

Sidney Franco de Carvalho

**PROVA DINÂMICA SUPER PESADA – DPSH: UMA
PROPOSTA DE CORRELAÇÃO COM A SONDAÇÃO DE
SIMPLES RECONHECIMENTO SPT**

Dissertação submetida ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof.º Rafael Augusto dos
Reis Higashi, Dr.

**Florianópolis
2017**

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária
da UFSC.

Carvalho, Sidney Franco de

Prova dinâmica super pesada – DPSH: uma proposta de correlação com a sondagem de simples reconhecimento SPT / Sidney Franco de Carvalho; orientador, Rafael Augusto dos Reis Higashi – Florianópolis, SC, 2017.

203 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Geotecnia 3. Fundações 4. Mecânica dos Solos 5. Prova Dinâmica Super Pesada I. Higashi, Rafael Augusto dos Reis. II. Universidade Federal de Santa Catarina Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Sidney Franco de Carvalho

**PROVA DINÂMICA SUPER PESADA - DPSH: UMA PROPOSTA
DE CORRELAÇÃO COM A SONDAÇÃO DE SIMPLES
RECONHECIMENTO SPT**

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE
EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC da
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Florianópolis, 24 de fevereiro de 2017.

Prof.º Glicério Trichês, Dr.,
Coordenador do PPGEC/UFSC
Orientação:

Prof.º Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Universidade do Estado de Santa Catarina

Banca Examinadora:

Prof.º Glicério Trichês, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.
Universidade Federal de Santa Maria (Videoconferência)

Dedico aos meus pais,
Hamilton Sidney Alves de
Carvalho e Carmen Silva de
Carvalho (*in memoriam*) e a
minha filha Isabela
Fernandes de Carvalho.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina, pela oportunidade de realização do mestrado. Também, aos Professores deste Programa, em especial ao Professor Orientador Rafael Augusto dos Reis Higashi, pela acolhida, pelos conhecimentos transmitidos, amizade e auxílios com a condução deste trabalho. A empresa *VERSAL Engenharia e Consultoria Ltda.*, por disponibilizar sua estrutura, bem como sua coparticipação na montagem do banco de dados e execução dos ensaios. Ao colega de Pós-graduação, Eng.º Dr. Fábio Krueger, que plantou a semente, incentivando-me a iniciar este projeto de mestrado, aconselhando-me e dividindo suas experiências de campo e de laboratório, aplicadas à mecânica dos solos. Igualmente, aos colegas Eng.º Dr. Murilo da Silva Espíndola e Eng.º Rafael Fabiano Cordeiro, registrando aqui os meus sinceros e especiais agradecimentos pela amizade construída, troca de experiências, companheirismo e dedicação empreendidos em momentos cruciais para o nosso crescimento. À UDESC - Universidade do Estado de Santa Catarina, através do CCT - Joinville, em especial aos Professores Eng.ª Ma. Sandra D. Krüger Alves e Eng.º Dr. Edgar Odebrecht que me atestaram junto à UFSC. De forma geral, ao corpo docente da UDESC e UFSC que me proporcionaram alcançar as bases do meu conhecimento, faço minhas as palavras de Alexandre, o Grande, filho de Felipe da Macedônia, em uma homenagem a Aristóteles, seu professor escreveu.

Devo mais a meu mestre Aristóteles, que me dera o alimento do saber fazendo-me forte espiritualmente, que a meu pai Felipe, que me dera a vida e alimento para o corpo.

Não menos importantes, a todo(a)s aquele(a)s em que abdiquei atenção e presença no período de composição desta dissertação e, por fim, agradeço a todos que de direta e/ou indiretamente contribuíram para alcançar este meu êxito.

"Deve-se insistir que a ciência não é a dona da verdade. Toda verdade científica tem caráter probabilístico. Através dela se adquire conhecimento, compreensão, crença da falsidade ou veracidade de uma proposição."

R.J. Richardson

RESUMO

O ensaio *DPSH* – Prova Dinâmica Super Pesada está padronizado internacionalmente pela “Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica-DP” (ISSMFE 1989), pela Norma Alemã DIN 4094-3: 2002 e mais recentemente pela Norma da ISO – 22476-2:2005. Esta última norma apresenta quatro tipos de penetrômetros dinâmicos (leve-*DPL*, médio-*DPM*, pesado-*DPH* e super pesado-*DPSH*), variando principalmente a massa do martelo e a altura de queda. Por contar com uma norma internacional da *International Standardization Organization* (ISO), do qual o Brasil é signatário, conforme orienta o Instituto Brasileiro de Normas Técnicas (INMETRO), os ensaios dinâmicos passaram a ter uso regular no Brasil, o que difundirá as pesquisas para esses ensaios. Os ensaios da atual família DP’s (Provas Dinâmicas), há muito fazem parte da comunidade geotécnica de todo mundo. No Brasil e no mundo há vasta literatura onde se registra a participação do ensaio *Dynamic Probing Light (DPL)* quando correlacionado com o ensaio *Standard Penetration Test (SPT)* ou com o *Cone Penetration Test (CPT)*. A presença do *DPSH* é muito comum na Europa e no Continente Africano, mas ainda pouco difundido no Brasil. Por outro lado, não existem correlações apropriadas e validadas no Brasil. O local do estudo escolhido foi a zona urbana do Município de Joinville/SC/Brasil. O presente estudo tem como objetivo analisar as correlações existentes entre o ensaio *SPT* e *DPSH* onde, primeiramente, procurou-se analisar os resultados dos seus índices numéricos sob a ótica global. A partir da elaboração de mapas geológicos e geotécnicos, avaliou-se os seus resultados sob a ótica da interferência de duas unidades geotécnicas mais presentes, assim como a consideração da saturação do solo, visto que a região de estudo possui o lençol freático elevado. A justificativa para o desenvolvimento do trabalho é o fato de que, dentre os membros da família DP’s, o *DPSH* é o que mais se aproxima, energeticamente, do *SPT*, além de possuir o mesmo princípio dinâmico de execução, mesmas condições de alcance de profundidade, vantagem de possuir disparo automático do martelo, contar com a alta produtividade em campo com reduzida interferência operacional e custos de execução menores. A partir das análises, observa-se forte correlação entre seus índices de resistências dinâmicas, o que indica que a proposta é válida e poderá ser mais aprofundada em trabalhos futuros, onde outras variáveis poderão ser conjuntamente testadas.

Palavras-chave: Ensaio de Penetração Padrão (*SPT*), Penetrômetro Dinâmico Super Pesado (*DPSH*).

ABSTRACT

The DPSH test - Dynamic Penetrometer Super Heavy, is internationally standardized by the "International Reference Test Procedures for Probing Dynamic-DP" (ISSMFE 1989), the German standard DIN 4094-3: 2002 and more recently by ISO Standard - 22476- 2: 2005. The latter standard has four types of dynamic penetrometer (light-DPL, medium-DPM, DPH-heavy and heavy-DPSH super), mainly by varying the hammer weight and drop height. By relying on an international standard of the International Standardization Organization (ISO), of which Brazil is a signatory, as orients the Brazilian Institute of Technical Standards (INMETRO), passes the dynamic tests have regular use in Brazil, which disseminate research for these assays. The tests of the current family's DP (Dynamic tests) have long been part of the geotechnical community worldwide, as it was from its evolution than the other dynamic and static tests also emerged. In Brazil and in the world there is a vast literature which records the participation of Dynamic Probing Light test (DPL) when correlated with the Standard Penetration Test (SPT) or Cone Penetration Test (CPT). As for the *DPSH*, his presence is very common in Europe and South Africa, but still little used and widespread in our the country. On the other hand, there are no appropriate correlations and validated in Brazil, and so to be, this work will try to propose a correlation between these two tests. The site chosen study was the urban area of the City of Joinville / SC / Brazil. This study aims to analyze the correlation between SPT and DPSH test whereprimarily, we tried to analyze the results of their numerical indices in the global perspective. Then provided with the development of geological and geotechnical maps, we evaluated the results from the perspective of interference two more present geotechnical units, as well as consideration of soil saturation, since the region has a high water table. The justification for the development of the work is the fact that among the members of DP's family the DPSH is what is closest energy *SPT*, besides having the same dynamic principle of execution, the same depth range of conditions, advantage of having automatic firing hammer, count on high productivity, with reduced operational interference and lower running costs. As a result of comparisons studied through the use of statistics obtained strong correlation between their levels of dynamic resistance, which indicates that the proposal is valid and may be more detailed in future work where other variables may be jointly tested and studied its effects.

Keywords: Standard Penetration Test (*SPT*), Dynamic Penetrometer Super Heavy (*DPSH*).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação da prospecção quanto à forma.....	32
Figura 2 – Etapas na execução de sondagem à percussão com lavagem.....	38
Figura 3 – Detalhe do trado helicoidal em equipamento SPT mecanizado.....	48
Figura 4 – Máquina de sondagem mista <i>SPT</i>	49
Figura 5 – Correlação entre sondagens manuais e mecanizadas.....	50
Figura 6 – Máquina penetrométrica TG-63 – 150kN.....	55
Figura 7 - Penetrômetro dinâmico leve (10 kg. tipo Maquesonda) e ponteira.....	57
Figura 8 – Formas alternativas de cones para sondagens dinâmicas (para L , D e d_r).....	58
Figura 9 – Sonda de peso sueco (1920)	58
Figura 10– DPM-A, conforme DIN 4094-3:2002.....	59
Figura 11 – Esquema de montagem e funcionamento do <i>DPL</i>	60
Figura 12 – Variação do <i>SPT</i> e NGP (Número de Golpes de Penetração).....	63
Figura 13 – Reações nos cones penetrométricos.....	64
Figura 14 - Comparação entre os penetrômetros.....	68
Figura 15 – Medida da ponta cônica do <i>DPSH</i>	70
Figura 16 - Ponteira cônica do <i>DPSH</i>	71
Figura 17 – Haste do <i>DPSH</i> , com medidas indicadas de 20 cm.....	72
Figura 18 - Cabeça de bater. Comprimento de 10 cm.....	72
Figura 19- Cabeça de bater. Observa-se o chanfro para conexão de chave de boca.	73
Figura 20 – Esquema construtivo do sistema de disparo do martelo.....	74
Figura 21– Composição da antena na máquina.....	75
Figura 22– Ponta da antena. Em destaque a haste guia e a roldana chanfrada.....	76
Figura 23– Aproximação da foto anterior.....	76
Figura 24 – <i>DPSH</i> italiano sobre carretinha.....	78
Figura 25 – <i>DPSH</i> africano.....	78
Figura 26– <i>DPSH</i> espanhol.....	79
Figura 27 – <i>DPSH</i> Polonês.	79
Figura 28- <i>DPSH</i> africano.....	80
Figura 29 – <i>DPSH</i> espanhol.....	80
Figura 30– <i>DPSH</i> italiano.....	81
Figura 31 – <i>DPSH</i> português.....	81

