é composto por siltes ou há cimentação, a tendência não foi observada. Sabendo-se que a diferença entre silte e argila costuma ser feita pelo Limite de Liquidez e pelo Índice de Plasticidade, conclui-se que os limites de consistência podem ser capazes de interferir no K_c . No entanto, mais dados são necessários para se avaliar essa influência, já que a análise aqui realizada foi baseada em dados qualitativos de classificação, e não pelo IP propriamente dito.

A influência do percentual finos para K_d e K_e não pôde ser explorada uma vez que não há dados suficientes. As análises realizadas para K_c e discutidas neste item estão no Apêndice E.

5.4.3 Influência da Compacidade Relativa

Para a avaliação da influência de compacidade relativa em K_c , o BD i.1 desta pesquisa foi agrupado com os dados de Souza *et al.* (2012), de forma a obter amostras representativas para todas as faixas da ABNT NBR 6484:2001, presente no Quadro 2.1, e evitar que hajam vieses que aumentam ou diminuem o valor deste coeficiente. Embora os dois equipamentos sejam influenciados pela tensão confinante, apenas N_{60} é corrigido para $(N_{60})_1$ no trabalho de Souza *et al.* (2012). Afim de se obter dados comparáveis, o mesmo procedimento foi adotado para o BD ii. A Figura 5.28 apresenta o tamanho das amostras e sua respectiva frequência para cada faixa de compacidade relativa da norma brasileira.

Figura 5.28 – Frequência de $(N_{60})_1$ para subgrupos de Compacidade Relativa – BD ii

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Os resultados encontrados encontram-se na Tabela 5.15, onde constata-se que há um aumento de K_c com o aumento da compacidade relativa do solo exceto para areia fofa. Tal comportamento pode ser explicado pelo pequeno tamanho desta amostra, com 8 dados. Percebe-se que os valores de Souza *et al.* (2012), obtidos pela mediana de cada intervalo da ABNT NBR 6484:2001, são próximos aos encontrados nesta análise.

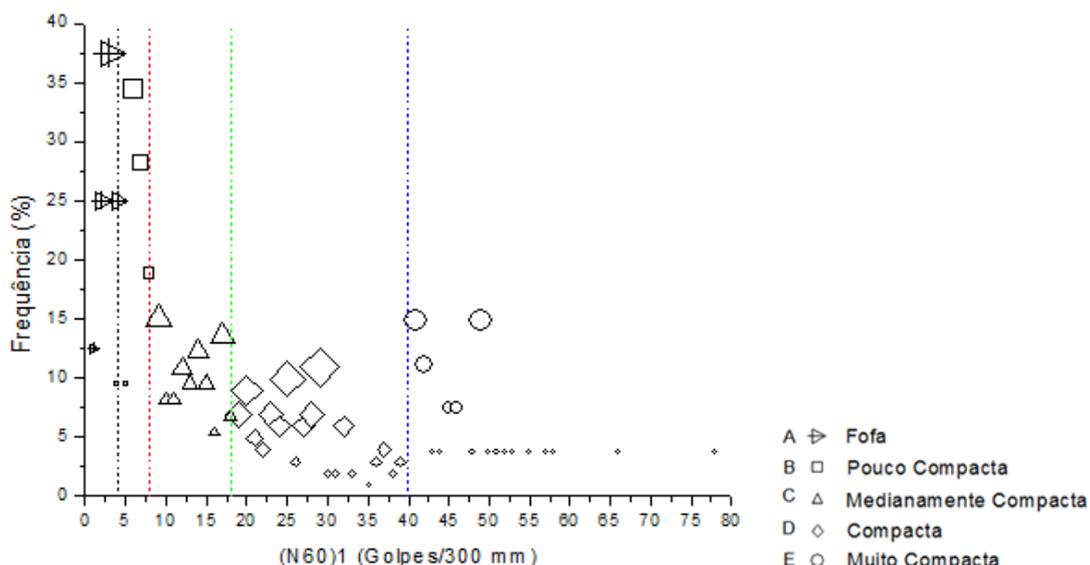
Tabela 5.15 – Resumo de Resultados entre SPT e CPT. Análise da Compacidade Relativa – BD ii

CR	Esta Pesquisa (2017)	Souza <i>et al.</i> (2012)
Fofa	0,57	0,79
Pouco Compacta	0,65	0,58
Medianamente Compacta	0,47	0,46
Compacta	0,41	0,36
Muito Compacta	0,36	< 0,34

Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

A Figura 5.29 apresenta a frequência de dados para cada subgrupo da amostra, onde é perceptível que a junção dos dois bancos de dados melhorou as correlações apresentadas no item 5.1.1.3 onde se apresenta apenas a influência de compacidade relativa em K_c para o BD i.1, uma vez que há a incidência de todos os valores de N_{SPT} . Portanto, sugere-se que os coeficientes apresentados na Tabela 5.15 possam ser utilizados na prática. No entanto, vale a lembrança de que os equipamentos de CPT utilizados nesta pesquisa e em Souza *et al.* (2012) são diferentes e podem surgir diferenças em valores de q_c .

Figura 5.29 – Variação de $(N_{60})_1$ para cada intervalo de Compacidade Relativa– BD ii



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Uma vez que há falta de dados disponíveis na literatura que utilizem q_d do penetrômetro dinâmico, não foi possível estabelecer um BD ii para avaliar a influência de compacidade relativa em K_d . Desta forma, sugere-se que os coeficientes apresentados na Tabela 5.14 no item 5.3.2 para areias da GV-ES sejam adotados.

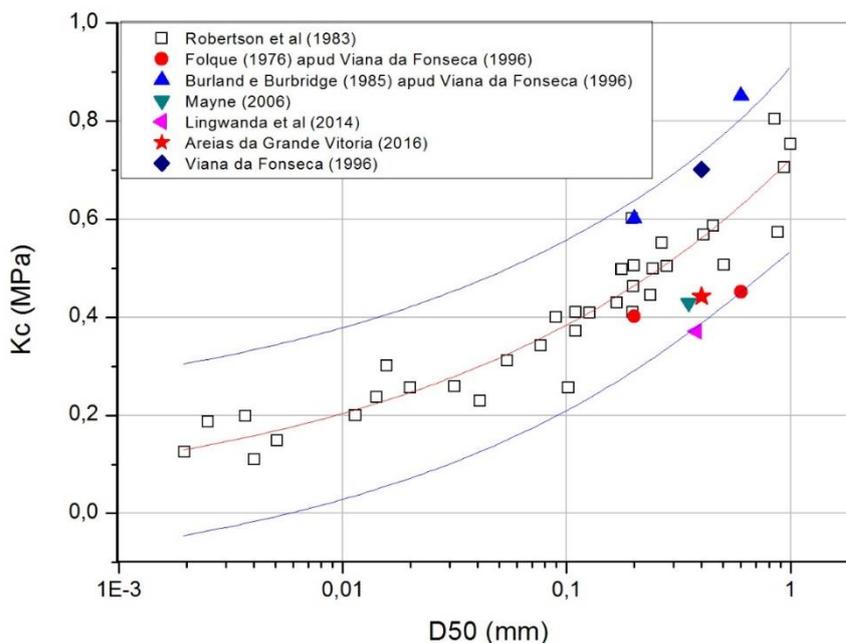
5.4.4 Influência do D_{50}

Como discutido anteriormente, o D_{50} pela proposta de Robertson et al. (1983) parece interferir em K_c de forma que este coeficiente aumente exponencialmente com o D_{50} . A Figura 5.30 apresenta pares de $D_{50,médio} \times K_c$ desta pesquisa e de publicações publicadas na literatura, bem como a regressão potencial destes dados. Uma vez que os resíduos não apresentaram distribuição normal (valor-p = 0,001 por KS) mesmo com a retirada dos *outliers*, a regressão não pode ser validada.

Os resíduos apresentaram mesmo comportamento para a regressão linear sem intercepto, onde $K_c/D_{50} = 1,10$. Já para a regressão com intercepto (Equação 5.17) os testes mostraram-se satisfatórios e os coeficientes podem ser assumidos como consistentes. Conclui-se, assim, que há uma tendência de que $D_{50} \times K_c$ possa ser escrito linearmente.

$$K_c = 0,29 + 0,55 \cdot D_{50} \tag{5.17}$$

Figura 5.30 – Variação de K_c e D₅₀ – BD ii



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Uma vez que não há informação sobre a normalização da energia do SPT para os dados apresentados por Robertson *et al.* (1983), optou-se por analisar apenas os dados que possuem eficiência de 60%. Para a regressão com intercepto e regressão potencial, apresentam-se as Equações 5.18 e 5.19. Para a regressão sem intercepto, $K_c/D_{50} = 1,30$ e em todas essas análises apresentaram resíduos com distribuição normal. Vale ressaltar que o D_{50} desta pesquisa varia de 0,2 a 0,6 mm e este intervalo não deve ser extrapolado.

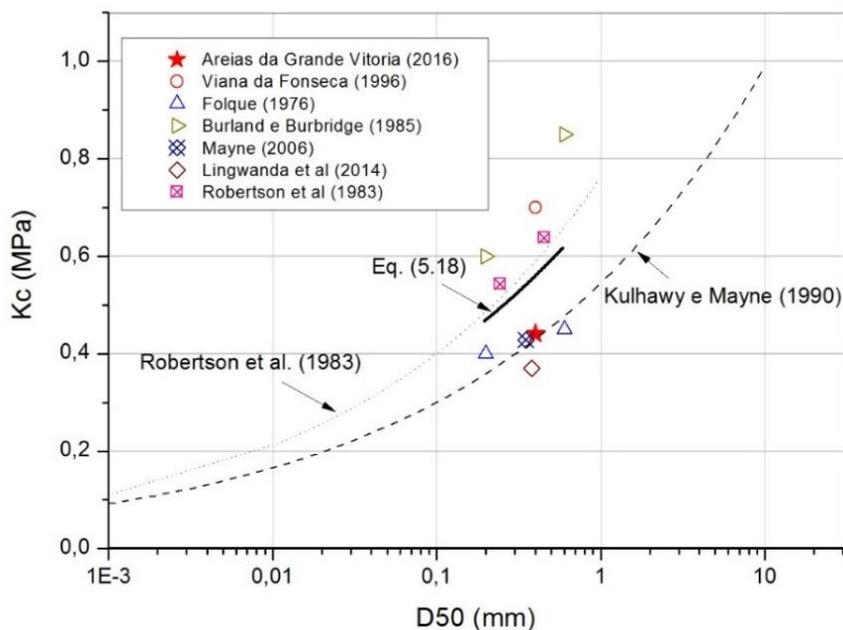
$$K_c = 0,70 \cdot D_{50}^{0,25} \tag{5.18}$$

$$K_c = 0,39 + 0,40 \cdot D_{50} \tag{5.19}$$

A dispersão destes dados encontra-se na Figura 5.31, onde plotam-se também as curvas potenciais sugeridas por Robertson *et al.* (1983), presente na Equação 5.20, e por Kulhawy e Mayne (1990), presente na Equação 2.35. Ressalta-se que a publicação de Robertson *et al.* (1983) sugere apenas que há uma tendência potencial, e que a equação aqui apresentada foi obtida por meio da leitura da curva pelo *software* Datathief.