Figura 32 – Medidas da máquina.....	82
Figura 33 – Identificação dos pontos de perda de velocidade.....	83
Figura 34 - Amostrador Padrão segundo a NBR – 6484:2001.....	86
Figura 35 – Ponteiras cônica segundo EN ISO 22476-2:2005.....	86
Figura 36 - Gráfico do ensaio <i>DPSH</i>	92
Figura 37 – Relação <i>SPT</i> x <i>DPSH</i>	94
Figura 38 – Reprodução do gráfico de correlação K_{DPSH} x N_{30SB}	102
Figura 39 – N_{SPT}/N_{30} em função da profundidade.....	103
Figura 40 - Processo de cruzamento de mapas.....	106
Figura 41 – Exemplo de nomenclatura utilizada nas unidades geotécnicas.....	107
Figura 42 – Localização do Município de Joinville.....	108
Figura 43 – Mapa da divisão político-administrativa de Joinville.....	109
Figura 44 – Campanhas de sondagens por bairro.....	110
Figura 45 - Bacias Hidrográficas da Região de Joinville.....	111
Figura 46 – Hidrografia e a divisão política-administrativa do Município de Joinville.....	112
Figura 47 - Mapa hipsométrico da região de Joinville.....	113
Figura 48 - Mapa Geológico Estrutural do Complexo Estuarino da Baía da Babitonga.....	115
Figura 49 – Legenda do Mapa Geológico Estrutural.....	116
Figura 50 – Mapa pedológico da área urbana de Joinville.....	121
Figura 51 - Fluxograma das Etapas a serem realizadas no presente trabalho.....	125
Figura 52 - Mapa dos Universos Geotécnicos.....	127
Figura 53 – Croqui esquemático dos furos de sondagens <i>SPT</i> e <i>DPSH</i>	131
Figura 54 – Execução do <i>DPSH</i> ao lado do furo <i>SPT</i> finalizado.....	131
Figura 55 – Comportamento típico dos boletins dos ensaios <i>SPT</i> (a) e <i>DPSH</i> (b).....	132
Figura 56 - Critério adotado para análise de N_{SPT} (a) e N_{40} (b).....	134
Figura 57 - Critério adotado para análise de N_{SPT} (a) e N_{60} (b).....	135
Figura 58 – Quantidades de campanhas e furos de sondagem executados no período compreendido estudado.....	140
Figura 59 – Gráfico de dispersão unificado dos índices (a) N_{SPT} , N_{40} x h e (b) N_{SPT} , N_{60} x h.....	147
Figura 60 – Gráfico de dispersão em painéis separados. Índices versus profundidade.....	148
Figura 61 – Dados brutos. Gráfico de dispersão com a reta de tendência.....	148

Figura 62 – Gráfico de Outlier para a amostra global saneada N_{SPT} (a) e N_{40} (b).....	150
Figura 63 - Dados saneados. Gráfico de dispersão com a reta de tendência.....	151
Figura 64 – Gráfico de dispersão com reta de tendência dos índices.....	152
Figura 65 – Gráfico de Outlier para a amostra saneada média $N_{SPT(\bar{m})}$ (a) e $N_{40(\bar{m})}$ (b).....	156
Figura 66 – Saída gráfica para o teste A-D dos dados $N_{SPT(\bar{m})}$ (a) e dos dados $N_{40(\bar{m})}$ (b).....	157
Figura 67 – Saída gráfica do Minitab. Equação polinomial quadrática. Presença de <i>outlier</i>	159
Figura 68 – Relatório resumo da regressão linear $N_{SPT(\bar{m})}$ x $N_{40(\bar{m})}$	161
Figura 69 - Relatório resumo de predição linear.....	162
Figura 70 – Saída gráfica do Minitab. Gráfico de resíduos.....	162
Figura 71 – Gráfico de contorno das variáveis $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$ versus profundidade.....	164
Figura 72 - Gráfico de Superfície 3D da Prof. (m) x $N_{SPT(\bar{m})}$ x $N_{40(\bar{m})}$	165
Figura 73 – Índices $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$ versus profundidade h	165
Figura 74 – Saída gráfica do Minitab.....	167
Figura 75 – Gráfico de distribuição de dados ($K_1 = K_{40}$) mínimos e máximos x autores.....	169
Figura 76 – Ábaco dos índices.....	172
Figura 77 – Índices plotados versus a profundidade.....	173
Figura 78 – Desenho esquemático para a identificação da região com e sem NA.....	174

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Referências normativas referentes à prospecção mecânica e ensaios de campo.....	34
Tabela 2 – Classificação pelo ISSMFE do penetrômetro dinâmico.....	56
Tabela 3 – Classificação pela DIN 4094-3:2002.....	56
Tabela 4 - Dimensões e massas para os quatro tipos de aparelhos de sondagem dinâmica.....	62
Tabela 5 - Principais características dos penetrômetros europeus.....	67
Tabela 6 – Tipos de <i>DPSH</i>	68
Tabela 7 – Características de Referência do <i>DPSH-B</i>	84
Tabela 8 – Tabela comparativa <i>SPT</i> x <i>DPSH</i>	85
Tabela 9 – Energia teórica dos ensaios, conforme normas citadas.....	89
Tabela 10 – Amostra Saneada Média dos índices nas respectivas unidades geotécnicas.....	144
Tabela 11 – Amostra Global Saneada Média.....	153
Tabela 12 - Linearização de algumas funções não-lineares testadas.....	158
Tabela 13 – Comparação dos fatores de correção de alguns autores.....	168
Tabela 14 - Comparação dos fatores de correlação.....	170
Tabela 15 – ANOVA de um fator.....	170
Tabela 16 – Dados e índices médios por metro.....	171
Tabela 17 – Número de leituras por intervalo.....	175
Tabela 18 – Amostra Global Saneada Média, sem NA.....	175
Tabela 19 – Amostra Global Saneada Média, com NA.....	176
Tabela 20 – Parâmetros resultantes.....	177
Tabela 21 – Parâmetros resultantes.....	178

LISTAS DE QUADROS

Quadro 1 – Correlações apresentadas entre os ensaios <i>SPT</i> e o <i>DPSH</i>	96
Quadro 2 – Estatística de Regressões.....	102
Quadro 3 – Legenda de Mapeamento do Município de Joinville.....	122
Quadro 4 – Etapas da construção de mapeamento para fins de análise de correlação.....	126
Quadro 5 – Quadro estatístico geral do banco de dados.....	141
Quadro 6 - Número de índices (pares válidos) a cada metro.....	141
Quadro 7 – Níveis d’água nos furos considerados das respectivas campanhas.....	145
Quadro 8 – Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{40}$ (sem saneamento).....	149
Quadro 9 – Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{60}$ (sem saneamento).....	149
Quadro 10 – Saída numérica para o teste de <i>Outliers</i> para a amostra global saneada.....	151
Quadro 11 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{40}$ (com saneamento).....	152
Quadro 12 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{60}$ (com saneamento).....	152
Quadro 13 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT(\bar{m})} \times N_{40(\bar{m})}$	153
Quadro 14 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT(\bar{m})} \times N_{60(\bar{m})}$	154
Quadro 15 – Saída de dados do Software Minitab.....	155
Quadro 16 – Saída numérica do Minitab.....	160
Quadro 17 – Distribuição dos índices com e sem a presença do nível d’água.....	176
Quadro 18 – Distribuição das médias dos índices a cada metro os índices.....	178

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_{ext}	Área da seção transversal externa do amostrador SPT (cm^2)
AFNOR	Associação Francesa de Normalização
AGI	Associação Geotécnica Italiana
A_{int}	Área da seção transversal interna do amostrador SPT (cm^2)
ASTM	American Society for Testing and Materials
CHT	CHT – Cross Hole Seismic Test
CPT	CPT – Cone Penetration Test
CPT _u	CPT _u – Piezocone Penetration Test
DCP	DCP – Dynamic Cone Penetrometer (Cone de Penetração Dinâmica)
DHT	DHT – Down Hole Seismic Test
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMT	DMT – Dilatometer Test
DMT	DMT – Dilatômetro de Marchetti
DP	DP – Dynamic Probing
DPL	DPL – Dynamic Probing Light
DPSH	DPSH – Dynamic Probing Super Heavy
e	Comprimento de penetração dos ensaios da família DP (cm)
EC7	Eurocódigo 7 – EN 1997 – Projeto geotécnico.
ENV 1997-2	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico. Parte 2. Projeto assistido por ensaios laboratoriais (1999)
ENV 1997-3	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico. Parte 3. Projeto assistido por ensaios de campo. ENV 1997-3. Pré-Norma Portuguesa.
ER	Energia de referência ou teórica do ensaio SPT (J)
h	Profundidade do ensaio (m)
IPPUJ	Fundação Instituto de Pesquisa e Planejamento para o Desenvolvimento Sustentável de Joinville.
ISO	Organização Internacional de Normalização.
ISSMFE	Referência Internacional para Procedimentos de Ensaios para Sondagem Dinâmica (1989).
K	Fator de correção de atrito
K_{40}	Fator de atrito ou de correção, dado por $N_{SPT(eq)}/N_{40}$
K_{40}	Fator de correção de atrito do ensaio DPSH

N_{10}	Número de golpes necessários para cravar 10 cm de haste (e = 10) para os ensaios DPL, DPM e DPH)
N_{20}	Número de golpes necessários para cravar 20 cm de haste (e = 20) para o ensaio DPSH
$N_{40(\bar{m})}$	Média dos índices N_{20} do ensaio DPSH compreendido entre os dois primeiros períodos de 20cm do metro sondado.
$N_{60(\bar{m})}$	Média dos índices N_{20} do ensaio DPSH compreendido entre o segundo e terceiro períodos de 20cm do metro sondado.
NBR	Norma Brasileira
NP	Número de golpes no trecho considerado
NPG	Número de Golpes do Penetrômetro
N_{SPT}	Índice SPT (somatório do número de golpes dos últimos 30 cm)
$N_{SPT(eq)}$	N_{SPT} equivalente, obtido da equação linear;
$N_{SPT(\bar{m})}$	Média dos índices N_{SPT} para cada metro de uma campanha de sondagem SPT;
$N_{SPT, br}$	Valor do N_{SPT} medido no Brasil, admitindo uma eficiência de 72%.
$N_{SPT,60}$	Índice de resistência à penetração SPT corrigido para a energia de referência mundial de 60% (ISSMFE, 1989)
PLT	Ensaio de carga e placa
PMT	Pressiômetro de Menard
$R = r$	Coefficiente de correlação da amostra
R^2	Coefficiente de determinação da amostra(%)
$R_d = q_d$	Resistência de ponta para os ensaios da família DP
SCPT	Teste de Penetração Cônica Sísmica
SDMT	Teste Dilatômetro de Menard Sísmica
SPT	Ensaio de Penetração Padrão
SPT-T	Ensaio de Penetração Padrão, com medidas de torque
VST	Ensaio de Palheta
X	Variável independente
Y	Variável dependente
ρ	Coefficiente de correlação da população
ρ^2	Coefficiente de determinação da população (%)

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	25
1.1. Exposição do Assunto da Pesquisa.....	27
1.2. Objetivo Geral.....	28
1.3. Objetivos Específicos.....	28
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	31
2.2. Investigação Geotécnica.....	31
2.3. Ensaios de Campo.....	33
2.3.1. Histórico do Ensaio <i>SPT</i> - Desenvolvimento Mundial.....	35
2.3.2. Procedimentos da Sondagem de Simples Reconhecimento com <i>SPT</i>	36
2.3.3. Desenvolvimento no Brasil.....	39
2.3.4. Panorama Atual do Ensaio <i>SPT</i>	41
2.3.5. Atuais Pesquisas do Ensaio <i>SPT</i>	41
2.3.6. Inovações Relativas ao Ensaio <i>SPT</i>	43
2.3.7. Correção da Energia.....	45
2.3.8. Produtividade do <i>SPT</i>	46
2.3.9. Ensaio <i>SPT</i> Mecanizado.....	47
2.4. Ensaios de Campo - Penetrômetros Dinâmicos Contínuos.....	50
2.4.1. Panorama Atual no Brasil e no Mundo.....	52
2.4.2 Normalização Atual dos Ensaios Dinâmicos Contínuos.....	54
2.4.3. Tipos de Provas Dinâmicas.....	56
2.4.4. Prova Dinâmica Leve – <i>DPL</i>	60
2.4.5. Prova Dinâmica Super Pesada – <i>DPSH</i>	65
2.5. Correlações Existentes entre <i>SPT</i> e <i>DPSH</i>	93
2.5.1. Correlações Gerais.....	93
2.5.2. Correlações Usuais.....	98
2.5.3. Proposta de MacRobert <i>et al.</i> (2011).....	100
2.5.4. Correlação Proposta por Vidal e Boopp.....	102
2.6. Mapeamento Geotécnico.....	104
2.6.1. Metodologia de Mapeamento Geotécnico Proposta por Higashi (2006).....	106
2.7. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	107
2.7.1. Local dos Ensaios.....	107
2.7.2. Bacias Hidrográficas.....	110
2.7.3. Hipsometria.....	112
2.7.4. Geologia.....	114
2.7.5. Pedologia.....	119
3. MATERIAIS E MÉTODO.....	123
3.1. Contextualização.....	123