$$K_c = 0,76 \cdot D_{50}^{0,28} \tag{5.20}$$

Figura 5.31 – Variação de K_c e D_{50} – BD ii e $E_i = 60\%$



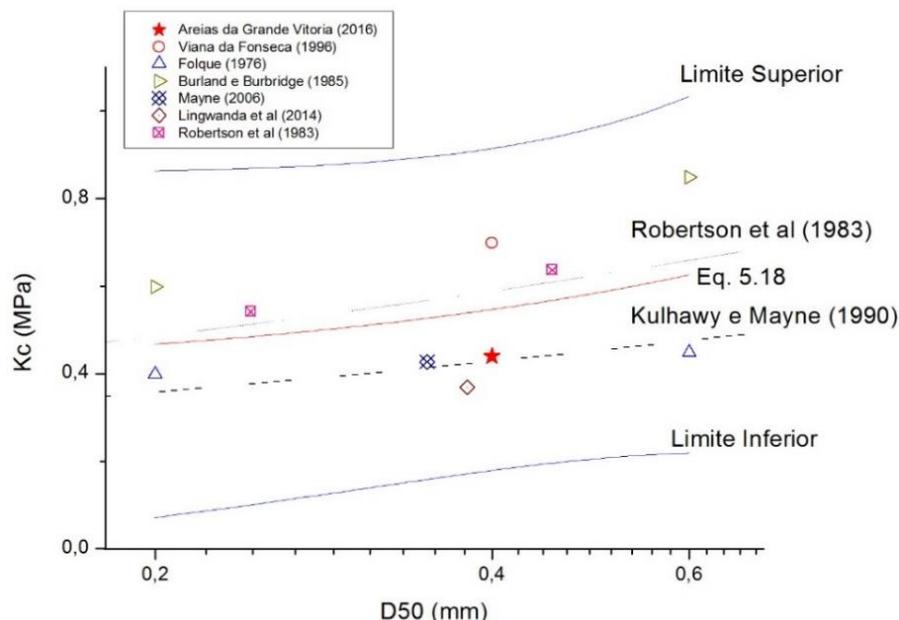
Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

Nota-se pela Figura 5.31 que ainda que se discuta que a inserção de novos pares de dados $D_{50} \times K_c$ aumente a dispersão da correlação (KULHAWY E MAYNE, 1990; MITCHEL E BRANDON, 1998 *apud* por SOUZA *et al.*, 2012), novas regressões não diferem substancialmente do que foi proposto inicialmente. A Figura 5.32 apresenta os limites superiores e inferiores da regressão potencial desta pesquisa (Equação 5.18), onde nota-se que os dados e as propostas aqui discutidas estão contidas no intervalo de confiança de 95%.

Assim, pode-se concluir que o D_{50} é fator interveniente de K_c , e que podem ser utilizadas aproximações lineares e potenciais para traduzir esta influência para a faixa granulométrica analisada.

Pares de dados $K'_d \times D_{50}$ e $K'_e \times D_{50}$ são pouco numerosos na literatura, e portanto a correlação com D_{50} não pode ser explorada. No Apêndice E deste trabalho apresentam-se os resultados detalhados de todas as análises discutidas neste item.

Figura 5.32 – Variação de K_c e D_{50} – BD ii e $E_i = 60\%$: Limites Superiores e Inferiores



Fonte: Dados da Pesquisa, 2016

5.5 Conclusões Parciais

Neste capítulo foram apresentados os resultados e suas discussões encontrados pelo tratamento dos dados descritos no Capítulo 4. As análises entre os ensaios geotécnicos tipo SPT e CPT para areias da GV - ES foram positivos, uma vez que os resíduos puderam ser descritos com distribuição normal e K_c está de acordo com o de Folque (1976) citado por Viana da Fonseca (1996), Danziger (1982), Ajayi e Balogum (1988) *apud* Viana da Fonseca (1996), e Mayne (2006).

A campanha de sondagem no BD i.1 foi realizada antes e após a construção de um aterro. Logo, separando-se os dados entre essas duas situações, foi possível avaliar a influência do sobreadensamento em K_c . Como dito no capítulo 4, não observou-se grande variação em q_c para a situação inicial e final e, para o SPT uma grande variabilidade foi constatada nas duas situações, possivelmente devida aos problemas de execução deste ensaio geotécnico.

Na obtenção de K_c de acordo com a separação dos dados do BD i.1 pela compactidade relativa sugerida pela ABNT NBR 6484:2001 não foi observado que o aumento da compactidade relativa diminua o coeficiente, como sugerido por Souza *et al.* (2012). No entanto, discutiu-se sobre a frequência de N_{60} em cada intervalo da norma e constatou-se que a não incidência de alguns valores pode constituir um viés em K_c . Inserindo os dados de Souza *et al.* (2012) a fim de se obter uma amostra mais representativa (BD ii), a tendência de Souza *et al.* (2012) foi confirmada.

Houve uma boa aproximação à curva de Robertson *et al.* (1983) para o par $K_c \times D_{50, \text{médio}}$ desta pesquisa. No entanto, com o agrupamento de novos pares de dados de pesquisas externas e sua análise estatística, percebeu-se que os resíduos não poderiam ser descritos com distribuição normal. Supôs-se que tal comportamento foi devido ao fato dos dados de Robertson *et al.* (1983) não serem padronizados quanto à eficiência do SPT e, portanto, decidiu-se separar a amostra apenas para $K_{c,60} \times D_{50}$. Desta forma, a tendência linear (com ou sem intercepto) e potencial foram validadas, já que os resíduos puderam ser descritos com distribuição normal. No entanto, o intervalo de D_{50} utilizado (0,2 a 0,6 mm) ficou pouco representativo.

Pela separação e racionalização de K_c publicados na literatura, foi possível sugerir intervalos de variações do coeficiente para quatro subgrupos: pedregulhos e areias com pedregulhos, areias, siltes e argilas. Observou-se que há uma grande variação no coeficiente em um mesmo tipo de solo, e que há a tendência de que K_c diminua para as argilas e aumente para pedregulhos. No entanto, quando se analisaram pares de dados $K_c \times \% \text{ finos}$ o parâmetro não pareceu significativo quando os finos são siltes ou há um baixo percentual de argilas. É sabido que frações altas de material argiloso podem interferir no comportamento do solo. Logo, concluiu-se que a presença de finos é mais influenciada pelo tipo (mineralogia) deste fino e, conseqüentemente, pelo Índice de Plasticidade, pois o IP influenciará no tipo de contato de grão a grão (gravitacional ou coesivo).

Ainda sobre correlações entre SPT e CPT, o K_c encontrado na análise geral do BD i.1 é similar às propostas que levam em consideração a formação geológica do solo (residual ou transportado), que por sua vez apresentam uma grande variabilidade entre si, e o atrito lateral (f_s) medido pelo ensaio de cone. Logo, pode-se dizer que estes parâmetros não parecem influenciar significativamente em K_c .

Sobre o K_d , três bancos de dados puderam ser analisados para a GV-ES. Na análise geral o BD i.1 apresentou resíduos normalizados apenas na regressão linear com intercepto ou transformação logarítmica (potência). Para o BD i.2 o K_d foi validado para as obras 1 e 2, mas não para a junção dos dados destes locais. Tal comportamento sugere que as correlações devem ser usadas com cautela e apenas para o local na qual foi elaborada. A Obra 3 não apresentou normalidade dos resíduos em nenhuma situação (K_d ou K'_d), indicando que ali pode ter havido algum erro de amostragem. No BD i.3, que engloba o BD i.1 e BD i.2, o K_d pôde ser aceito segundo a análise do histograma e plotagem de probabilidade normal. Nesta situação verificou-se que, apesar da análise gráfica seja subjetiva, pode auxiliar na tomada de decisões quando a amostra for muito grande e os testes de aderência passam a ser duvidosos.

Pela separação dos dados de acordo com a compacidade relativa, os coeficientes K_d encontrados evidenciam a tendência de que K_d diminua com o aumento da compacidade relativa. Mas ainda com os dados agrupados para 4 localidades da GV-ES, uma amostra mais representativa seria interessante para se avaliar corretamente esta tendência.

Finalmente, análises entre o DPL e CPT obtiveram K_e validado apenas pela análise gráfica, e portanto, deve ser utilizada com cautela. Constatou-se que os dois tipos de agrupamentos explorados – a cada 25 cm e a média do metro – apresentaram coeficientes similares, o que leva a conclusão de que não há grande variabilidade vertical da areia em estudo. Os resultados com q_d são próximos às propostas de Gadeikis *et al.* (2010) e Czado e Pietras (2012), mesmo que nestas pesquisas seja utilizado outro tipo de equipamento DP. Isso acontece pois a fórmula para transformar N_{DP} em q_d considera as características do equipamento como altura de queda e peso do martelo de bater e normaliza os resultados em q_d . Logo, a energia potencial teórica é considerada. Por outro lado, os coeficientes sugerem que não há a equivalência entre q_d e q_c como sugerido por Waschowski (1983). De acordo com Viana da Fonseca (1996) a equivalência é válida apenas em solos homogêneos.

Em análises com K'_e os resultados encontrados são superiores àqueles publicados na literatura para areias siltosas ou silto argilosas com percentual de finos entre 20 e 30%. Uma vez que nesta pesquisa o percentual de finos varia de 0,29 a 2,91%, concluiu-se que a presença de finos diminui o coeficiente. Demais pesquisas devem ser realizadas a fim de se verificar se o tipo de fino também influencia na correlação, principalmente em solos que apresentem um percentual de finos significativo, o que não ocorre no solo da GV-ES.

Por fim, a análise do sobreadensamento entre os equipamentos DPL e CPT foi aparentemente significativa: K_e e K'_e aumentaram com a densificação do solo. A variação de $K_e/K_{e,0}$ é aproximadamente 1,4 e de $K'_e/K'_{e,0}$ 1,5. O sobreadensamento como parâmetro interveniente nas sondagens foi sugerido por Mayne (2006). Por outro lado, não se encontrou na publicação de Cordeiro (2004) nenhuma comprovação de que a areia era originalmente normalmente adensada.

Explorar e expandir os dados utilizados para demais formações geológicas foi de se estabelecer uma análise crítica das correlações já publicadas e, ainda que as novas correlações tenham sido obtidas por amostras grandes, há certa limitação de se não obter todas as características nas quais os dados foram coletados e há grande dificuldade em se classificar o solo e de padronizar os equipamentos de sondagem geotécnica. Portanto, o uso dessas correlações requer julgamento de engenharia.

6. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Investigaram-se correlações entre ensaios geotécnicos do tipo SPT, CPT e DP para subsolos arenosos de distintas formações geológicas. Inicialmente, na revisão bibliográfica, apresentaram-se algumas correlações previamente publicadas na literatura e suas principais características e limitações: quanto a caracterização do solo, estatística adequada, padronização de equipamento e procedimentos. Concluiu-se que essas limitações aumentam a variabilidade das correlações e, portanto, devem ser observadas quando se deseja utilizar uma correlação pré-existente ou elaborar novas propostas.

Posteriormente, a partir de quatro locais da GV-ES onde foram realizados ensaios de campo, buscou-se correlações entre os resultados e avaliou-se as influências do sobreadensamento, diâmetro médio das partículas, compacidade relativa, formação geológica e percentual de finos por meio de regressões lineares e potenciais com análise de resíduos. Pelo agrupamento dos resultados obtidos para a região da GV-ES com dados já publicados para outras regiões, foi possível melhor avaliar a influência do D_{50} , presença de finos e compacidade relativa nas relações entre CPT e SPT. A seguir apresentam-se as conclusões específicas das correlações CPT-SPT, SPT-DP e CPT-DPL obtidas com este estudo.