3.2. Fluxograma da Pesquisa.....	123
3.3. Método Adotado para Criação do Mapeamento Geotécnico.....	126
3.4. Metodologia Adotada para as Correlações dos índices N_{SPT} e N_{DPSH}	128
3.5 – CONSIDERAÇÕES ESTATÍSTICAS.....	137
3.6. Dados Levantados.....	140
3.6.1. Correlação Global.....	141
3.6.2. Amostra Global Não Saneada.....	142
3.6.3. Amostra Global Saneada.....	142
3.6.4. Amostra Saneada Média.....	143
3.6.5. Correlação sob a ótica das unidades geotécnicas.....	143
3.6.6. Correlação sob a Ótica do Nível d'Água.....	144
4. RESULTADOS.....	147
4.1. Amostra Global Não Saneada.....	147
4.1.2. Amostra Global Saneada.....	150
4.1.3. Amostra Saneada Média.....	152
4.2. Proposta de MacRobert <i>et al.</i> (2001) Modificada.....	166
4.3. Influência da saturação do solo.....	173
4.4. Influência das unidades geotécnicas.....	177
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	181
5.1. Conclusões.....	181
5.2. Recomendações.....	183
REFERÊNCIAS.....	185
Anexo A - Mapa pedológico da área urbana de Joinville.....	197
Apêndice A - Mapa das unidades geotécnicas.....	199

1. INTRODUÇÃO

O Brasil vem ensaiando ciclos econômicos de crescimentos nos últimos anos. Mesmo diante desta alternância econômica em que o país viveu nos últimos 50, com variação do PIB (Produto Interno Bruto) alcançando 7,5% (1960) e a partir de 2014 chegando a atingir um PIB negativo (PASTORE, 2016), o Brasil não se tornou obsoleto. Neste período, permitindo que houvesse uma crescente modernização das técnicas de engenharia, vindo a incorporar técnicas e práticas internacionalmente reconhecidas, principalmente na construção civil pesada. Tal mudança e aceite de novas tecnologias são praticamente inevitáveis, frente às exigências arquitetônicas e de mobilidade que pressionam a engenharia geotécnica a se renovar constantemente, primando por maiores investigações no solo/rocha, onde estarão apoiadas as construções e por onde passarão a infraestrutura da mobilidade.

Portos, aeroportos, ferrovias, rodovias, estruturas *off-shor*, *on-shor*, túneis, pontes, barragens, transposições de rios, estádios esportivos, hidroelétricas, parques eólicos e arenas multiusos são alguns exemplos de obras que vêm utilizando de tecnologias (máquinas, equipamentos e metodologias) pouco desenvolvidas no Brasil e muitas vezes não há normatização nacional, mas são assumidas com desafios diante da modernização das técnicas reconhecidas internacionalmente.

Por normas, todas as obras de engenharia o solo deve ser investigado, pois ao longo de sua profundidade é que ficarão assentes as estruturas de fundação. A enorme tradição e preferência no Brasil e no mundo pelo ensaio dinâmico denominado *SPT* (*Standard Penetration Test*) que possibilita dimensionar, projetar estruturas de fundações e contenções, ou seja, realizar o reconhecimento do solo ao longo de sua profundidade, revela o comportamento cultural e conservador de uma parcela da massa de engenheiros calculistas e projetistas em atividade. O motivo da preferência pelo *SPT* pode estar relacionado à resistência pela inovação tecnológica, frente à experiência acumulada neste tipo de ensaio ou o seu custo reduzido quando comparado com sondagens especiais. Por outro lado, novos ensaios e outros ainda pouco desenvolvidos no país, mas de uso muito comum em outros países, começam a apontar como sendo uma necessidade e até alternativas para uma campanha de sondagem que traga o maior número de informações, bem como o aproveitamento dos parâmetros advindos de forma a diminuir as incertezas e aumentar a confiabilidade dos projetos, além de seu reduzir custos.

Para a maioria das obras de pequeno a médio porte, o *SPT* continua prevalecendo, tanto em pequenos centros urbanos quanto nas grandes capitais brasileiras que igualmente podem oferecer outros tipos de sondagens. Além disso, o ensaio *SPT* é tido como um “ensaio de entrada” ou “sondagem piloto”, bem como define a própria NBR – 6484:2001, como sendo um ensaio de “simples reconhecimento”. Portanto, o ensaio *SPT* realiza um primeiro reconhecimento da área para então, apontar a necessidade e/ou viabilizar o uso de ensaios especiais disponíveis, trazendo consigo outros parâmetros geotécnicos que o ensaio *SPT* não fornece .

Assim, reforça-se a presença e a busca cada vez maior pelo ensaio *SPT*, em vista de se adequar bem a todo tipo de solo, além de sua estrutura permitir uma mão-de-obra não especializada, contar com equipamentos relativamente baratos e de baixo custo, mas sem nenhum aprimoramento tecnológico e muito dependente do operador. De fato, tudo isso colabora para a redução de custos de campanhas de sondagens, e por assim ser, haja uma maior procura e preferência pelos ensaios dinâmicos à percussão se comparado com os ensaios estáticos ou ainda os geofísicos.

A heterogeneidade do solo é devido aos aspectos contidos na formação geológica ao longo de milhares de anos, vez por outra resulta em áreas com características geotécnicas específicas contando com variabilidade muito grande justificando a coparticipação de outros ensaios geotécnicos. Assim, é de fundamental importância conhecer o subsolo para permitir e assegurar a confiabilidade de seus parâmetros que serão utilizados para o dimensionamento dos projetos civis e evitar os recalques não admissíveis e rupturas, além de permitir conhecer o custo das fundações mais exatamente.

É fato que os ensaios estáticos e sísmicos empregam tecnologia mais sofisticada e exigem análise e interpretação especializada dos resultados, o que vêm demandando um profundo conhecimento do profissional que irá utilizar e empregar essas informações para os seus projetos de fundações.

Por outro lado, a corrente conservadora dos que defendem a permanência e uso do ensaio *SPT*, vem difundindo a chamada “inovação no *SPT*” (ODEBRECHT, 2003 e AOKI, 2013). Tal inovação busca aplicar o princípio da conservação de energia ou o Princípio de *Hamilton* (AOKI e CINTRA, 2000), para determinar a eficiência do impacto do *SPT*, levando em consideração a inércia das hastes (BELINCANTA, 1985; CAVALCANTE, 2002; ODEBRECHT, 2003 e AOKI, 2013) e assim, corrigir os índices oriundos. Como resultado, o valor da resistência

do solo à penetração do amostrador pode ser determinado com base na eficiência do impacto e do valor N_{SPT} medido no ensaio (AOKI e CINTRA, 2000; AOKI *et al.*, 2007).

A busca por melhorias da qualidade do ensaio *SPT* deve atender minuciosamente aos preceitos da norma NBR - 6484:2001 - Sondagens de Simples Reconhecimento com *SPT*, que a cada 5 anos, precisa ser revisada e aprimorada, desafio este que a ABNT encontra dificuldades em cumprir totalmente.

As campanhas de sondagem em geral, quando voltadas para o dimensionamento de fundações de edifícios, devem atender os preceitos normativos, dentre outros à quantidade mínima de furos de sondagem (NBR - 8036/83). Mesmo em obras de grande porte, atendendo a norma citada, podem-se acompanhar indesejadas variabilidades dos índices de resistências, necessitando aumentar a quantidades de dados (pontos de sondagem e estratigrafia) ou admitindo o apoio de outros tipos de sondagens diretas (dinâmicas e estáticas) e indiretas (sísmica e elétrica). Do contrário, a falta de confiabilidade na caracterização do solo, resulta em estruturas de fundações rotineiramente mais robustas e antieconômicas, além de ficarem suscetíveis a recalques diferenciais.

1.1. EXPOSIÇÃO DO ASSUNTO DA PESQUISA

De todo exposto inicial, em face da atual conjuntura do ensaio *SPT* no Brasil, há necessidade de se pesquisar alternativas de investigações geotécnicas que possam, conjuntamente, serem utilizados para aumentar o número de informações confiáveis, atrelado às máquinas e equipamentos acessíveis, de simples execução, de pouca influência humana, produtividade alta e de baixo custo. Atualmente isso é realidade quando a investigação do solo é feita por ensaios dinâmicos através do uso da prova dinâmica da família DP (Dynamic Probing). Trabalhos publicados (NILSSON, 2004; AZEVEDO, 2009; GOMES *et al.*, 2005), comprovam a eficiência do *DPL* (*Dynamic Probing Light*), por exemplo, pois resultam em uma correlação satisfatória quando comparado com *SPT* e também com *CPT*, ainda que limitados por profundidades reduzidas e influência do NA. O baixo custo do ensaio *DPL* (equipamento, transporte, instalação e execução) e a alta produtividade em campo, conferem vantagens quando executados em áreas de difícil acesso ou em áreas atendidas por programas governamentais de regularização fundiária destinados à população de baixa renda.

Frente aos resultados positivos do *DPL*, o aparecimento de outros ensaios, que por serem dinâmicos, aproximam-se das características do

SPT, como é o caso do *DPM* (*Dynamic Probing Medium*), *DPH* (*Dynamic Probing Heavy*) e *DPSH* (*Dynamic Probing Super Heavy*), todos pertencentes à mesma família dos ensaios dinâmicos contínuos contidos na norma alemã DIN - 4094-3: 2002 – *Subsoil - Field testing - Part3: dynamics probing* e também da ISO – 22476- 2:2005 – *Geotechnical investigation and testing — Field testing— Part 2: Dynamic Probing*.

Este trabalho, pioneiro com o *DPSH* no Estado de Santa Catarina e um dos poucos no Brasil, segundo as referências consultadas, propõe-se a realizar comparações entre os resultados dos índices N_{DPSH} com os resultados dos índices N_{SPT} , ambos coletados na mesma campanha de sondagem, mesma coparticipação do nível d'água, em solos sedimentares e residuais, distribuídos na região urbana da cidade de Joinville/SC, Brasil. Há, portanto, um ineditismo neste trabalho, muito por conta de se alcançar solos residuais e deles permitir extrair modelos que podem se correlacionar. Os resultados obtidos de ambos os ensaios também serão estudados sob a ótica da unidade geotécnica preponderante e com a influência do NA. Com o propósito de demonstrar a aplicabilidade, confiabilidade e consistência dos resultados obtidos com o *DPSH* nos locais estudados, contribuindo para introduzir o uso deste ensaio na rotina de prospecção geotécnica, aliado ao ensaio *SPT*, oferecendo aos projetistas mais uma ferramenta ao estudo das condições do subsolo.