6.1.1 CPT-SPT

Devido ao extenso banco de dados de resultados SPT, correlações entre CPT-SPT são as mais numerosas na literatura, sendo o mais comum o uso de regressão linear simples sem intercepto. Neste caso, K_c encontra-se no intervalo de 0,2 a 1,0, mas vale ressaltar que podem ser limitados, uma vez que podem ter sido obtidos de normalizações e procedimentos antigos. Dos fatores intervenientes em K_c , destaca-se o D_{50} e principalmente o percentual de finos. Outras influências como uso de *liner* no SPT, compacidade relativa do solo, condições do nível d'água, tensão efetiva vertical e formação geológica foram abordadas por pesquisadores.

Para a GV-ES (BD i.1) sugere-se K_c de 0,55 quando não houver correção da eficiência do SPT e 0,44 para quando houver correção para 60%. Constatou-se que o sobreadensamento, percentual de finos, formação geológica e inclusão do f_s na correlação são parâmetros que pouco influenciaram o coeficiente encontrado. O D_{50} , obtido por análises granulométricas de amostra deformadas e indeformadas, juntamente com o K_c proposto apresentou ótima aproximação com a curva de Robertson *et al.* (1983), indicando que a granulometria é fator interveniente na correlação entre CPT-SPT. A compacidade relativa também pôde ser dita como influente em

K_c , uma vez que foi observado que este coeficiente diminui à medida que se aumenta a compacidade relativa.

A expansão do BD i.1 para demais regiões com a inclusão de resultados publicados na literatura, obtendo-se assim o BD ii, permitiu a avaliação da variação de K_c de acordo com o tipo de solo, onde constatou-se que apenas em grandes frações de finos (siltes e argilas) há uma diminuição no coeficiente. Investigando-se o percentual de finos na correlação, concluiu-se que a interferência em K_c é devido ao tipo de fino presente no solo e, conseqüentemente, o Índice de Plasticidade. Mais pesquisas devem ser realizadas a fim de se verificar esta influência.

A compacidade relativa também mostrou-se interveniente em K_c , onde a tendência de se diminuir K_c com o aumento da compacidade relativa foi novamente observada. A influência do D_{50} também foi explorada, onde foi possível quantificar e propor correlações com este parâmetro. Foi constatado que a proposta de Robertson *et al.* (1983) mistura resultados de SPT com diferentes eficiências e, portanto, a normalidade dos resíduos não foi observada. Para a eficiência padronizada de 60% sugere-se, então, $K_c/D_{50} = 1,3$ para D_{50} variando de 0,2 a 0,6 mm.

6.1.2 SPT-DP

Esse tipo de correlação é menos frequente na literatura, sendo mais rotineiro o uso da regressão linear com intercepto levando-se em conta o número de golpes de ambos os ensaios. Vale ressaltar que há diferentes tipos de equipamentos de penetração dinâmica, em que consideram diferentes alturas de queda ou massa do martelo de bater. Dessa forma, ao se considerar o número de golpes deste ensaio geotécnico, faz-se necessário não agrupar diferentes tipos de equipamento.

Na GV – ES foram realizadas sondagens com DPL modificado e o DPSH, onde o número de golpes foi transformado para a resistência de ponta dinâmica. Para análises parciais em cada local, exceto na Obra 1 e 2, onde sugere-se o valor de $K_d = 0,45$, não foi possível validar uma correlação sem intercepto, pois os resíduos não puderam ser descritos com distribuição normal. Para todos os locais agrupados, sugere-se K_d de 0,33.

Em todos os locais da região GV-ES investigados, ao se analisar a influência da compacidade relativa, constatou-se que o coeficiente K_d diminui com o aumento da compacidade relativa, assim como observado para o coeficiente K_c . Apenas para o BD i.1 foi possível analisar a influência do sobreadensamento do aterro em K_c . Neste caso, apesar de ter sido obtidas correlações válidas, suas interpretações foram inconsistentes, uma vez que o sobreadensamento

diminui o índice de vazios e , conseqüentemente, nesta situação deveria ter sido observado coeficientes mais elevados em relação ao solo normalmente adensado.

6.1.3 CPT-DPL

Assim como correlações entre SPT-DP, as entre CPT-DP são menos frequentes na literatura e é comum que os pesquisadores apresentem correlações com o número de golpes do DP. Para a região da GV – ES, sugere-se $K_e = 2,25$ em que percebe-se que a equivalência de q_c e q_d como proposto por Waschkowski (1983) não é válida, provavelmente devido a heterogeneidade do solo da região. Entre q_c e N_{DPL} sugere-se $K'_e = 0,23$. Sobre a influência da construção e retirada do aterro (descarregamento) na correlação, foi constatado que o coeficiente para situação sobreadensada (final) quando comparada com a normalmente adensada (inicial) aumentou em até 50%.

6.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

- Usar modelos computacionais para definir correlações entre ensaios geotécnicos, tais como o uso das Redes Neurais (ANN – *Artificial Neural Network*), que permitem o ajustamento dos modelos e reconhecimento de padrões por meio de processo iterativo e ponderado das variáveis envolvidas;
- Investigar correlações em solos mais homogêneos a fim de controlar apenas os parâmetros do solo (D_{50} e percentual de finos) como fator interveniente. Para tal, o mais recomendado é o estudo laboratorial;
- Investigar a eficiência de energia para ensaios DP.
- Obter um maior e mais detalhado conjunto de dados com resultados de sondagens e correspondentes caracterizações dos solos para que seja possível investigar a influência de outros parâmetros nas correlações CPT-SPT, SPT-DP e CPT-DP, tais como o Índice de Plasticidade e o diâmetro efetivo (D_{10}). Para as correlações SPT-DP e CPT-DP deve-se explorar também a influência do percentual de finos, tipo de solo e o D_{50} .

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004:** Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, ABNT, 1990.

_____. **NBR 10538:** Interpretação estatística de dados - Teste de normalidade - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

_____. **NBR 12051:** Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, ABNT, 1991.

_____. **NBR 12069:** Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, ABNT, 1991.

_____. **NBR 6459:** Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

_____. **NBR 6484:** Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

_____. **NBR 6502:** Rochas e Solos. Rio de Janeiro, ABNT, 1995.

_____. **NBR 7180:** Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

_____. **NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

_____. **NBR 7250:** Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, ABNT, 1982.

ACKA, N. **Correlation of CPT-SPT data from the United Arab Emirates.** Engineering Geology 67, pp. 219-231, 2002.

AHMED, S.M., AGAIBY, S.W., ABDEL-RAHMAN, A.H. **A unified CPT–SPT correlation for non-crushable and crushable cohesionless soils.** Ain Shams Engineering Journal, pp. 63–73, 2013.

ALBIERO, J.H. **Correlação entre Resistência de cone (Qc) e Resistência a Penetração (SPT), para solos lateríticos.** In: IX COBRAMSEF - 9º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador, Bahia. Anais... v.2, pp. 187-194, 1990.

ALMEIDA, A.M., CASTEL-BRANCO, M.M., FALCÃO, A.C. **Linear regression for calibration lines revisited: weighting schemes for bioanalytical methods.** Journal of Chromatography B, 2012.

ALMEIDA, M.S.S. **Aterros sobre solos moles – da concepção à avaliação do desempenho.** 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

AMARAL, G.D. SILVA, V.L. REIS, E.A. **Análise de Regressão Linear no Pacote R.** Relatório Técnico do Departamento de Estatística da Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.

ARSHAM H. **Kuiper's P-value as a Measuring Tool and Decision Procedure for the Goodness-of-fit Test.** Journal of Applied Statistics, v.15, n.3, pp. 131-135, 1988.

ASCI, M. KURTULUS, C. KAPLANVURAL, I., MATARACIOGLU, M.O. **Correlation of CPT-SPT data from the subsidence Area in Gökük, Turkey.** Soil Mechanics and Foundations Engineering. v. 51, n.6, 2014.

ASTM - American Society for Testing and Materials. **D 1586-67:** Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. Estados Unidos, 2011.

_____. **D 3441:** Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil. Estados Unidos, 1998.

_____. **D 4366:** Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers. Estados Unidos, 2016.

_____. **D5778:** Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. Estados Unidos, 2012.

AZEVEDO, C.P.B., GUIMARÃES, M.G.D. **Proposição de uma Equação de Correlação entre Resultados de Sondagens tipo DPL e Valores N_{spt} .** Décimo Terceiro Encontro Regional Iberoamericano de Cigré, 2009.

BASTOS, N.J. **Interpretação Racional do DPL.** Dissertação de Mestrado. UNESP, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2016.

BAZARAA, A.K.S.S. **Use of SPT for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand.** Tese de PhD. University of Illinois, EUA, 1967.

BELINCANTA, A. **Energia Dinâmica no SPT - Resultados de uma Investigação Teórico-Experimental.** Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo, SP, 1985.

BELINCANTA, A., BRANCO, C.J.M da C. **Discussão Sucinta sobre fatores intervenientes no SPT brasileiro.** In: GEOSUL'2002 - III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Joinville, SC. Anais... pág 177-186, 2002.

BELINCANTA, A., CINTRA, J.C.A. **Fatores Intervenientes em variantes do método ABNT para execução do SPT.** Solos e Rochas, São Paulo, v. 21, n. 3, pp. 119-133, 1998.

BELINCANTA, A., FERRAZ, R.L. **Contribuição da Universidade Estadual de Maringá no entendimento da sondagem de simples reconhecimento SPT.** Acta Scientiarum 22(5):1463-1472, ISSN 1415-6814, 2000.

BERTOLDE, A.I. **Notas de Aula de Estatística:** Planejamento de Experimentos Aplicados à Engenharia para o Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo, 2015.

BOWLESS, J.E. **Foundation Analysis and Design.** International Edition. The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.

CAMPOS, G.M. **Estatística Prática para Docentes e Pós-Graduandos**. Disponível em: <http://143.107.206.201/restauradora/gmc/gmc_livro/gmc_livro_cap13.html>. Acesso em: 16 de Maio de 2016.

CANTO, C.H.B., DYMINSKI, A.S., KORMANN, A.C.M., LIGOCKI, L.P. **Avaliação da Variabilidade e de Incertezas Relacionadas aos Resultados de Ensaios Executados com Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) em Solos do Estado do Paraná**. In: XIV COBRAMSEG - 14º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Búzios, RJ. Anais..., 2008.

CASTELLO, R.R. **Notas de Aula de Geotécnica**. Universidade Federal do Espírito Santo, 1998.

_____. **Notas de Aula de Sondagens**. Universidade Federal do Espírito Santo, 2015.

CASTELLO, R.R., POLIDO, U.F. **Notas de Aula de Investigação Geotécnica**. Universidade Federal do Espírito Santo, 1999.

CASTELLO, R.R., POLIDO, U.F., BICALHO, K.V., RIBEIRO, R.C.H. **Recalques observados de sapatas em solos terciários de São Paulo**. Solos e Rochas, São Paulo v. 24, n. 2, 2001.

CAVALCANTE, E.H. **Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT**. Tese de Doutorado, UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CHIN, C.T., DUANN, S.W., KAO, T.C. **CPT-SPT Correlations for Granular Soils**. Reprinted from Proceedings, 1st Int'l Symposium on Penetration Testing, v. 1, pp. 335-339. Estados Unidos, 1988.

CLAYTON, C.R.I. **SPT Energy Transmission: Theory Measurement and Significance**, Ground Engineering, v. 23, n10, pp. 35-43, 1990.

CLAYTON, C.R.I, MATTHEWS, M.C., SIMONS, N.E. **Site Investigation**. 2ª edição. Canadá, 1995.

CORDEIRO, D. D. **Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório**. Dissertação de mestrado. UFES, Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, 2004.

CRUZ, V.A.G. **Metodologia da pesquisa científica**. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2009.

CZADO, B., PIETRAS, J.S. **Comparison of the cone penetration resistance obtained in static and dynamic fields tests**. AGH Journal of Mining and Geoengineering. v.36, n.1, 2012.

DANZIGER, B.R. **Estudo de Correlações entre Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica e suas Aplicações ao Projeto de Fundações Profundas**. Dissertação de Mestrado. UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

DANZIGER, B.R., VELLOSO, D.A. **Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua**. VIII COBRAMSEF - 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e

Engenharia de Fundações. Porto Alegre, 1986. Anais. Porto Alegre: ABMS. v.6, pp. 103-113, 1986.

DAY, R.W. **Soil Mechanics and Foundations**. The McGraw-Hill Companies, Inc., 1999.

DE MELLO, V., SOUTO SILVEIRA, E.B., QUARESMA, A.R. **Some field correlation on dynamic penetration resistance in exploratory boring by Geotécnica, Brasil**. Proceedings from the first panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico, 1960.

DE RUITER **Electronic penetrometer for site investigations**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 97, pp. 457-462, 1971

DÉCOURT, L. **General Report / Discussion Session 2: SPT, CPT, Pressuremeter Testing and Recent Developments in In-Situ Testing – Part 2: The Standard Penetration Test**, State-of-the-Art Report. Proc. XII Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro, v. 4, pp. 2405-2416, 1989.

DIN **4094-3**: Taschenbuch. Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Beuth, Alemanha, 12p, 1991.

ERYILMAZ, M., ERYILMAZ, F. Y., KIRCA, Z., DOGAN, E. **Distribution of sediments in Gulf of Izmit and influencing factors In Quaternary Sequence in the Gulf of Izmit**, Edited by E. Merich, 27-44, 1995.

ESLAMI, A. FELLENIUS, B.H. **CPT and CPTu data for soil profile interpretation: review of methos and a proposed new approach**. Iran K Sci Techol, v. 28, pp. 70-86, 2004.

EUROCODE 7. **EN 1997-2**: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing. The European Union, 1997.

_____. **EN 1997-3**: Geotechnical design - Part 3: Geotechnical Design. The European Union, 1997.

FELLENIUS, B.H. **Basics of foundation design**. Disponível em: www.fellenius.net. Acesso em 18 de Agosto de 2016.

FERNANDES, M.M. **Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica**. v.2, 1ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

FERREIRA, D.S. CYMROT, R. **O uso do software R no tratamento estatístico de dados na Engenharia**. In: Congresso de Iniciação Científica do INATEL. INCITEL, 2012.

FRANCISCO, A. M. A. **Estudo da Lamotrigina em Doentes Epilépticos Submetidos à Monitorização Vídeo Eletroencefalográfica (capítulo 3 – Modelo de Calibração)**. Tese de Doutorado. Coimbra, Portugal, 2008.

GADEIKIS, S. ZARZOUJUS, G. URBAITIS, D. **Comparing CPT and DPSH in Lithuanian soils**. In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Test, Huntington Beach, CA, USA. Volume 2ee: Technical Papers, Session 3: Applications, 3-22, 2010

GARCIA, R. **Estatística**. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

GIACHETI, H.L., PEIXOTO, A.S.P., MONDELLI, G. **Comparação entre resultados de Ensaio de Penetração com os Cones Mecânico e Elétrico em Solos Tropicais.** Solos e Rochas, 27 (2), pp. 191-200. São Paulo, Brasil, 2004.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. **Research on determining the density of sands by spoon penetration testing.** In: IV INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Londres, Proceedings...v. 1, pp. 35-39, 1957.

HIGHT, D. E LEROUÉIL, S. **Characterization of soils for engineering purposes.** Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, v.1, Swets and Zeitlinger, Lisse, pp. 255-360, 2003.

ISO. **22476-2:** Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 2: Dynamic Probing, 2005.

ISSMFE - International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Report of the ISSMFE - Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16.** Reference to Test Procedures CPT-SPT-DP-WST. Suécia: Swedish Geotechnical Institute Information, n. 7, 1989.

ITANO, F. SANTOS, S.M. **Tópicos de Estatística utilizando o R.** Instituto de Matemática e Estatística da Universidade de São Paulo.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. AND LACELLOTTA, R. **New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils,** Proceedings, In: 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, San Francisco, pp. 57-153, 1985.

JARUSHI, F., ALKAABIM, S., COSENTINO, P. **A new correlation between SPT and CPT for various soils.** International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering, v. 9, n.2, 2015.

KARA, O., GÜNDÜZ, Z. **Correlation between CPT and SPT in Adapazari, Turkey.** 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, At California, v. 2, 2010.

KOVACS, W.D. **Velocity Measurement of Free-Fall SPT Hammer.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. v. 105, n.GT1, pp.1-10, 1979.

KOVACS, W.D., EVANS, J.C. E GRIFFITH, A.H. **Towards a More Standardized SPT,** In: Proceedings of the IX ICSMFE, v.2, pp. 269-276, Tokyo, 1977.

KOVACS, W.D., SALOMONE, L.A. **SPT hammer energy measurements.** Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, v. 108, n. GT4, 1982.

KULHAWY, F., MAYNE, P. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** Report no. EPRI-EL-6800, Electric Power Research Institute, EPRI, 1990.

LINGWANDA, M.I. LARSSON, S. NYAORO, D.L. **Correlations of SPT, CPT and DPL Data from Sandy Soil in Tanzania.** Geotech Geol Engineering. Springer International Publishing. Swizterland: Holanda, 2014.

LUNNE, T., ROBERTSON, P. K., POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice.** Blackie Academic e Professional, 1997.

MACROBERT, C. KALUMBA, D. BEALES, P. **Correlating Standard Penetration Test and Dynamic Probe Super Heavy penetration resistance values in Sandy soils.** Journal of the South African Institution of Civil Engineering, v. 53, n. 1, pp. 46-54, 2011.

MALVA, M. **Notas de Aula de Estatística Aplicada: Análise de Resíduos.** Instituto Politécnico de Viseu. Portugal, 2008.

MARTINS, C.M.T. **1º Curso de Estatística Computacional – Testes não Paramétricos.** Universidade de Coimbra. Portugal, 2007.

MARTINS, J.B., MIRANDA, T.F.S. **Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações.** Portugal, 2003.

MAYERHOF, G.G. **Shallow foundations.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. 91 (SM2), pp. 21-31, 1965.

MAYNE, P.W. **In situ test calibrations for evaluating soil parameters.** Overview paper, characterization and engineering properties of natural soils II (proc. Singapore Workshop), 2006.

MEIGH, A.C., NIXON, I.K. **Comparison of in-situ tests of granular soils,** Proc. of 5th International, 1961.

MILONE, G. **Estatística Geral e Aplicada.** São Paulo: Thomson Learning, 2006.

MITCHELL, J.K., SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior.** 3ª edição, EUA: John Wiley e Sons, Inc., 2005.

MITCHELL, J.K., SOLYMAR, Z.V. **Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand,** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 110, n. GT 11, pp. 1559-1576, 1984.

MOH, Z.C. **Site Investigation and in situ testing.** Commemorative Volume in Celebration of the 50th Anniversary of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, 1985.

MONTGOMERY, D.C., RUNGER, G.C., HUBELE, N.F. **Estatística Aplicada à Engenharia.** 2ª edição. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2001.

MORAES, M.L. **Estacas de Compactação para Melhoramento de Solos Arenosos fofos e Uso de Penetrômetro Dinâmico Pesado na Avaliação de Resultados.** Dissertação de Mestrado. UFES, Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, 2008.

MORAES, M.L., BICALHO, K.V., ZANDONADE, E., CASTELLO, R.R. **Estudo de Resultados de Sondagens SPT e Ensaio de Penetração Dinâmica Contínua (PD) para Areias da GV – ES.** In: XIV COBRAMSEG - 14º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Búzios, RJ. Anais..., 2008.

- NAIME, R., FIORI, A.P. **Variações nas razões q_c/N na região de Passo Fundo, devido a fatores geológicos-ambientais.** Acta Scientiarum Maringá, v. 24, n. 6, pp. 1819-1824, 2002.
- NARONGSIRIKUL, S., MONDOL, N.H. **Possible application of friable sand model for shallow mechanically compacted overconsolidated sands.** SEG Houston 2013 Annual Meeting, 2013.
- NILSSON, T.U. **Comparações entre DPL NILSSON e SPT.** In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Anais... Curitiba/PR. pp. 61-68, 2004
- NILSSON, T.U. **Shear resistance by the DPL Nilsson Test. ISC4 geotechnical and geophysical site characterization.** Porto de Galinhas, pp. 1249-1257, 2013.
- ODEBRECHT, E. **Medidas de Energia no Ensaio SPT.** Tese de Doutorado. UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.
- PECK, R.B. HANSON, E., THORNBURN, T.H. **Foundation Engineering**, 2ª edição, John Wiley e Sons, Inc., EUA, 1974.
- PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- REIS, G.M. JÚNIOR, J.I.R. **Ferramentas Estatísticas Básicas da Qualidade - guia prático do R** - Capítulo 6 - Experimentos com um Fator de Interesse. UFV, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007.
- ROBERTSON, P.K. **Soil Classification using the cone penetration test.** Canadian Geotech. Journal, v.27, n.1, pp. 151-158, 1990.
- ROBERTSON, P.K. **Interpretation of cone penetration test - a unified approach.** Can Geotech J 46(11), pp. 1337-1355, 2009.
- ROBERTSON, P.K. **Interpretation of in-situ tests – some insights.** Mitchell Lecture-ISC'4, Brasil, 2012.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G. **Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU data.** Report n. FAWA-PA-87-014-84-23. Washington D.C.: Federal Highway Administration, 1988.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., ASCE, M., WIGHTMAN, A. **CPT-SPT Correlations.** Journal Geotechnical Engineering, v. 109, n. 11, 1983.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J. **Use of piezocone data.** ASCE. Spec. Conf. In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geomechanical Eng., pp. 1263-1280, 1986.
- RODRIGUEZ, T.G., ALBUQUERQUE, P.J.R. **Verificação da Adequabilidade de Correlações entre os Ensaios SPT-T e DPL para um Solo Coluvionar da Região de Campinas/SP.** In: 13º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2011.
- ROGERS, J.D. **Subsurface Exploration using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test.** J Environ Eng Geosci, v. 12, n.2, pp. 161-179, 2006.

SALEHZADEH, H., HOZOURI, A., GOLESTANI A.R. **Correlation between Cone and Standard Penetration tests**. 5thSASTech 2011, Khavaran Higher-education Institute, Mashhad, Iran. pp. 12-14, 2011.

SANCHEZ, P.F. BOSZCZOWSKI, R.B. LACERDA, L.A. LOYOLA, R.D. **Estudo da Viabilidade do Uso do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para Projetos de Fundações de Linhas de Transmissão em Solos do Estado do Paraná**. In: XV COBRAMSEG - 15º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Gramado, RS. Anais..., 2010.

SANGLERAT, G. **The Penetrometer and Soil Exploration**, Amsterdam, London, New York: Elsevier Publishing Company, 1972.