1.2. OBJETIVO GERAL

A presente pesquisa tem como objetivo geral desenvolver correlações entre o *SPT* e o *DPSH*, por meio de comparação e testes estatísticos dos índices gerados em cada equipamento e quando interagidos com as características e informações levantadas no local do estudo.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo geral, traçam-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Reunir o banco de dados advindos dos ensaios obtidos das campanhas de sondagens *SPT* e *DPSH*;
- b) Avaliar a dispersão ocorrida para discorrer sobre a associação global dos dados advindos dos seus processos de execução de sondagem, testando suas estatísticas e apresentando um modelo representativo da relação estudada;

c) Avaliar o comportamento das associações quando as relações estiverem vinculadas às unidades geotécnicas, ao NA do solo e com a literatura internacional.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Segundo Fernandes (2014), o estágio de prospecção geotécnica é precedido do chamado reconhecimento geológico-geotécnico preliminar, que consta de um reconhecimento do local de superfície, breves sondagens e uso de mapas na região para então, por meio de um relatório, elaborar um programa de prospecção geotécnica abrangente. Em outras palavras, tal prospecção conta com dois principais estágios:

a) *investigação geológica*, para o reconhecimento e caracterização da superfície, apoia-se em informações de cartas topográficas e geológicas, consultas a imagens aéreas bi e tridimensionais, obtidas de satélites e vez por outra com abertura de poços ou furos a trado pouco profundos. O resultado deste estágio permite definir qual o método de investigação será mais adequado, e por assim ser, qual ou quais o(s) ensaio(s) será(ão) realizado(s) em campo;

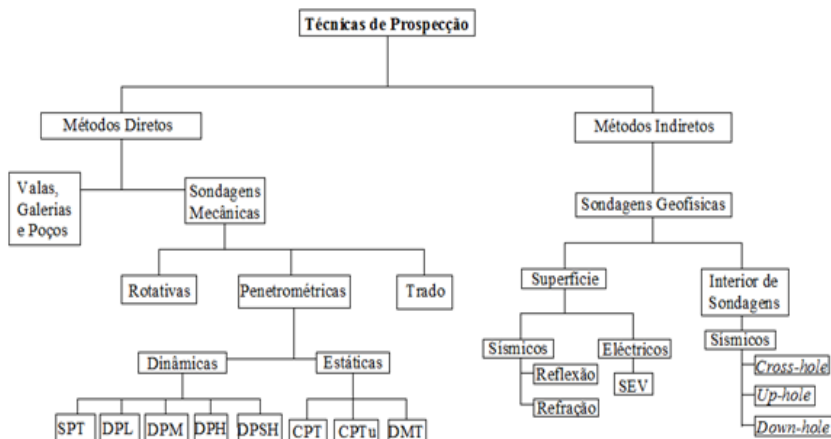
b) *investigação geotécnica*, vista como um segundo estágio, onde serão levantadas as características das camadas subsequentes à superfície na oportunidade da realização dos ensaios definidos no primeiro estágio. É neste estágio que a sondagem propriamente dita deverá ser satisfeita às exigências mínimas que venham a garantir o reconhecimento do subsolo, daí o atendimento da ABNT – NBR – 8036:1983, quanto ao número mínimo de furos de sondagem, sua localização e profundidade.

Schnaid e Odebrecht (2012), sugerem subdividir a campanha de investigação em três fases distintas: a) *investigação preliminar*, que visa buscar elementos para a elaboração do projeto básico (ou anteprojeto) e orientar investigações complementares; b) *investigação complementar*, que tem como objetivo determinar os parâmetros constitutivos necessários ao dimensionamento da obra e c) *investigação de verificação*, para confirmar as premissas adotadas em projeto (fase normalmente executada durante a etapa construtiva e associada a uma campanha de instrumentação).

As referidas etapas sugeridas pelos referidos autores, circundam o segundo estágio (investigação geotécnica) defendida por Fernandes (2014), considerando que a investigação geológica já tenha ocorrido.

Neste estudo será abordada a prospecção inserida no método direto de prospecção, advindos dos ensaios dinâmicos a percussão, conforme fluxograma da Figura 1 e que indica a forma de execução.

Figura 1 – Classificação da prospecção quanto à forma.



Fonte: BESSA, 2009. Modificado pelo autor.

A prospecção defendida no primeiro estágio permite definir o método mais adequado para escolha dos ensaios de campo, pois a adoção do tipo de ensaio deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas.

Entretanto, para obras de pequeno e médio porte, no Brasil, este primeiro estágio praticamente inexistente, partindo-se direto para as investigações pelo método direto. Fernandes (2014) ainda expõe que a prospecção mecânica compreende:

- i) sondagens de furação;
- ii) sondagens de penetração; e
- iii) os poços e as valas ou trincheiras.

O primeiro tipo, *sondagem de furação*, trata-se do ensaio do *SPT* propriamente dito, atendendo todas as etapas normativas (cravação, coleta de amostra e lavagem). Assim, a sondagem de furação à percussão está associada à técnica de desagregação do solo.

O segundo tipo apontado pelo mesmo autor, trata-se da *sondagem de penetração*, distinguem-se da primeira por penetrar no terreno sem extração do solo, portanto, sem coletas de amostras. Assim, não há desagregação do solo nas camadas subsequentes. Também depende de uma estrutura metálica (manual ou mecânica) que possibilite que uma ponteira maciça, ligada às hastes, penetre no solo a cada golpe de um martelo que cai de certa altura. Os representantes deste ensaio são

os ensaios dinâmicos da família Prova Dinâmica, revestida de metodologia mais adiante detalhada.

MacRobert *et al.* (2011), tomando como referência Código de Investigaçãode Práticas, publicado pela instituição Sul-Africana de Engenharia Civil – Divisão Geotécnica (2009), classificam os testes *in situ* em dois grandes grupos, quais sejam: a) *Ensaio penetrométricos*, realizados a partir do nível do solo, tendo como exemplo os ensaios dinâmicos contínuos e b) *Sondas de perfuração*, tendo como exemplo o *SPT*.

Alguns autores como Araújo *et al.* (2016), classificam a sondagem em três tipos:

- a. *Sondagens diretas*: quando a análise do terreno é feita a olho nu (sondagem a trado);
- b. *Sondagens semidiretas*: a análise do solo ocorre por meio de amostras coletadas *in loco* (sondagem *SPT*);
- c. *Sondagens indiretas*: onde não são coletadas amostras e nem se vê o perfil dos solos (penetração estática como *CPT* e *PMT*).

2.3. ENSAIOS DE CAMPO

Atualmente, a engenharia conta com inúmeros ensaios de campo reconhecidos internacionalmente. No Brasil alguns ensaios, largamente usados em outros países, ainda não estão normalizados pela ABNT, mas seguem orientações internacionais, tais como a *International Standartization Organization (ISO)* e *Association française de Normalisation (AFNOR)*, portanto, em tese, também são ensaios válidos no Brasil, como explicados no ítem 2.1. No âmbito de investigação do solo, têm-se como exemplo, os ensaios *CPTu* e o *DMT*, respectivamente tratados na norma *ISO 22476-1 – Electrical cone and piezocone penetration tests* e *ISO 22476-11 – Flat dilatometer test*.

A Tabela 1, apresentada por Fernandes (2014), aponta os ensaios praticados hoje em dia, bem como suas normas orientativas (nacionais e internacionais) que as regem.

Tabela 1 – Referências normativas referentes à prospecção mecânica e ensaios de campo.

Operação/ Ensaio	Normas			
	ASTM	EN ISO	Outros	NBR
Prospecção mecânica e amostragem (geralmente)	D420, D1452, D15487, D4700	-	AAASHTO T86, T203, BS 5930	-
Identificação dos solos exame manual e visual)	D2488	14688-1	-	6484/2001
<i>SPT</i>	D1586	22476-3	AASHTO T-206	6484/2001 (em revisão)
<i>CPT_u</i>	D3441, D5778	22476-1	-	-
<i>DP</i>	-	22476-2	-	-
<i>VST</i>	D2573	22476-9	AASHTO/T223	10905
<i>PMT</i>	D4719	22476-4	AFNOR/NF 94-110	-
<i>DMT</i>	D6635	22476-11	-	-
Ensaio de permeabilidade	-	22282-1	-	-
Ensaio de bombeamento em poços.	D4050	22282-4	BS 5930	-

Fonte: Fernandes (2014). Modificado pelo autor.

Neste estudo, serão priorizados os ensaios dinâmicos à percussão denominados *SPT* e *DPSH*. O primeiro encontra-se largamente difundido pelas inúmeras literaturas editadas em todo o mundo e que neste trabalho serão abordadas em resumo suas principais características e origem de seus resultados. O segundo representa a reativação de um processo antigo e necessário que será sua contextualização histórica, mostrando suas características, metodologia normativa, equipamentos, finalidades, resultados e novos estudos relacionados associativos.

2.3.1. Histórico do Ensaio *SPT* - Desenvolvimento Mundial

O ensaio de investigação que mais é utilizado em todo mundo ainda continua sendo o *SPT*. De acordo com Belincanta *apud* Carvalho (2012), foi por volta de 1902 que o norte americano Charles R. Gow iniciou seus estudos para a obtenção de amostras através de processos dinâmicos de cravação. Até essa data, os processos de identificação do solo tinham por base o recolhimento de amostras de solo resultantes da perfuração com circulação d'água e a abertura de poços de grande diâmetro. Por assim serem, esses processos causavam a descaracterização estrutural do solo, o que prejudicava a sua identificação, suas propriedades e parâmetros.

O processo desenvolvido por Gow, baseava-se na cravação dinâmica a seco e contínuo de um tubo metálico oco de 25,4 mm de diâmetro nominal e aproximadamente 450 mm de comprimento, através do impacto de um martelo que pesava 0,49 kN.

Ainda, segundo Souza (2009) e Carvalho (2012), citam o trabalho de Broms e Flodin (1988), que tratou de organizar o desenvolvimento histórico do ensaio *SPT*, ao longo de todo o século passado. Durante este período, quatro foram as fases deste desenvolvimento, conforme cronologia:

- Primeira fase: De 1902 a 1920 – Registrou-se que foi o engenheiro Charles R. Gow, que deu início ao uso do amostrador para a coleta da amostragem contínua a seco, sem causar grandes perturbações ao solo coletado, pois antes disso, tratavam por fazer a desagregação total do solo.
- Segunda fase: De 1920 a 1949 – Desenvolvimento do amostrador de Raymond (1927); por Fletcher e Mohr, primeira sistematização do processo (diâmetro do amostrador, martelo, altura e índice de resistência) (1930); Realização do 1º Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em Harvard, EUA. Fundação da ISSMFE – *Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Fundação*;

publicação do livro *Soilmechanics in Engineering Practice* (1948) e o estudo proposto por Cumings (1949), concluiu que a perda de energia devido a movimentos transversais das hastes é mínima, em sondagens de até 30 metros de profundidade

- Terceira fase: De 1950 a meados de 1970 – Primeiras tentativas extraoficiais de normatização, proposto por James D. Parson, propondo o registro do número de golpes para cada um dos três intervalos de 152 mm de penetração do amostrador, mas tendo como resistência a penetração dada pela menor soma de dois ou três intervalos propostos (1954), resultando nas primeiras tentativas de normatização pela ASTM – *American Society for Testing and Materials*; intitulada *Tentative Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*", foi publicada em abril de 1958 (ASTM D1586-58); a segunda tentativa de normatização (1963), para corrigir a primeira vindo a expressar claramente que a penetração N corresponderia ao número de golpes necessários para crava o segundo e terceiro intervalos de 152 mm; tais medidas torna-se norma definitiva, em 1963, com ASTM D1586-63T.
- Quarta fase: De 1977 aos dias atuais – quando se iniciam as preocupações com a qualidade dos dados e as técnicas de interpretação. A *University of Florida* (USA) foca estudos sobre a questão da energia efetiva que atinge o amostrador, destacando nesse período os relevantes trabalhos de Palacios (1977) e Schmertman e Palacios (1979) *apud* Cavalcante *et al.* (2006). Em 1989, a *International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering* (ISSMFE, 1989) publica os procedimentos do *SPT* e estabelece recomendações de procedimentos e equipamentos, permitindo a normalização de resultados entre diferentes países.