SANTANA, C.M., DANZIGER, F.A.B. **Monitoramento da Energia em Ensaios SPT realizados no Estado do Rio de Janeiro**. In: XVIII COBRAMSEG - 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Belo Horizonte, BH. Anais..., 2016.

SANTOS, M.D., BICALHO, K.V. **Estudo de correlações entre sondagens SPT e resultados de ensaios de penetração contínua PD e CPT para diferentes subsolos arenosos**. In: Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Santa Fé, Argentina. Anais...,2016.

SCHMERTMANN, J.H. **Static cone to compute settlement over sand**. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 96, n. SM3, pp. 1011-1043, 1970.

SCHMERTMANN, J.H. **Guidelines for cone penetration test, performance and design**. Washington Federal Highway Administration, Report FHWA – TS, pp. 787-209, 1979.

SCHMERTMANN, J.H., PALACIOS, A. **Energy dynamics of SPT**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York, v. 105, n. GT8, pp. 909-926, Aug., 1979.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., ROCHA, M.M., BERNARDES, G.P. **Prediction of soils properties from the concepts of energy transfer in dynamic penetration tests**. J. Geotech. Geoenv. Eng., ASCE, v. 135, n.8, p-1092-1100, 2009.

SHAHRI, A.A., JUHLIN, C. MALEMIR, A. **A reliable correlation of CPT-SPT data for southwest of Sweden**. Eletronic Journal of Geotechnical Engineering, v.19, pp. 1013-1032, 2014.

SKEMPTON, A.W. **Standard Penetration test procedures and the effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation**. *Géotechnique*, v.36, n.3, pp. 425-447, 1986.

SOARES, W.C. **Estacas de Compactação para melhoria do solo**. Dissertação de metrado. UFSCar, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2002.

SOUZA, J.M.S., DANZIGER, B.R., DANZIGER, F.A.B. **The Influence of the Relative Density of Sands in SPT and CPT Correlations**. Soils and Rocks, São Paulo, v. 35, pp. 99-113, 2012.

TARAWNEH, B. **Correlation of Standard and Cone Penetration Tests for Sandy and Silty Sand to Sandy Silt Soil.** Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 109, pp. 6717-6727, 2014.

_____. **Predicting standard penetration test N-value from cone penetration test data using artificial neural networks.** Geoscience Frontiers, 2016.

TERGAZHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New Your: John Wiley e Sons, 1943.

TERZAGHI, K., PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** New York, John Wiley and Sons, Second Edition, 1967.

Vários Autores. **Geologia de Engenharia.** Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

VELLOSO, D.A. Palestra. **Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Geosul'98,** 1998.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VIANA DA FONSECA, A.J.P. **Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas.** Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1996.

VIDAL, S.A., BOPP, M.J. **Correlación De Resultados Ensayos DPSH y SPT en Suelos Finos.** VII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Chile, 2014.

WASCHKOWSKI, E. **Le Pénétrömètre Dynamique.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n.125, pp. 95-103, 1983.

WROTH, P. **Penetration testing - a more rigorous approach to interpretation.** Proc. ISOPT-1, Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, pp. 303-311, 1988.

ANEXO I

Tabela Anexo I. 1– Valores Críticos do Teste KS para 5% de significância

Observações (n)	D'KS
5	0,56
10	0,41
15	0,34
20	0,29
25	0,27
30	0,24
35	0,23
40	0,21
45	0,20
50	0,19
Amostras Maiores	$1,36/\sqrt{n}$

Tabela Anexo I. 2 – Valores Críticos do Teste SW para 5% de significância

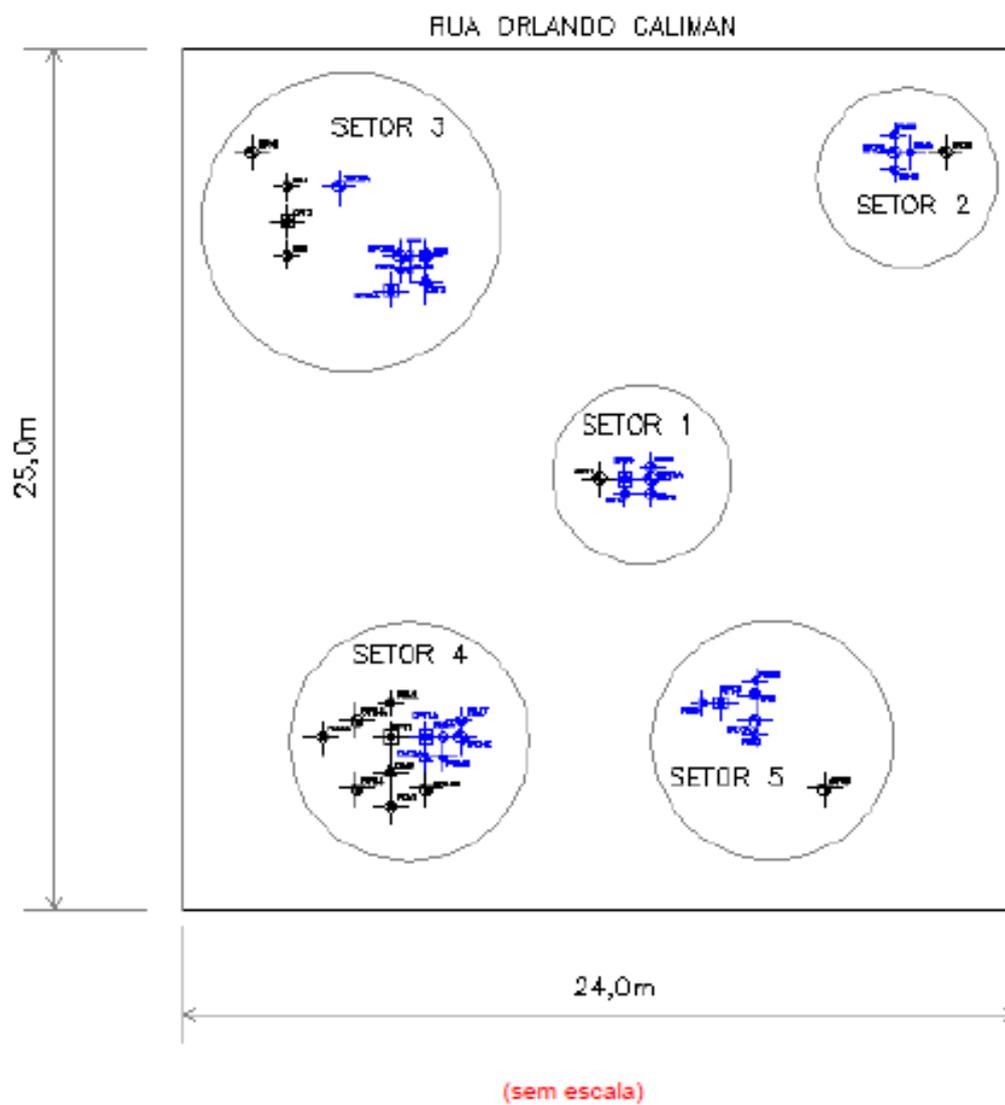
n	D'sw								
3	0,767	13	0,866	23	0,914	33	0,931	43	0,943
4	0,748	14	0,874	24	0,916	34	0,933	44	0,944
5	0,762	15	0,881	25	0,918	35	0,934	45	0,945
6	0,788	16	0,887	26	0,920	36	0,935	46	0,945
7	0,803	17	0,892	27	0,923	37	0,936	47	0,946
8	0,818	18	0,897	28	0,924	38	0,938	48	0,947
9	0,829	19	0,901	29	0,926	39	0,939	49	0,947
10	0,842	20	0,905	30	0,927	40	0,940	50	0,947
11	0,850	21	0,908	31	0,929	41	0,941		
12	0,859	22	0,911	32	0,930	42	0,942		

Tabela Anexo I. 3 – Valores Críticos do Teste DW para 5% de significância e um regressor

n	dL	dU	n	dL	dU	n	dL	dU	n	dL	dU
6	0,610	1,400	26	1,302	1,461	70	1,583	1,641	320	1,810	1,823
7	0,700	1,356	27	1,316	1,469	75	1,598	1,652	330	1,813	1,825
8	0,763	1,332	28	1,328	1,476	80	1,611	1,662	340	1,816	1,828
9	0,824	1,320	29	1,341	1,483	85	1,624	1,671	350	1,819	1,830
10	0,879	1,320	30	1,352	1,489	90	1,635	1,678	360	1,821	1,833
11	0,927	1,324	31	1,363	1,496	95	1,645	1,687	370	1,824	1,835
12	0,971	1,331	32	1,373	1,502	100	1,654	1,694	380	1,826	1,837
13	1,101	1,340	33	1,383	1,508	150	1,720	1,747	390	1,829	1,829
14	1,045	1,350	34	1,393	1,514	200	1,758	1,779	400	1,831	1,841
15	1,077	1,361	35	1,402	1,519	210	1,764	1,786	410	1,833	1,823
16	1,106	1,371	36	1,411	1,525	220	1,770	1,788	420	1,835	1,845
17	1,133	1,381	37	1,419	1,530	230	1,775	1,793	430	1,837	1,846
18	1,158	1,391	38	1,427	1,535	240	1,780	1,797	440	1,839	1,848
19	1,180	1,401	39	1,435	1,540	250	1,785	1,801	450	1,841	1,840
20	1,201	1,411	40	1,442	1,544	260	1,789	1,804	460	1,843	1,851
21	1,221	1,420	45	1,475	1,566	270	1,793	1,808	470	1,844	1,853
22	1,239	1,429	50	1,503	1,585	280	1,797	1,811	480	1,846	1,864
23	1,257	1,437	55	1,528	1,601	290	1,801	1,814	490	1,848	1,856
24	1,273	1,446	60	1,549	1,616	300	1,804	1,817	500	1,849	1,857
25	1,288	1,454	65	1,567	1,629	310	1,807	1,820	550	1,856	1,864