2.3.2. Procedimentos da Sondagem de Simples Reconhecimento com *SPT*

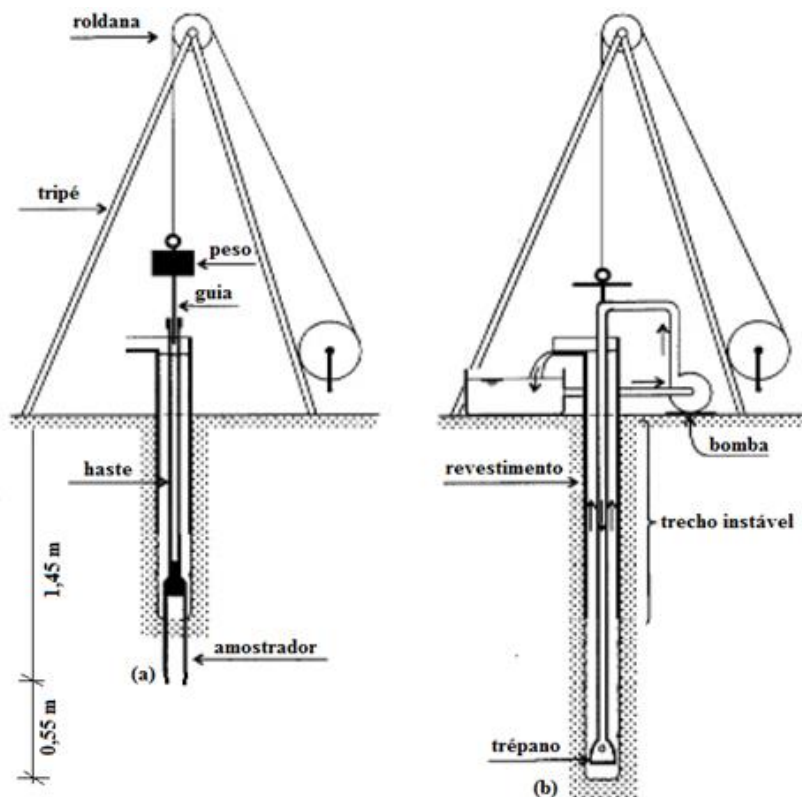
Diversos autores, tais como Lyomasa (1999); Schnaid (2000); Rebello (2008); Das (2011); Schnaid e Odebrecht (2012); Cintra *et al.* (2013); Delatim *et al.* (2013); Fernandes (2014), assim como inúmeros trabalhos acadêmicos detalham bem o procedimento descrito na norma ABNT – NBR – 6484:2001 - Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com *SPT*, merecendo aqui um destaque maior. Defendem que a prospecção do ensaio *SPT* por não ser contínua em todo o metro perfurado, pode ser dividida em três estágios, quais sejam: a) *por percussão*; b) *por desagregação do solo* e c) *por tempo*.

O circuito de atividades sequenciais é preparado após posicionar um tripé de aço sobre o ponto definido no terreno. Neste ponto, após sua locação e limpeza é feito o preparo do pré-furo com trado concha e helicoidal, retirando e armazenando o solo expulso em recipientes apropriados do primeiro metro ou até encontrar o nível d'água. Neste momento é introduzido o revestimento, conectado ao “T” de lavagem ou bica, dando-se início ao processo de percussão (*estágio a*). Por dentro do revestimento, faz-se passar o amostrador padrão tipo *Raymond* de diâmetro externo de 50 mm, conectado a um conjunto de hastes vazadas. Procura-se posicionar o vértice superior do tripé na direção do conjunto amostrador/hastes posicionado no furo aberto. Neste vértice, encontra-se uma roldana que permite movimentar um cabo tensionado por um conjunto de haste guia e um martelo com massa de 65kg, que cai repetidas vezes de uma altura de 75 cm, contando o número de pancadas necessárias para penetrar três estágios de 15 cm. O valor do índice N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o conjunto amostrador/hastes penetrar os últimos 30 cm de um total de 45 cm golpeados. Este estágio será interrompido quando se obtiver penetração inferior a 5cm após dez golpes consecutivos, não se computando os cinco primeiros golpes do teste ou quando o número de golpes ultrapassar 50 em um mesmo ensaio (45 cm do amostrador) (DELATIM, 2013). Nessas condições, o material será considerado impenetrável ao *SPT* ou ao amostrador.

De acordo Cintra *et al.* (2013), valores de N_{SPT} de até 60 implicam a condição de ruptura do solo pelo critério de Terzaghi (1942), pois provocam uma penetração média, por golpe, de no mínimo 5 mm, ou de 10% do diâmetro externo do amostrador. Os valores superiores de 60 não teriam o mesmo significado físico, por representarem uma condição aquém da ruptura e que não interessa para a geotecnia.

O *estágio b*, inicia aos 55 cm restantes e finais do metro sondado que não foi investigado pela sequência descrita anteriormente. Neste intervalo remanescente, o solo é desagregado por circulação de água, devendo ser feito pelo trépano de lavagem, até alcançar o próximo metro a ser prospectado pelos procedimentos contidos na primeira fase, porém agora sem a presença dos trados concha e helicoidal. A circulação de água sob pressão permite que o solo e outros detritos pesados sejam carreados à superfície para igualmente serem coletados e armazenados para posterior análise tátil-visual em laboratório. Neste estágio, o trépano de lavagem é utilizado como ferramenta de escavação. A Figura 2 exemplifica o processo.

Figura 2 – Etapas na execução de sondagem à percussão com lavagem.



Estágio (a): ensaio de penetração dinâmica nos 45 cm iniciais e Estágio (b): avanço da sondagem com desagregação do solo por lavagem nos 55 cm finais do metro sondado.

Fonte: Velloso e Lopes (1997), modificado pelo autor.

O *estágio c* tem como objetivo confirmar a condição de impenetrabilidade do amostrador. Ainda, permite verificar e decidir pelo prosseguimento da sondagem, pelo método à percussão, independente de ter alcançado os três períodos de 15 cm. Assim, após ter sido constatada a impenetrabilidade do amostrador, deve-se reiniciar o processo de circulação de água através do trépano de lavagem agora por tempo versus descida. Anotam-se os avanços obtidos a cada período de 10 minutos, num total de 30 min. Quando, no mesmo ensaio de lavagem por tempo, forem obtidos avanços inferiores a 5 cm por período, em três períodos

consecutivos de 10 minutos, o material será considerado impenetrável à lavagem (DELATIM, 2013) ou ao trépano de lavagem.

Em suma, o *SPT* ainda é o método mais utilizado para a classificação das diferentes camadas que compõem o subsolo, bem como o levantamento do nível do lençol freático e a obtenção dos índices do N_{SPT} . Com esses índices e tipo do solo, permite-se dimensionar as fundações pelos métodos consagrados. Dele, é possível estabelecer pela sua continuidade ainda em solo residual ou rocha, usando a sondagem rotativa que se constituirá numa sondagem mista.

2.3.3. Desenvolvimento no Brasil

Segundo Souza (2009), o relato mais completo acerca do histórico do *SPT* no Brasil, assim como os aspectos relativos à origem, evolução e normatização do ensaio *SPT*, foram apresentados por Teixeira (1977), Belincanta e Cintra (1998), Belincanta *et al.* (1994), Belincanta (1985) e Cavalcante (2002).

Buscando confrontar com o desenvolvimento mundial, também, de forma sumarizada, a seguir segue a cronologia, segundo a bibliografia citada.

- Primeira fase: De 1902 a 1920. Praticamente não há registros oficiais no Brasil, apesar de se saber que sondagens eram executadas previamente para obras significativas.
- Segunda fase: De 1920 a 1949. Com o desenvolvimento do amostrador de Raymond (1927), primeira sistematização do processo (1930) e publicação do livro *Soil mechanics in Engineering Practice* (1948). Promulgação do Decreto Lei 23.569, de 11 de dezembro de 1933, lei que regulamentou o exercício das profissões de engenheiro, de arquiteto e de agrimensor no Brasil, abrindo em definitivo o desenvolvimento de pesquisas em todas as áreas da engenharia. Registra-se, o início das sondagens de simples reconhecimento a partir de 1938, com a criação da Seção de Solos e Fundações do IPT, após o retorno do Eng.º Odair Grillo da Universidade de Harvard, porém ainda sem medir a resistência do solo à penetração do amostrador. A partir de 1943, o IPT, começa a medir a resistência à penetração (RP), correspondente ao número de golpes de um martelo de 60 Kg, caindo de uma altura de 75 cm, para a cravação de 30 cm do amostrador acoplado às hastes de rotativa do tipo G, com aproximadamente 3,23 kg/m, que passavam por um revestimento de 51 mm de diâmetro. Em 1944, o Eng.º Grillo funda a empresa Geotécnica.

Neste período a resistência à penetração consiste no número de golpes de um martelo de 65kg, caindo de uma altura de 75cm, necessários à cravação de 30cm do amostrador acoplado às hastes de 25mm de diâmetro nominal (3,23kg/m). Segundo Carvalho (2012), em 1945 o Prof. Milton Vargas publicou o primeiro trabalho no meio geotécnico brasileiro sobre o *SPT* sob o título “*A exploração do Subsolo para Fins de Estudos de Fundações*”. Em 1947, a empresa Geotécnica começa a usar o amostrador Raymond, utilizando a metodologia de ensaio até hoje conhecida: martelo de 65kg, caindo de 75cm de altura, hastes de 25mm de diâmetro (3,23kg/m), com o índice de resistência à penetração sendo igual ao número de golpes necessários à cravação do amostrador por mais 30cm após a cravação inicial de 15cm.

- Terceira fase: De 1950 a 1970. Em 1954, foi realizado o 1º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, em Porto Alegre. Pouco se registrou de movimentação geotécnica no Brasil, neste período. Mesmo assim, a padronização definida e aceita foi colocada em prova de forma bem atuante, pois o país passaria por grandes transformações na era Vargas a Juscelino Kubitschek (1950 a 1960), que, em linhas gerais fomentaram grandes avanços da infraestrutura no país para suportar suas políticas expansionistas, período em que o Brasil alcançou o seu maior PIB de toda a sua história. Rodovias, hidroelétricas, aeroportos, portos e ferrovias foram maciçamente construídos, bem como o seu maior símbolo deste processo de modernização, como a construção de Brasília, inaugurada em 1960.
- O ensaio *SPT* foi primeiramente normalizado em 1958 pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*), gerando a norma ASTM D 1.586-67 (Schnaid, 2000; Schnaid e Odebrecht, 2012), mas é comum que países utilizem suas próprias padronizações. Mesmo assim, muitos desses atendem às recomendações da *International Reference Test Procedure – IRTP/ISSMFE*, sendo que a norma brasileira ABNT – NBR – 6484:1980, fora elaborada dentro dos termos da padronização internacional.
- Quarta fase: De 1970 aos dias atuais. Em 1971 foi publicado o trabalho intitulado “*Diretrizes para a Execução de Sondagem - 1ª Tentativa*”. Neste início de década, por total falta de padronização tanto de metodologia quanto de aparelhagem, o ensaio de *SPT* sofria muitas críticas no Brasil, o que culminou a realização do 5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, realizado em São Paulo no ano de 1974. Em 1977, a Associação Brasileira de Mecânica de Solos (ABMS) remete para a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), para discussão e aprovação a proposta de norma de *SPT*. Em 1979 a primeira norma brasileira sobre

SPT foi publicada. Recebeu a denominação “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”, MB 1211/79, e em 1980, recebido a denominação NBR 6484. No final de 1997, a empresa Alphageos passou a adotar o sistema mecanizado do *SPT*, com martelo de queda automático, por meio de sonda montado sobre caminhão (Baillot e Ribeiro Jr., 1999). Em fevereiro de 2001 a NBR 6484 foi revisada e republicada. Atualmente a referida norma passa por nova revisão.

2.3.4. Panorama Atual do Ensaio *SPT*

Como fora dito, o ensaio de investigação mais utilizado mundialmente é o *SPT*. Inúmeros fatores o remetem a esta estatística, sendo que os mais relevantes: a) sua adaptabilidade em qualquer solo (granulares, coesivos e até rochas brandas); b) custo de operação relativamente baixo; c) não requer que seus operadores sejam técnicos formados; d) disponibilidade de ofertas ao alcance das obras em quase todas as regiões do Brasil. Além disso, inúmeros são os métodos para o dimensionamento de fundações e contenções que se utilizam dos índices N_{SPT} e a caracterização das amostras retiradas, fazem com que seja amplamente reconhecida e popular dentre os demais tipos de investigações.

O *SPT* é o ensaio tido como ensaio de entrada. O simples reconhecimento do solo não permite conhecer todos os parâmetros. O *SPT* é deficiente no levantamento dos parâmetros geotécnicos dos depósitos de argila mole, justificando o uso dos ensaios de penetração estática, como por exemplo, os ensaios *CPT*, *CPTu* e *VST* vez por outra conjugados com o ensaio *Vane Test*, este quando se busca da resistência não drenada S_u da camada de interesse.

Vê-se que os ensaios dinâmicos, conseguem cobrir todo o tipo de solo quanto ao simples reconhecimento, pois fornecem informações quanto à resistência de ponta, nível d'água, a classificação do solo e suas correlações, bem como a identificação da espessura das camadas de argila mole e vez por outra o atrito lateral, quando usado o torquímetro (*SPT-T*).

2.3.5. Atuais Pesquisas do Ensaio *SPT*

Objetivando levantar as atuais pesquisas sobre o avanço do ensaio *SPT* no Brasil, encontram-se hoje inúmeros trabalhos desenvolvidos sobre o uso direto e indireto do *SPT*, publicados em inúmeros periódicos no Brasil e no mundo. O que vem ocorrendo é que

outras tecnologias, gradativamente estão buscando maiores espaço e às vezes usam o SPT apenas para fins de caracterização do solo, sendo o seu índice dispensável. Alguns estudos usam o ensaio SPT como apoio para o levantamento de seus parâmetros, como são os casos dos ensaios sísmicos (*down-hole, up-hole, cross-hole*). Hoje cada vez menos são as defesas que tratam de avaliar somente o ensaio SPT propriamente dito. O próprio desempenho das fundações ou estudo de capacidade de carga, estão sendo elaborados por ensaios outros que utilizam outros parâmetros que o SPT não fornece.

Percebeu-se que, com a adoção da norma NBR - ISO - 9001:2008 - Sistemas de gestão da qualidade - Requisitos (atual NBR - ISO - 9001:2015), inúmeras empresas começaram a despertar o interesse pela certificação, onde elas buscaram implementar sistemas que possam aprimorar os procedimentos para atender prescrições normativas, portanto, houve um aumento na qualificação dos procedimentos, como bem apontou Massoni *et al.* (2011). Esses autores apresentaram um trabalho sobre a qualidade na execução de sondagem *SPT*, tendo como estudo de caso as obras do Metrô de São Paulo. Destacaram a importância do atendimento à norma NBR 6484:2001 como subsídios para a tomada de decisão no momento da escolha do projeto estrutural e geométrico da obra.

Um maior avanço se observou quando o ensaio *SPT* passou a ser comparado e correlacionado com outros ensaios dinâmicos e estáticos, principalmente o *DPL* (NILSSON, 2004 e CONCIANI, 2006), *DCP* (MELO FILHO, 2007), *DMT* (SILVA, 2008) e *CPT* (SOUZA, 2009) e com resultados bem significativos se adotados os critérios e particularidades de cada caso.

Mais recentemente, a comunidade científica vem tratando sobre as inovações do *SPT*, trazendo metodologias e equipamentos para medir a eficiência da sondagem, apresentados por Belincanta (1998), Aoki e Cintra (2000), Cavalcante (2002), Odebrecht (2003) e Odebrecht *et al.* (2004) e Danziger (2004).

Atualmente o que mais vem sendo estudado e desenvolvido no ensaio *SPT* é a medição de eficiência energética diante dos agentes intervenientes que interagem com o sistema, onde alguns autores procuraram chamar esta fase de “inovação no *SPT*” (CINTRA ET AL., 2013), onde passam a instrumentar o ensaio *SPT* para medir esta perda de energia.

A preocupação de se medir a energia também está prescrita na atual norma NBR-6484:2001, mas é exigida somente quando o

equipamento for mecanizado, ou que se tenham alterações normativas significativas que possa alterar o nível de energia incidente.

“6.3.10 Precauções especiais devem ser tomadas para que, durante a queda livre do martelo, não haja perda de energia de cravação por atrito, **principalmente nos equipamentos mecanizados, os quais devem ser dotados de dispositivo disparador que garanta a queda totalmente livre do martelo** (grifo).

6.3.11 Qualquer mudança nas condições preconizadas nesta Norma (por exemplo: tipo de haste e martelo, não uso de coxim de madeira, uso de cabo de aço, sistema mecanizado de acionamento do martelo, etc.), que altere o nível de energia incidente disponível para cravação do amostrador-padrão, só deve ser aceita se acompanhada da respectiva correlação, obtida pela medida desta energia incidente através de sistema devidamente aferido (constituído de célula de carga, acompanhada ou não de acelerômetros), instalado na composição de cravação.”

2.3.6. Inovações Relativas ao Ensaio *SPT*

É sabido que o atual ensaio *SPT* possui inúmeras deficiências reconhecidas e que podem influir sobre o índice de resistência N_{SPT} , provocadas por inúmeras variáveis intervenientes, tais como técnica operacional, equipamentos e ferramental utilizados e o tipo do solo. Todas elas, se não havendo cuidados nos procedimentos, tendem a contribuir para maiores perdas de energia.

Devido os aspectos inovadores do *SPT*, metodologias e equipamentos estão sendo acoplados para medir a eficiência da sondagem, como aqueles apresentados por Belincanta (1998), Aoki e Cintra (2000), Cavalcante (2002), Odebrecht (2003), Odebrecht *et al.* (2004) e Danziger (2004).

Segundo Cintra *et al.* (2013), chama esta fase de “inovação no *SPT*”. Tal inovação busca aplicar o princípio da conservação de energia *Hamilton* (Aoki e Cintra, 2000), obtida da teoria da equação da onda, para

determinar a eficiência do impacto do *SPT*, conforme Belincanta (1985); Cavalcante (2002); Odebrecht *et al.* (2008) e Cintra *et al.* (2013) e assim corrigir os índices oriundos. Como resultado, o valor da resistência do solo à penetração ao amostrador pode ser determinado com base na eficiência do impacto e do valor N_{SPT} medido no ensaio, conforme apontaram Aoki e Cintra (2000) e Aoki *et al.* (2007).

Nas últimas décadas, diversos autores têm estudado a diferença entre a quantidade de energia gerada e a quantidade de energia transmitida ao sistema amostrador/hastes. Em 1977 Kovacs *et al.*, *apud* Belincanta (2004), apresentaram medidas de energia cinética do martelo no instante do impacto, mostrando que a variação da citada energia pode aumentar o valor de N_{SPT} em até 3 vezes. Estes valores foram mais tarde confirmados por estudos feitos por Schmertmann e Palácios (1979).

Moraes (2008) discorre que a eficiência ou a energia real que é transferida pelo martelo para o amostrador tem sido investigada e, segundo citado por Schmertmann e Palácios (1979), o valor de N_{SPT} varia com o inverso da energia, conforme a Equação 1.

$$N_{SPT1} \times E1 = N_{SPT2} \times E2 \quad \therefore \quad \frac{N_{SPT1}}{N_{SPT2}} = \frac{E2}{E1} \quad 1$$

onde:

N_{SPT1} e N_{SPT2} são obtidos com energias de ensaios E_1 e E_2 , respectivamente.

Observa-se que quanto maior forem as perdas ocorridas no processo, menor será a energia entregue ao sistema.

Comprovado também é o fato de que o comprimento das hastes também influencia nos valores obtidos de N_{SPT} . Odebrecht (2003) relata em seu estudo a respeito da transferência de energia potencial gravitacional do martelo em três pontos diferentes: no coxim, no meio da composição de hastes e na ponta do amostrador. As análises experimentais e analíticas, em ensaios *SPT* foram realizadas em câmaras de calibração, com disparo do martelo feito manualmente e com reduzida frequência (número de golpes por período). Concluiu que quanto maior o comprimento do conjunto de hastes, maior será a energia transmitida ao amostrador-solo e que a eficiência é diretamente proporcional a três fatores, sendo que o terceiro deles (η_3), é inversamente proporcional ao comprimento do conjunto de hastes. Ele sugeriu ao final, que a eficiência seja calculada como a relação entre a máxima energia transferida ao sistema "amostrador-solo" e a soma das energias potenciais do martelo e

da haste, adotando um nível de referência fixo e externo para o cálculo de energia no sistema.

Ainda, com a perda de parte da energia potencial, uma parcela considerável é transmitida ao amostrador-padrão. Por causa de sua elevada energia de cravação, o ensaio *SPT* não é recomendado para solos moles, pois não é exatamente capaz de refletir o comportamento desses solos, pois a sua estrutura é demasiadamente sensível à energia empregada pelo ensaio.

Segundo apontou Lukiantchuki (2012), a energia e eficiência no ensaio *SPT*, havendo um controle rigoroso dos procedimentos executivos recomendados pela norma brasileira, apesar da utilização de equipamentos com diferentes mecanismos de levantamento e queda do martelo e coxins com diferentes valores de rigidez, ou seja, diferentes dos recomendados pela NBR 6484: 2001, o controle do procedimento executivo permitiu a obtenção de resultados confiáveis. Desta forma, a qualidade dos resultados dos ensaios e o controle da variabilidade dos resultados dependem muito mais da equipe de execução e com supervisão qualificada.

2.3.7. Correção da Energia

O índice N_{SPT} é inversamente proporcional à energia efetivamente aplicada ($E_{aplicada}$) no processo de percussão do amostrador, mas sabe-se que não alcança 100% da energia teórica ($E_{teórica}$) de queda livre, em razão das perdas que ocorre por conta dos agentes intervinientes. Assim, pode-se representar a eficiência do sistema e_f pela Equação 2 (CINTRA *et al.*, 2013):

$$e_f = \left(\frac{E_{aplicada}}{E_{teórica}} \right) \times 100\% \quad 2$$

Moraes (2008) defende que para o *SPT* brasileiro, os valores médios de energia variem entre 70% (VELLOSO e LOPES, 1997), 72% (DÉCOURT, 1989) e 82% (CAVALCANTE, 2002) da energia teórica, enquanto que a energia de referência mundial (ISSMFE, 1989) é de 60% (perda de 40%), para o sistema mecanizado. Moraes (2008) arredonda para mais a média dessas três referências, admitindo uma eficiência de 75%. Schnaid e Odebrecht (2012) e Cintra *et al.* (2013), defendem que e a eficiência do sistema adotado no Brasil seja de 72%, que partindo da Equação 3, encontram-se as Equações 4 e 5.

$$e_f = \left(\frac{E_{aplicada}}{E_{teórica}} \right) \times 100\% \quad 3$$

$$N_{SPT,60} = N_{SPT,Br} \times \frac{72}{60} \quad 4$$

$$N_{SPT,60} = 1,20 \times N_{SPT,Br} \quad 5$$

Diferentemente, nos Estados Unidos e na Europa, por conta do acionamento automático do equipamento de *SPT*, a eficiência gira em torno de 60%. Quanto maior a eficiência de um determinado equipamento, menor será o número de golpes necessários para cravação do amostrador-padrão. Assim, um valor de N_{SPT} obtido com eficiência $ef = 72\%$ deve ser majorado em 1,2 ($72\%/60\%$) para ser comparado ao obtido com $ef = 60\%$ (valor médio do sistema automático norte-americano) (CINTRA *et al.*, 2013).