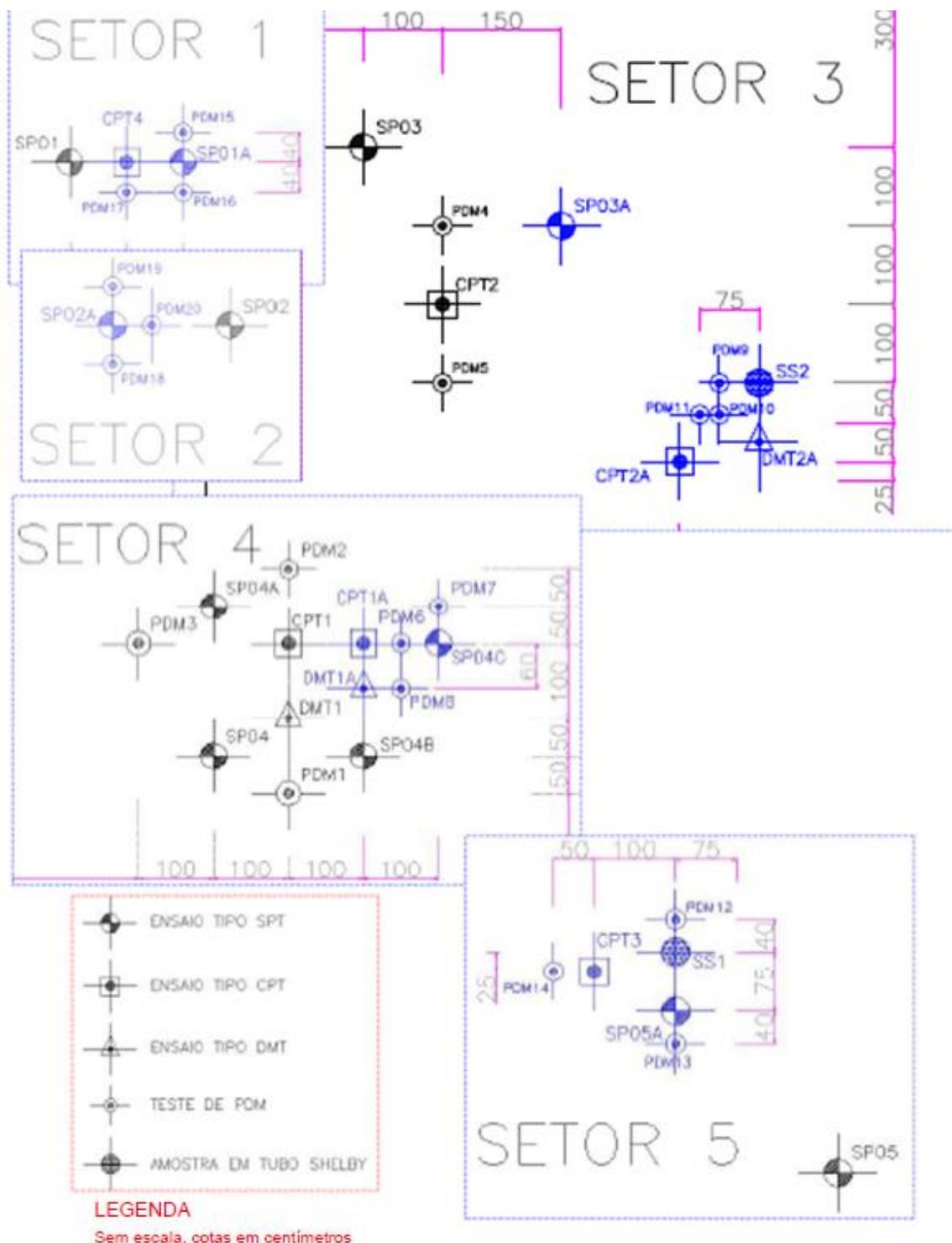
ANEXO II

Figura Anexo II. 2 – Planta de Locação dos ensaios e demarcação dos setores



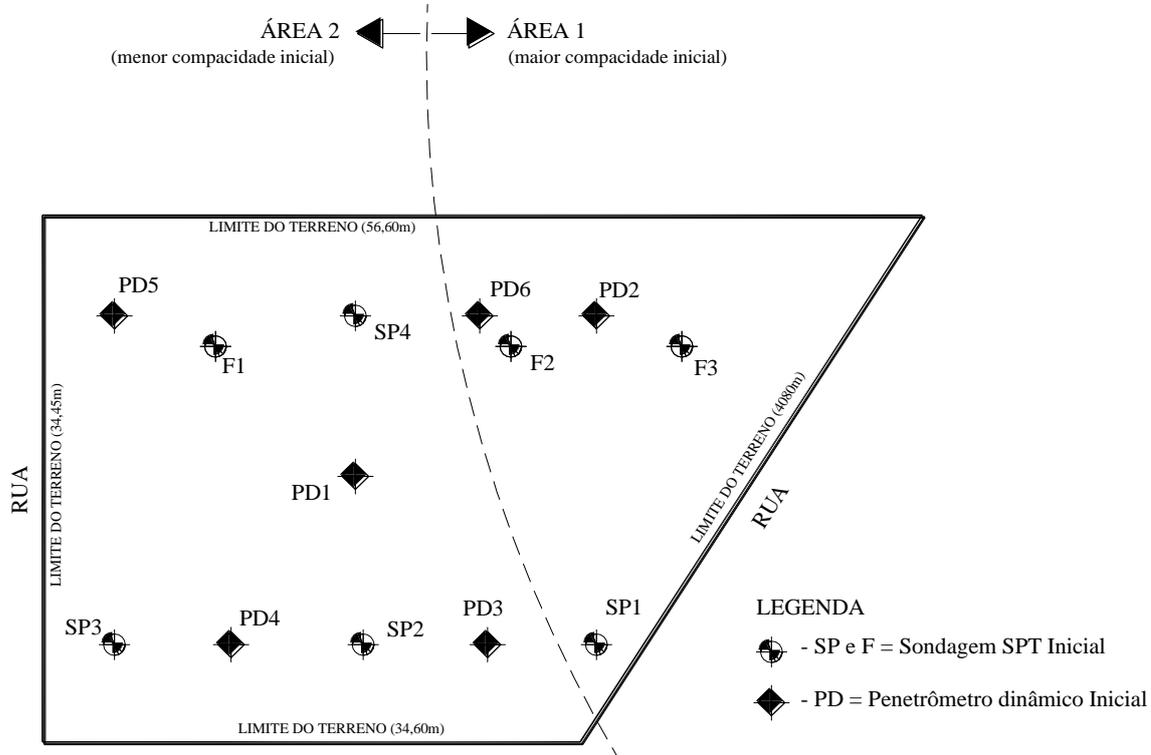
Fonte: Cordeiro, 2004

Figura Anexo II. 3 – Planta de Locação dos ensaios de campo, por setor (BD i.1)



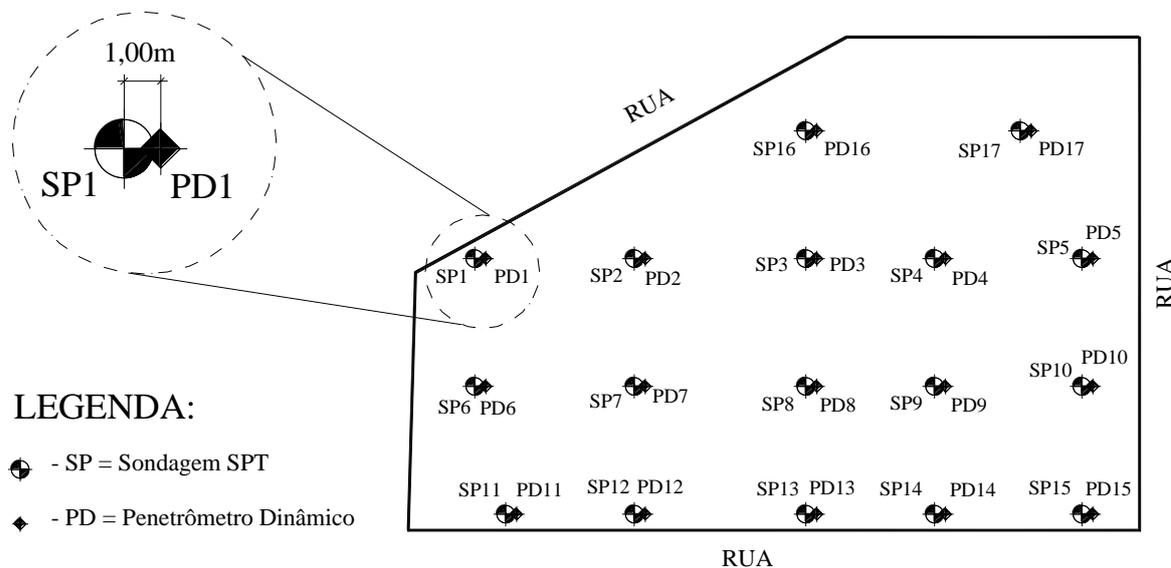
Fonte: Cordeiro, 2004

Figura Anexo II. 4 - Planta de situação com 7 ensaios SPT e 6 ensaios DPSH executados no terreno natural - Obra 1 (BD i.2)



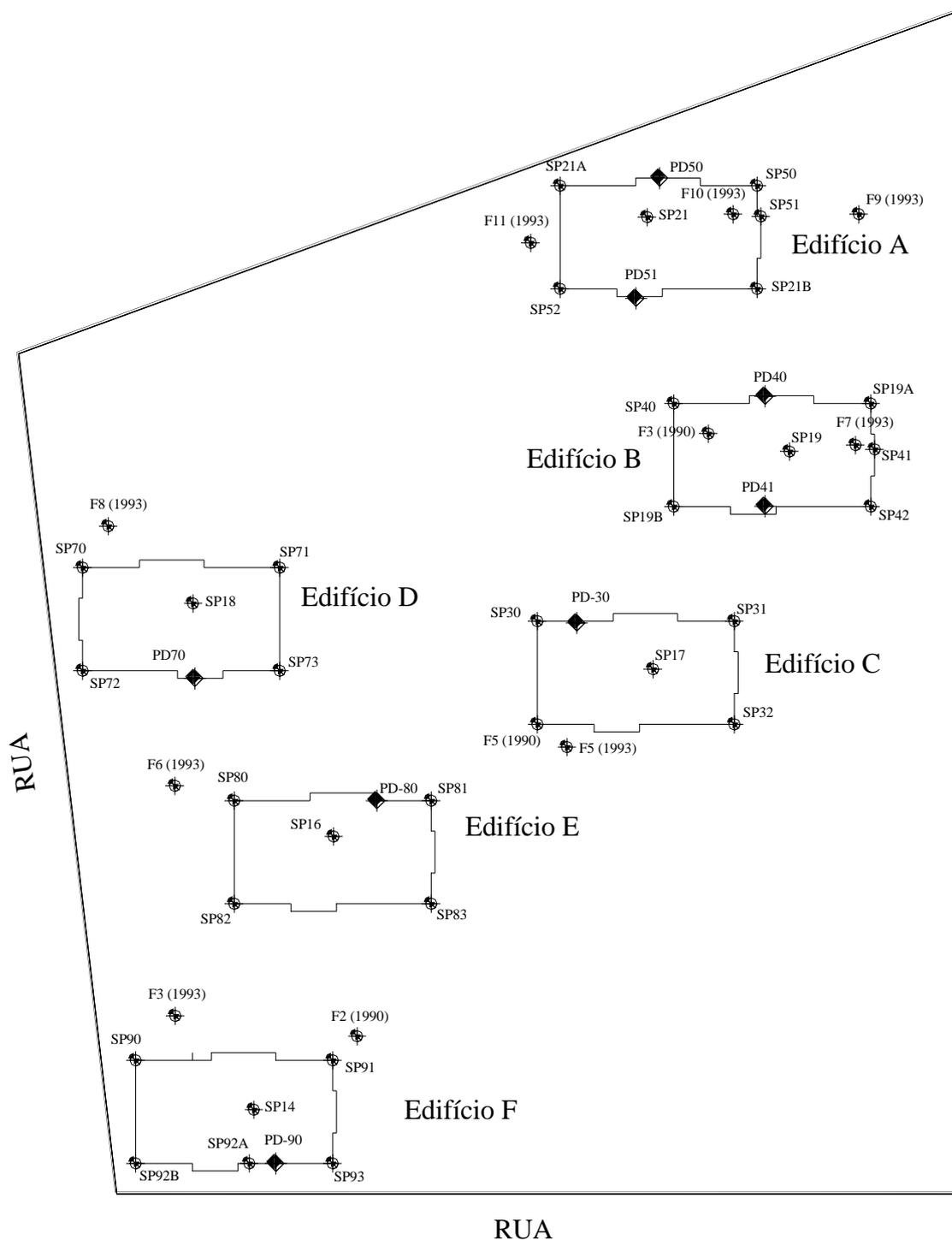
Fonte: Moraes, 2008

Figura Anexo II. 5 Planta de situação com 17 ensaios SPT e 17 ensaios DPSH executados - Obra 3 (BD i.2)