Cintra *et al.*, 2013, ainda sugere que o ideal seria que toda empresa de sondagem quantificasse a eficiência do seu equipamento, possibilitando corrigir os resultados e torná-los comparáveis pelo padrão de 60%. Ocorre que este entendimento e idealismo na prática não existem enquanto o sistema adotado continuar sendo manual. Noticia-se (AOKI *et al.*, 2007 *apud* CINTRA *et al.*, 2013) que no Brasil, o valor da eficiência pode variar muito, chegando a valores nos patamares da ordem de 37%. Sem o processo mecanizado, a qualidade e a confiabilidade das sondagens *SPT* continuarão sendo influenciados pelas inúmeras variáveis do sistema, por mais qualificada que a empresa seja e que seu processo seja continuamente controlado *in loco* com devido rigor normativo.

O *SPT* manual brasileiro carrega consigo uma variabilidade acentuada dos seus índices de resistências e mais presente em empresas que não possuem uma política de qualidade. Em razão disso o fator de segurança é majorado, o que faz robustecer o custo da obra, frente ao superdimensionamento dos projetos.

2.3.8. Produtividade do *SPT*

Diferentes técnicas de perfuração e execução inevitavelmente provocam a falta de uniformidade e variabilidade dos resultados, passando a influenciar na confiabilidade das medidas do N_{SPT} . Entre inúmeras, as principais diferenças se referem a fatores como método de perfuração, diâmetro do furo, altura de queda do martelo, massa do martelo e das hastes. Além disso, conta-se ainda com o despreparo dos sondadores, falta de equipamentos e de treinamento dos funcionários e até mesmo negligência durante o processo executivo.

Citado por Monteiro *et al.* (2011), em recente pesquisa desenvolvida por Cavalcante *et al.* (2006) sobre desvios da norma do *SPT* praticados por empresas de sondagem brasileiras, foi mostrado que os principais erros referem-se aos equipamentos utilizados e aos procedimentos adotados, que têm influência direta na resistência à penetração medida. Exemplifica como variáveis, o controle inadequado da altura de queda do martelo, o não uso do coxim de madeira, cabeça de bater fora do padrão, hastes com comprimentos, diâmetros e composição variados, além de defeitos na sapata (bico) do amostrador, ausência de técnicos, geólogos e engenheiros supervisionando os serviços em campo. Soma-se ainda que, devido ao crescimento do número de empresas de sondagens, permitiu que muitas delas abrissem suas portas praticando preços vis para o ensaio *SPT*, em detrimento ao atendimento dos requisitos mínimos da vigente norma NBR – 6484:2001. Assim, uma das formas de se medir esta qualidade possa estar em procurar saber qual seria a produtividade em campo de uma equipe de sondagem. Massoni *et al.* (2011), retira da experiência obtida nas obras do Metrô de São Paulo/Brasil, uma produtividade de 07 (sete) metros/dia (para os solos do Terciário da Bacia Sedimentar de São Paulo).

2.3.9. Ensaio *SPT* Mecanizado

No exato momento que se desenvolve este estudo, melhorias e adequações estão sendo propostos pelos Comitês e Comissões de Estudos da ABNT, que revisa a atual norma da NBR – 6484:2001. Quanto à mecanização do *SPT*, mesmo que timidamente contemplado pela norma vigente, possivelmente haverá retoques pontuais no sistema mecanizado de sondagem, pois muito pouco poderá ser diferente do processo manual normatizado. Mas inegável será o avanço na qualidade e a confiabilidade do processo, pois garantirá, entre outros, a frequência de golpes, disparo automático do martelo a partir da altura padrão, aumento da produtividade, alcance de maiores profundidades. Dependendo do modelo, por conta do motor e sistemas hidráulicos acoplados, além do *SPT*, a mesma máquina poderá ainda dispor de sondagem dinâmica *DPSH*, sondagem mista e sondagem estática (*CPT* e *CPTu*), porém com um custo maior.

Conforme o histórico apresentado, a empresa *Alfageos* foi a pioneira do *SPT* mecanizado no Brasil, importando o equipamento e entrando em operação em meados de 1997. A referida empresa passou a experimentar o martelo de queda automático, por meio de sonda montada sobre caminhão. É dotado de cabeçote com avanço hidráulico e guincho.

A perfuração é executada com a introdução de um tubo helicoidal oco, denominado *hollowauger*, por onde o conjunto haste-amostrador passa e também serve de revestimento da etapa à percussão. A desagregação do solo dos últimos 55 cm de cada metro sondado não ocorre mais por meio da circulação d'água e sim com o avanço deste tubo helicoidal, que expulsa o solo deste intervalo. As Figuras 5 e 6 trazem exemplos de SPT mecanizado.

Figura 3 - Detalhe do trado helicoidal em equipamento SPT mecanizado.



Fonte: Baillot e Ribeiro Jr. (1999).

Figura 4 – Máquina de sondagem mista *SPT*.



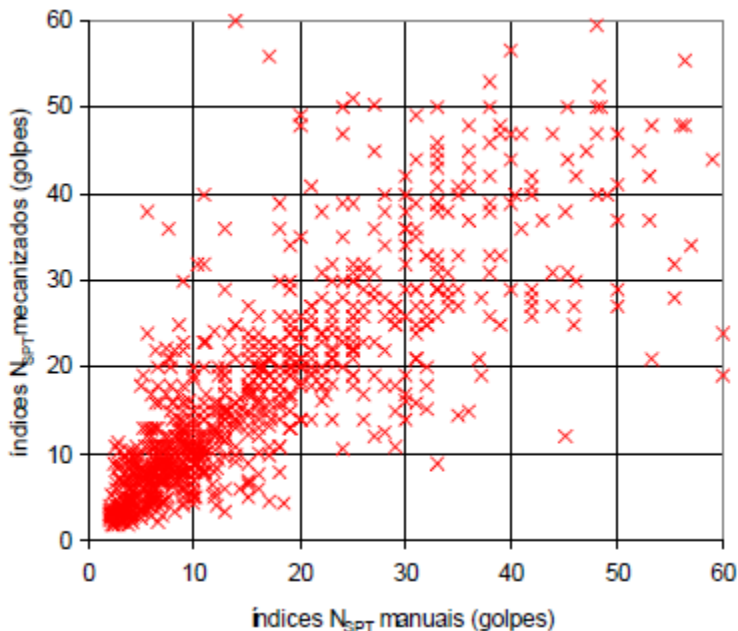
Fonte: Catálogo FRASTE S.p.A., 2015.

Baillot e Ribeiro Jr. (1999), apresentam outras vantagens do sistema: a) possibilita, por ocasião das amostragens, utilizar hastes de sondagem rotativa, diâmetro AW, que podem ser acopladas ao amostrador padrão e b) permite a passagem ou a instalação de vários outros dispositivos associados às sondagens a percussão, como amostrador *Shelby*, ensaio de cone, ensaio de palheta, amostragem contínua, poços de monitoramento, piezômetros, medidores de nível d'água, etc.

Esses pesquisadores realizaram a experimentação correlacionando o sistema manual com o mecanizado advindos de um banco de dados de 105 sondagens realizadas em 9 campanhas de sondagens de locais distintos. Por meio de um processo probabilístico, admitindo certa variabilidade natural e intrínseca, concluíram que os resultados obtidos pelo sistema mecanizado, com martelo automático, foram sempre os mais consistentes, haja vista terem conseguido sanar as deficiências relacionadas com o sistema manual.

Para Hachich *et al.* (2006), em outro estudo realizado para o *SPT* manual versus *SPT* mecanizado, encontraram uma exagerada dispersão, conforme se ilustra na Figura 7, colocando em dúvida a relevância prática de uma relação estatística entre os valores de N_{SPT} dos dois processos.

Figura 5 – Correlação entre sondagens manuais e mecanizadas.



Fonte: Hachich *et al.* (2006)

A leitura do gráfico da Figura 7 aponta que a dispersão aumenta com o aumento dos índices. É sabido que o aumento dos índices SPT está relacionado com o aumento da energia de ponta a cada metro, tipo de haste, tipo de amostrador, com o atrito lateral das hastes e com problemas de mão-de-obra em grandes profundidades, assim como a relação do diâmetro das partículas que em solos residuais, aumenta com a profundidade.

2.4. ENSAIOS DE CAMPO - PENETRÔMETROS DINÂMICOS CONTÍNUOS.

Conforme o Glossário de Equipamentos de Sondagem da ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - (1980), penetrômetro é um instrumento que tem por finalidade fornecer índices sobre a resistência que o solo oferece à sua penetração. Consiste em uma ponteira maciça, conectada às hastes e introduzido no solo através de pressão de um macaco hidráulico (penetração estática) ou de golpes de

martelo (penetração dinâmica). Pode-se dizer, então, que há dois tipos de penetrômetro, um estático, representado pelos ensaios *CPT* e *CPTu* e outro dinâmico, representado pelos ensaios *DPL*, *DCP* e *DPSH*.

Schnaid e Odebrecht (2012) sustentam que é crescente no mundo todo, principalmente nas últimas duas décadas, a adoção de novos equipamentos de sondagens e o aprimoramento dos existentes, objetivando ampliar a possibilidade de uso de diferentes tecnologias a diferentes condições de subsolo.

A prova dinâmica ou o penetrômetro dinâmico (DP) com suas variações, segue as especificações contidas na Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica (ISSMFE, 1989) e, mais recentemente, a norma da EN ISO – 22476-2:2005 – Ensaio de Investigação Geotécnica – Ensaio de Campo – Parte 2: Provas Dinâmicas.

O objetivo dos ensaios dinâmicos é medir o esforço necessário para fazer penetrar uma ponteira maciça em forma de cone e, de acordo com o comportamento resistivo do solo, possibilitar comparar com o *SPT*, aproveitando da mesma estratigrafia ou usá-lo de forma isolada, como propõe a sua norma. Em suma, o ensaio consiste na determinação de número de golpes (N) de um martelo com determinada massa (M) que cai em queda livre de certa altura (H) sobre o conjunto constituído por um batente, hastes e uma ponteira cônica sólida, com base de área (A), com ângulo de vértice (α), medindo a penetração no solo a cada comprimento (L) de cada metro cravado. Assim, a resistência à penetração, ou seja, a resistência de ponta (q_d), estará em função do número de golpes necessário para cravar a ponteira numa determinada extensão de solo, ou seja, a cada L centímetro.

O ensaio é executado de forma contínua a cada metro e sem interrupções, não provocando desagregação do solo por lavagem (circulação d'água) e/ou retirada de amostra para classificação. Ao invés disso, a cada golpe do martelo na composição haste/ponteira, ocorre um deslocamento do solo adjacente à ponteira, empurrando, através de força axial, parte do material para as laterais e fundo. Durante a execução não se observa carreamento de material para fora do furo.

Os ensaios dinâmicos e suas variações, de forma geral, possuem uma grande versatilidade se comparado com o *SPT* manual, adaptando-se, portanto, a vários tipos de obras (pequeno, médio e grande porte). Assim, percebe-se, pela literatura, que esses ensaios dinâmicos são tanto indicados para fundações superficiais, quanto para fundações profundas.

2.4.1. Panorama Atual no Brasil e no Mundo

As experiências do uso dos ensaios dinâmicos são inúmeras, tanto no exterior quanto no Brasil. No Brasil se destacam os trabalhos pioneiros do Nilsson (2004) e Conciani (2006) frente ao *DPL*.