Fonte: Moraes, 2008

Figura Anexo II. 6 - Planta de situação dos 43 ensaios SPT e 8 ensaios DPSH executados no terreno natural - Obra 2 (BD i.2)



CONVENÇÕES

- ◆ - PD = Penetrômetro dinâmico inicial
- ⊕ - SP e F = Sondagem SPT inicial

Fonte: Moraes, 2008

APÊNDICE A

Tabela Apêndice A. 1 – Rotina de Sintaxe Utilizada no Programa-R

Rotina

```
#Leitura da tabela
data=read.table(file="nome.csv",header=T,sep=";")
data

#Atribuição de Variáveis
x=data[,1]
y=data[,2]

#Regressão Linear Simples sem Intercepto
regressao=lm(formula=y~1+x)
summary(regressao)

#Coeficientes Máximos e Mínimos
confint(regressao)

#Plotagem de Gráfico de Dispersão
plot(x,y,xlab="",ylab="")
abline(regressao)

#Análise dos Resíduos
Resíduos=resid(regressao)
ks.test(Resíduos,"pnorm",mean=0,sd=sd(y))
shapiro.test(Resíduos)
library(lmtest)
dwtest(regressao)

#Plotagem de Histograma
hist(Resíduos,freq=T,col="blue",xlab="Resíduos",ylab="Frequência")

#Plotagem de Gráfico de Dispersão de Resíduos
plot(x,Resíduos,xlab="")
abline(h=0)

#Plotagem de Gráfico de Probabilidade Normal de Resíduos
qqnorm(Resíduos,ylab="Resíduos",xlab="Quantis teóricos",main="")

#Regressão Linear Simples com Intercepto
regressao=lm(formula=y~x)

#Regressão Potencial tipo  $y=ax^b$ 
logx=log(x)
logy=log(y)
regressao=lm(formula=logy~logx)
```

APÊNDICE B

Tabela Apêndice B. 1 – Resultados das análises estatísticas entre SPT e CPT (BD i.1)

Análise	Equação	n	R ²	Valor-p	
				KS	SW
Geral	$q_c = 0,54 N_{75}$	36	79%	0,15	0,10
	$q_c = 0,55 N_{75}$	34	85%	0,16	0,60
	$q_c = 0,52 N_{75}^{1,02}$		68%	0,18	0,67
	$q_c = 0,08 + 0,55 N_{75}$		68%	0,15	0,54
	$q_c = 0,44 N_{60}$		86%	0,16	0,60
	$q_c = 0,18 N_{60}^{1,18}$	33	62%	0,03	0,93
	$q_c = 0,08 + 0,44 N_{60}$	34	68%	0,15	0,54
Sobreadensamento					
Antes do aterro	$q_c = 0,51 N_{75}$	17	87%	0,25	0,37
Depois do aterro	$q_c = 0,51 N_{75}$	18	78%	0,57	0,78
Compacidade Relativa					
Areia fofa	$q_c = 1,02 N_{75}$	5	93%	0,44	0,47
	$q_c = 0,83 N_{60}$	4	84%	0,90	0,37
Areia pouco compacta	$q_c = 0,46 N_{75}$	9	72%	0,91	0,15
	$q_c = 0,49 N_{60}$	5	79%	0,92	0,40
Areia medianamente compacta	$q_c = 0,52 N_{75}$	13	82%	0,92	0,87
	$q_c = 0,42 N_{60}$	15	76%	0,95	0,87
Areia compacta	$q_c = 0,53 N_{75}$	9	77%	0,94	0,83
	$q_c = 0,44 N_{60}$	9	70%	0,15	0,93
Areia muito compacta	$q_c = 0,43 N_{60}$	3	87%	0,61	0,003

Tabela Apêndice B. 2 – Resultados das análises estatísticas entre SPT e DPL (BD i.1)

Análise	Equação	n	R ²	Valor-p	
				KS	SW
Geral	$q_d = 0,67 N_{75}$	51	67%	0,005	0,08
	$q_d = 1,29 N_{75}^{0,16}$		2%	0,30	0,07
	$q_d = 1,73 + 0,01 N_{75}$		-1%	0,38	0,05
	$N_{DPL} = 1,71 N_{75}$	50	70%	0,01	0,05
	$N_{DPL} = 14,16 N_{75}^{0,18}$		4%	0,98	0,18
	$N_{DPL} = 19,67 + 0,18 N_{75}$	51	-1%	0,67	0,14
Sobreadensamento					
Antes do aterro	$q_d = 0,26 N_{75}$	15	88%	0,40	0,17
	$q_d = 0,55 + 0,19 N_{75}$		38%	0,86	0,58
	$N_{DPL} = 3,05 N_{75}$		84%	0,97	0,54
	$N_{DPL} = 7,63 + 2,11 N_{75}$		24%	0,97	0,41
Depois do aterro	$q_d = 0,13 N_{75}$	36	65%	0,02	0,41
	$q_d = 1,90 - 0,01 N_{75}$		-2%	0,80	0,23
	$N_{DPL} = 1,54 N_{75}$		70%	0,03	0,15
	$N_{DPL} = 20,57 + 0,04 N_{75}$		-3%	0,82	0,28
Compacidade Relativa					
Areia fofa	$q_c = 0,26 N_{75}$	6	91%	0,54	0,007
Areia pouco compacta	$q_c = 0,26 N_{75}$	15	77%	0,71	0,29
Areia medianamente compacta	$q_c = 0,16 N_{75}$	27	76%	0,03	0,05
Areia compacta	$q_c = 0,06 N_{75}$	3	96%	0,70	0,12

Tabela Apêndice B. 3 – Resultados das análises estatísticas entre CPT e DPL – média do metro (BD i.1)

Análise	Equação	n	R ²	Valor-p	
				KS	SW
Geral	$q_c = 2,34 q_d$	66	93%	0,02	0,98
	$q_c = 1,94 + 1,56 q_d$	68	59%	0,16	0,11
	$q_c = 3,32 q_d^{0,65}$		60%	0,07	0,04
	$q_c = 0,21 N_{DPL}$	67	92%	0,24	0,01
	$q_c = 1,57 + 0,16 N_{DPL}$	68	46%	0,27	0,09
	$q_c = 0,60 N_{DPL}^{0,69}$		46%	0,26	0,07
Sobreadensamento					
Antes do aterro	$q_c = 1,83 q_d$	20	95%	0,48	0,29
	$q_c = 0,15 N_{DPL}$		88%	0,41	0,94
	$q_c = 2,37 + 0,05 N_{DPL}$	19	14%	0,78	0,08
	$q_c = 1,20 N_{DPL}^{0,36}$		18%	0,71	0,08
Depois do aterro	$q_c = 2,49 q_d$	46	94%	0,06	0,29
	$q_c = 0,23 N_{DPL}$	48	94%	0,12	0,001
	$q_c = 2,04 + 0,16 N_{DPL}$		56%	0,10	0,02
	$q_c = 0,78 N_{DPL}^{0,65}$		61%	0,05	0,01

Tabela Apêndice B. 4 – Resultados das análises estatísticas entre CPT e DPL – a cada 25 cm (BD i.1)

Análise	Equação	n	R ²	Valor-p	
				KS	SW
Geral	$q_c = 2,25 q_d$	195	92%	1,18e-06	0,16
	$q_c = 1,67 + 1,72 q_d$		72%	6,22e-05	0,27
	$q_c = 3,45 q_d^{0,63}$	198	69%	5,74e-05	0,02
	$q_c = 0,23 N_{DPL}$	208	92%	7,28e-05	0,21
	$q_c = 1,28 + 0,19 N_{DPL}$		66%	0,0007	0,26
	$q_c = 0,67 N_{DPL}^{0,69}$	213	63%	0,001	0,06
Sobreadensamento					
Antes do aterro	$q_c = 1,80 q_d$	59	91%	0,19	0,30
	$q_c = 1,05 + 1,35 q_d$	60	55%	0,14	0,01
	$q_c = 2,40 q_d^{0,68}$		56%	0,16	0,02
	$q_c = 0,17 N_{DPL}$	63	89%	0,10	0,15
	$q_c = 1,15 + 0,12 N_{DPL}$		41%	0,66	0,18
Depois do aterro	$q_c = 0,52 N_{DPL}^{0,65}$		42%	0,72	0,18
	$q_c = 2,37 q_d$	137	93%	3,29e-06	0,02
	$q_c = 2,49 + 1,63 q_d$		79%	2,37e-05	0,97
	$q_c = 4,06 q_d^{0,58}$		81%	1,89e-06	0,86
	$q_c = 0,25 N_{DPL}$	150	93%	3,41e-05	0,99
	$q_c = 2,27 + 0,18 N_{DPL}$		71%	0,001	0,32
	$q_c = 1,03 N_{DPL}^{0,49}$	152	70%	0,002	0,62

APÊNDICE C

Tabela Apêndice C. 1– Resultados das análises estatísticas entre SPT e DPSH (BD i.2)

Análise	Equação	n	R ²	Valor-p		
				KS	SW	
Geral						
Obra 1	$q_d = 0,46 N_{75}$	28	88%	0,12	0,85	
	$q_d = 0,71 + 0,41 N_{75}$		62%	0,20	0,56	
	$q_d = 0,61 N_{75}^{0,90}$		62%	0,21	0,68	
Obra 2	$N_{DPSH} = 0,79 N_{75}$	26	89%	0,25	0,44	
	$N_{DPSH} = 1,52 + 0,64 N_{75}$		60%	0,28	0,06	
	$N_{DPSH} = 1,11 N_{75}^{0,86}$	39	59%	0,22	0,06	
	$q_d = 0,45 N_{75}$		94%	0,20	0,57	
	$q_d = 0,57 + 0,39 N_{75}$		58%	0,29	0,64	
	$q_d = 0,61 N_{75}^{0,86}$		58%	0,24	0,61	
Obra 3	$N_{DPSH} = 0,93 N_{75}$	23	91%	0,23	0,34	
	$N_{DPSH} = 0,28 + 0,89 N_{75}$		49%	0,29	0,39	
	$N_{DPSH} = 1,04 N_{75}^{0,95}$	64	49%	0,31	0,41	
	$q_d = 0,52 N_{75}$		92%	7,77e-05	0,01	
	$q_d = 0,48 + 0,47 N_{75}$		78%	0,0003	0,002	
	$q_d = 0,63 N_{75}^{0,92}$		77%	0,0002	0,005	
Obras 1 e 2	$N_{DPSH} = 0,48 N_{75}$	46	92%	9,161e-06	0,001	
	$N_{DPSH} = 0,69 + 0,42 N_{75}$		77%	0,00015	0,001	
	$N_{DPSH} = 0,69 N_{75}^{0,86}$	48	76%	0,0003	0,02	
	$q_d = 0,49 N_{75}$		94%	0,03	0,46	
	$q_d = -0,44 + 0,55 N_{75}$		47	81%	0,02	0,36
	$q_d = 0,34 N_{75}^{1,15}$		48	79%	0,01	0,55
Obras 1, 2 e 3	$N_{DPSH} = 0,82 N_{75}$	49	90%	0,08	0,63	
	$N_{DPSH} = 1,10 + 0,73 N_{75}$	49	63%	0,09	0,15	
	$N_{DPSH} = 1,06 N_{75}^{0,90}$		63%	0,09	0,23	
Compacidade Relativa						
Areia fofa						
Obra 1	$q_d = 1,38 N_{75}$	1	-	-	-	
Obra 2	$q_d = 0,40 N_{75}$	3	86%	0,62	0,32	
Obra 3	$q_d = 0,59 N_{75}$	18	92%	0,49	0,12	
Obras 1, 2 e 3	$q_d = 0,56 N_{75}$	21	91%	0,44	0,04	
Areia pouco compacta						
Obra 1	$q_d = 0,49 N_{75}$	12	92%	0,93	0,14	
Obra 2	$q_d = 0,60 N_{75}$	9	86%	0,77	0,20	
Obra 3	$q_d = 0,53 N_{75}$	22	87%	0,32	0,002	
Obras 1, 2 e 3	$q_d = 0,52 N_{75}$	42	90%	0,52	0,006	
Medianamente compacta						
Obra 1	$q_d = 0,42 N_{75}$	8	77%	0,90	0,18	
Obra 2	$q_d = 0,48 N_{75}$	12	92%	0,80	0,81	
Obra 3	$q_d = 0,50 N_{75}$	19	94%	0,90	0,65	
Obras 1, 2 e 3	$q_d = 0,48 N_{75}$	39	91%	0,92	0,40	
Areia compacta						
Obra 1	$q_d = 0,45 N_{75}$	7	90%	0,96	0,82	
Obra 3	$q_d = 0,52 N_{75}$	5	82%	0,98	0,88	
Obras 1, 2 e 3	$q_d = 0,49 N_{75}$	12	86%	0,96	0,57	

APÊNDICE D

Tabela Apêndice D. 1 – Resultados das análises estatísticas entre SPT e DPSH (BD i.3)

Análise	Equação	n	R ²	Valor-p	
				KS	SW
Geral	$q_d = 0,33 N_{75}$	136	75%	0,0006	0,005
	$q_d = 0,94 N_{75}^{0,58}$	137	26%	0,08	0,004
	$q_d = 1,32 + 0,21 N_{75}$		25%	0,09	0,002
Compacidade Relativa					
Areia fofa	$q_c = 0,48 N_{75}$	26	84%	0,34	0,04
Areia pouco compacta	$q_c = 0,44 N_{75}$	52	83%	0,55	0,26
Areia medianamente compacta	$q_c = 0,27 N_{75}$	51	67%	0,19	0,79
Areia compacta	$q_c = 0,37 N_{75}$	11	65%	0,98	0,42

APÊNDICE E

Tabela Apêndice E. 1 – K_c publicados para pedregulhos e areias com pedregulhos

Referência	K _c (MPa)	Observação
Schmertmann (1970)	0,6	
Meigh e Nixon (1961) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,3 – 0,4	
Eng. Cimentaciones Especiales <i>apud</i> Danziger (1982)	1,0	
Danziger e Velloso (1995) <i>apud</i> Acka (2002)	0,8 – 1,0	K _c = (q _c + f _s)/N _{SPT} Ei = 60%
Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,613	
Teixeira (1996) <i>apud</i> Moraes (2008)	1,1	

Tabela Apêndice E. 2 – K_c publicados para areias

Referência	K _c (MPa)	Observação
C.L. Crowther (1963) <i>apud</i> Sanglerat (1972)	0,23 – 0,38	
Y. Lacroix (1971) <i>apud</i> Sanglerat (1972)	0,768	Areia limpa (% finos < 8%)
Danziger (1982)	0,6	
Kantley (1965) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,22	
Meyerhof (1965) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,4	
Martins e Furtado (1976) <i>apud</i> Danziger (1982)	> 0,4	
Narahari e Aggarwal (1967) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,6	
Da Costa Nunes e Fonseca <i>apud</i> Danziger (1982)	1,0	
Viana da Fonseca (1996)	0,5 – 0,9	Areia com cimentação argilosa, Ei = 60%
Sandroni (1985) <i>apud</i> Viana da Fonseca (1996)	0,3 – 0,78	
Acka (2002)	0,47	Areia com cimentação forte, Ei = 60%
Eng. Franki Piles (1960) <i>apud</i> Acka (2002)	1,0	
Soares (2002)	0,5	
Mayne <i>et al.</i> (2006)	0,438	
Kara e Günduz (2010)	0,42	Ei = 75%
Souza <i>et al.</i> (2012)	0,51	Ei = 60%
Tanaka e Tanaka (1998) <i>apud</i> Cordeiro (2004)	0,4	Ei = 60%
Ahmed <i>et al.</i> (2013)	0,508	Ei = 60%
Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,568	Ei = 60%
de Alencar Velloso (1959) <i>apud</i> Shahri <i>et al.</i> (2014)	1,0	
Tarawneh (2014)	0,629	Ei = 60%
Jarushi <i>et al.</i> (2015)	0,6	
Ramaswamy <i>et al.</i> (1982) <i>apud</i> Velloso e Lopes (2010)	0,5 – 0,7	
Teixeira (1996) <i>apud</i> Moraes (2008)	0,9	

Tabela Apêndice E. 3 – K_c publicados para areias grossas

Referência	K _c (MPa)	Observação
Schmertmann (1970)	0,5	
Meigh e Nixon (1961) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,2	
Danziger e Velloso (1995) <i>apud</i> Acka (2002)	0,5 – 0,6	K _c = (q _c + f _s)/N _{SPT}

Tabela Apêndice E. 4 – K_c publicados para areias finas e médias

Referência	K _c (MPa)	Observação
Schmertmann (1970)	0,35	
Y. Lacroix (1971) <i>apud</i> Sanglerat (1972)	0,576	
Danziger e Velloso (1995) <i>apud</i> Acka (2002)	0,3 – 0,4	K _c = (q _c + f _s)/N _{SPT}
de Alencar Velloso (1959) <i>apud</i> Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,6	
Castello e Polido (1994) <i>apud</i> Moraes (2008)	0,7 – 1,0	Ei = 72%

Tabela Apêndice E. 5 – K_c publicados para areias siltosas

Referência	K_c (MPa)	Observação
Danziger (1982)	0,53	
Acka (2002)	0,55	Areias com forte cimentação, $E_i = 60\%$
Eng. Franki Piles (1960) <i>apud</i> Acka (2002)	0,5	
Danziger e Velloso (1995) <i>apud</i> Acka (2002)	0,7	$K_c = (q_c + f_s)/N_{SPT}$
Aoki e Velloso (1975) <i>apud</i> Souza <i>et al.</i> (2012)	0,8 – 1,0	
Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,46	$E_i = 60\%$
Lingwanda <i>et al.</i> (2014)	0,37	$K_c = (q_c + f_s)/N_{SPT}$, $E_i = 60\%$
Jarushi <i>et al.</i> (2015)	0,7 – 0,8	
Ramaswamy <i>et al.</i> (1982) <i>apud</i> Velloso e Lopes (2010)	0,3	
Teixeira (1996) <i>apud</i> Moraes (2008)	0,7	

Tabela Apêndice E. 6 – K_c publicados para areias argilosas

Referência	K_c (MPa)	Observação
Danziger (1982)	0,53	
Alonso (1980) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,94	
da Costa Nunes e Fonseca <i>apud</i> Danziger (1982)	0,6	
Eng. Franki Piles (1960) <i>apud</i> Acka (2002)	0,6	
Aoki e Velloso (1975) <i>apud</i> Souza <i>et al.</i> (2012)	0,5 – 0,6	
Barata <i>et al.</i> (1978) <i>apud</i> Kara e Gündüz (2010)	0,2 – 0,35	
Lingwanda <i>et al.</i> (2014)	0,37	$K_c = (q_c + f_s)/N_{SPT}$, $E_i = 60\%$
Jarushi <i>et al.</i> (2015)	0,4 – 0,8	
Ramaswamy <i>et al.</i> (1982) <i>apud</i> Velloso e Lopes (2010)	0,3	
Teixeira (1996) <i>apud</i> Moraes (2008)	0,55	

Tabela Apêndice E. 7 – K_c publicados para siltes

Referência	K_c (MPa)	Observação
Schmertmann (1970)	0,2	
C.L. Crowther (1963) <i>apud</i> Sanglerat (1972)	0,23	Silte micáceo
Danziger (1982)	0,3 – 0,38	
Alonso (1980) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,2	
da Costa Nunes e Fonseca <i>apud</i> Danziger (1982)	0,55	
Acka (2002)	0,32	Forte cimentação, $E_i = 60\%$
Danziger e Velloso (1995) <i>apud</i> Acka (2002)	0,2	
Kara e Gündüz (2010)	0,35	$E_i = 75\%$
ASCI (2014)	0,294 – 0,348	$E_i = 60\%$
Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,528	$E_i = 60\%$
Ramaswamy <i>et al.</i> (1982) <i>apud</i> Velloso e Lopes (2010)	0,2	

Tabela Apêndice E. 8 – K_c publicados para argilas

Referência	K_c (MPa)	Observação
Danziger (1982)	0,25	
Martins e Furtado (1976) <i>apud</i> Danziger (1982)	< 0,4	
Narahari e Aggarwal (1967) <i>apud</i> Danziger (1982)	0,2	
da Costa Nunes e Fonseca <i>apud</i> Danziger (1982)	0,2 – 0,35	
Eng. Franki Piles (1960) <i>apud</i> Acka (2002)	0,2 – 0,3	
Kara e Gündüz (2010)	0,19	Ei = 75%
Barata <i>et al.</i> (1978) <i>apud</i> Kara e Gündüz (2010)	0,15 – 0,25	
ASCI (2014)	0,096 – 0,188	Ei = 60%
Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,308	Ei = 60%
Alencar Velloso (1959) <i>apud</i> Shahri <i>et al.</i> (2014)	0,2 – 0,35	
Ramaswamy <i>et al.</i> (1982) <i>apud</i> Velloso e Lopes (2010)	0,2	

Tabela Apêndice E. 9 – Resultados das análises estatísticas entre K_c e fatores intervenientes (BD ii)

Análise	Equação	n	R^2	Valor-p			
				KS	SW		
% Finos	$K_c = 2,6\%_{\text{finos}}$	15	63%	5,62e-07	0,01		
	$K_c = 0,51 + 0,61\%_{\text{finos}}$		14%				
	$K_c = 0,82\%_{\text{finos}}^{0,11}$		22%				
Compacidade Relativa							
Areia fofa	$q_c = 0,57 (N_{60})_1$	8	87%	0,87	0,11		
Areia pouco compacta	$q_c = 0,65 (N_{60})_1$	32	95%	0,99	0,95		
Areia medianamente compacta	$q_c = 0,47 (N_{60})_1$	73	88%	0,97	0,57		
Areia compacta	$q_c = 0,41 (N_{60})_1$	100	90%	0,92	0,51		
Areia muito compacta	$q_c = 0,36 (N_{60})_1$	27	86%	0,71	0,25		
D₅₀							
Todos os dados	$K_c = 1,10 D_{50}$	45	75%	2,62e-10	4,19e-06		
	$K_c = 0,70 D_{50}^{0,26}$	44	88%				
	$K_c = 0,29 + 0,55 D_{50}$	45	62%				
Ei = 60%	$K_c = 1,3 D_{50}$	10	87%	0,62	0,98		
	$K_c = 0,70 D_{50}^{0,25}$		0%			0,91	0,39
	$K_c = 0,39 + 0,40 D_{50}$		3%			0,87	0,37