No Estado do Mato Grosso, em 2008 foi desenvolvido o *Projeto Moradia*, um programa habitacional de interesse social que previa a substituição do ensaio *SPT*, pela adoção de alternativas para baixar o custo das sondagens geotécnicas e assim orientar a escolha da fundação. Para evitar a adoção de parâmetros de projeto por inspeção visual do terreno ou por similaridade com outros solos já investigados na mesma região, Conciani (2006), adotou o ensaio *DPL* - Penetrômetro Dinâmico Leve, com resultados bem satisfatórios.

Os ensaios dinâmicos são alternativas a métodos tradicionais empregados em obras de todos os portes, com participação no desenvolvimento de programas para assentamentos urbanos de interesse social, atender obras de infraestrutura, pavimentação, rodovias, ferrovias, encostas, torres de linhas de transmissão de energia elétrica e parques eólicos, pois rapidamente e facilmente alcançam locais de difícil acesso.

Viana da Fonseca (1996) expõe que o método dos ensaios dinâmicos, chamado por ele de ensaio de cone de penetração dinâmica, é o mais antigo dos ensaios de penetração. Até bem pouco tempo, a uniformização se manteve dispersa devido a inúmeros tipos de equipamentos. Finaliza que sendo um ensaio que tem aplicações muito vastas, apresenta-se com uma boa reprodutibilidade e compatibilidade de resultados em condições geotécnicas similares, possíveis somente a partir de uma normalização de equipamentos e metodologias de ensaio, como por exemplo, a norma da *ISSMFE* de seu Comitê Técnico de Teste de Penetração - Grupo de Trabalho DP, 1989.

Dado o seu reaparecimento no meio geotécnico mundial, estimulou-se a necessidade da comunidade geotécnica europeia aprovar a norma internacional que implementasse os ensaios dinâmicos numa uniformidade mundial, conforme estabelece-se na norma EN ISO 22476-2:2005.

Relata Cavalcante (2002) *apud* Souza (2009), a partir de 1902, do processo de investigação baseado na cravação dinâmica a seco de um tubo metálico, sob a queda de um martelo, tornou-se possível a obtenção de amostras de melhor qualidade.

Por assim ser, o aparecimento dos ensaios dinâmicos contínuos DP precedem ao ensaio *SPT*, pois aquele se baseia tão somente na penetração de uma haste (madeira ou metálica), sem a coleta de amostra.

O registro da presença dos ensaios dinâmicos e sem coleta de amostra pode ser reconhecido no discurso de Souza (2009) *apud* Broms e Flodin (1988), onde relata que em 1872, no Canadá, quando da construção de uma ponte ferroviária, o engenheiro chefe responsável, Sir Stanford Fleming, defendeu que as investigações do subsolo praticadas anteriormente (apenas cravação de tubos) eram incorretas, propondo, então, um método em que uma haste de aço, carregada axialmente, era empurrada no interior do subsolo e a força necessária à penetração era medida. Os autores citados anteriormente comentam que este foi, provavelmente, o primeiro ensaio moderno de penetração estática. Porém, o método de avanço estático de penetração ficou esquecido por quase 100 anos. Um fato que, segundo aqueles autores, não é raro na engenharia geotécnica. Neste período não se registrou avanços no desenvolvimento dos ensaios dinâmicos, enquanto os ensaios de penetração com coleta de amostras se desenvolveram fortemente.

Röhm (1984) ratifica que a penetração de uma haste no terreno é uma técnica que vem sendo utilizada há muito tempo para se obter medidas de resistências nas camadas de um terreno. Desde o início do século XIX, engenheiros e arquitetos valiam-se da introdução de varas de madeira ou hastes metálicas, com objetivos de comparar locais construídos com outros a serem explorados, baseados na resistência oferecida pelo terreno à introdução da sonda. Assim, conforme os relatos descritos anteriormente, tudo indica que a evolução deste processo deu origem, tanto ao ensaio dinâmico sem coletas de amostras (*DP*), dinâmicos com coleta de amostras (*SPT*) e ensaios estáticos (*CPT*). Ainda, segundo Röhm, a evolução permitiu que hoje sejam executados os *DP*'s objetivando a obtenção de informações da superfície em locais onde a amostragem ou outros tipos de determinações tornam-se difíceis, economicamente inviáveis e/ou ainda incompatíveis com o ritmo de construção de uma obra.

Segundo Veiga (2011), ensaios de penetração são dos mais utilizados em prospecção de solos, destacando-se o Ensaio de Penetração Padrão (*SPT*), o Prova Dinâmica Super Pesada (*DPSH*), ambos de penetração dinâmica, e os ensaios estáticos de cone mecânico e/ou elétrico.

Fernandes (2014), igualmente ratifica a ocorrência histórica dos ensaios com penetrômetros dinâmicos, ao defender que esses ensaios são provavelmente, na sua concepção, o meio mais antigo para averiguar as características do subsolo.

2.4.2 Normalização Atual dos Ensaios Dinâmicos Contínuos

Segundo Sanglerat (1972) *apud* Moraes (2008), o penetrômetro dinâmico contínuo (DP), com suas variações, tem sido utilizado há muito tempo em diversos países e está especificado na *Referenda Interacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica* (ISSMFE. 1989). A partir de 1991, a norma alemã DIN – 4094:1991 – Sondagem Dinâmica, passa ser a referência normativa. Em 2002, esta última passa por uma atualização, passando a denominar-se DIN – 4094-3:2002. Ambas apresentam os equipamentos e descrevem o procedimento dos ensaios dinâmicos da família DP (*DPL*, *DPM*, *DPH* e *DPG*). Mais recentemente, com a publicação da norma EN ISO 22476-2:2005, muito similar com a DIN – 4094-3:2002, igualmente descreve os tipos de ensaios dinâmicos, porém acrescentando o ensaio *DPSH*, objeto deste estudo. A partir daí, observou-se que algumas empresas espalhadas pelo mundo, fabricantes das máquinas penetrométricas até então estáticas, começaram a equipar suas máquinas para permitir o uso conjugado dos dois tipos (estático e dinâmico), e, como as máquinas costumam ser projetadas para trabalhar com auxílio da reação do solo à cravação, a introdução do ensaio dinâmico *DPSH* (que dispensa o uso de ancoragens), acomodou-se bem à estrutura da máquina. Como exemplo, o caso do equipamento utilizado neste estudo, conforme é mostrado na Figura 6.

Figura 6– Máquina penetrométrica TG-63 – 150kN.



Fonte: Pagni Equipamentos Geotécnicos, Itália.

Em seguida, serão repassadas as variações dos tipos de ensaios dinâmicos penetrométricos existentes, sabendo que todos eles são cravados no solo com a energia gerada pela queda livre de um martelo, e,

de acordo com a energia de cravação de cada tipo, podem ser classificados em leves, médios, pesados e super pesados, conforme a EN ISO 22476-2:2005.

2.4.3. Tipos de Provas Dinâmicas

O documento do ISSMFE:1989, apresenta uma subdivisão dos penetrômetros, referindo-se apenas à massa do martelo, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação pelo ISSMFE do penetrômetro dinâmico.

Tipo	Sigla do Ensaio	Massa do Martelo (Kg)
Leve ou Ligeiro	<i>DPL</i>	$M \leq 10$
Médio	<i>DPM</i>	$10 < M < 40$
Pesado	<i>DPH</i>	$40 \leq M \leq 60$
Superpesado	<i>DPSH</i>	$60 < M$

Fonte: ISSMFE:1989, reproduzido por Fernandes (2014).

A Tabela 3 relaciona os ensaios descritos na DIN 4094-3:2002, conforme massa do martelo e altura de queda.

Tabela 3 – Classificação pela DIN 4094-3:2002.

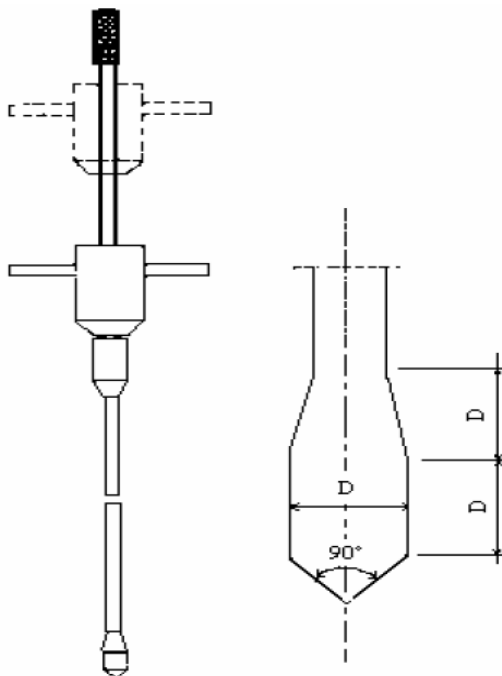
Prova Dinâmica	Sigla do Ensaio	Massa (Kg)	Atura h (cm)
Leve ou Ligeiro	<i>DPL</i>	$10 \pm 0,1$	50 ± 1
Médio	<i>DPM</i>	$30 \pm 0,1$	50 ± 1
Médio-A	<i>DPM-A</i>	$30 \pm 0,1$	20 ± 1
Pesado	<i>DPH</i>	$50 \pm 0,5$	50 ± 1
Gigante	<i>DPG</i>	$200 \pm 0,5$	50 ± 1

Fonte: Norma DIN 4094-3:2002.

A norma DIN 4094-3:2002, traz ainda o ensaio *DPG* – Prova Dinâmica Gigante, tendo o massa de 200 Kg, caindo de uma altura de 50 cm e o *DPM* em duas versões, diferenciando-se na altura de queda (*DPM* e *DPM-A*). Os referidos tipos não foram considerados na atual norma EN ISO – 2247-2:2005. Por outro lado, foram consideradas duas versões para o *DPSH* (*DPSH-A* e *DPSH-B*), conforme as variações e características anunciadas adiante. *Os ensaios DPG, DPM e DPM-A*, contida na norma DIN 4094-3:2002, prevalece na Alemanha, mas pouco é a sua divulgação nos meios técnicos internacionais.

A Figura 7 mostra o princípio construtivo do equipamento, onde se observam o martelo em queda, haste guia, haste de penetração, cabeça de bater e ponteira cônica.

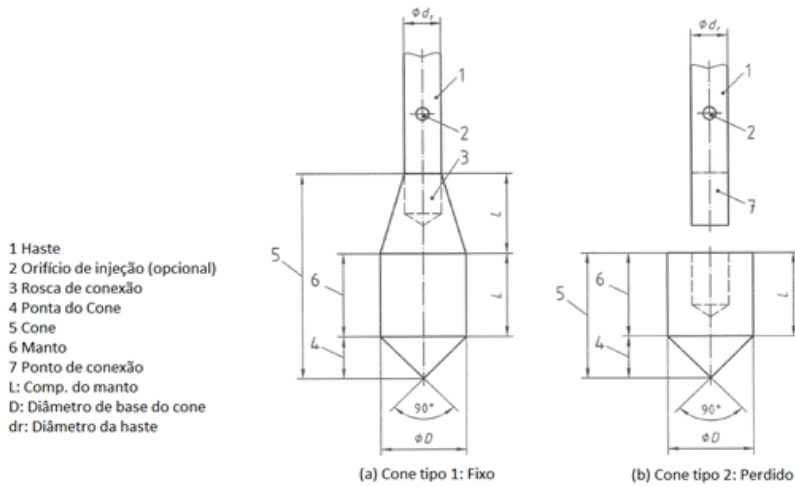
Figura 7 - Penetrômetro dinâmico leve (10 kg. tipo Maquesonda) e ponteira.



Fonte: CASTELLO *et al.*(2001).

Castello *et al.* (2001) destaca em detalhe que a ponteira cônica deve possuir um ângulo no vértice de 90° , como prevê a atual EN ISO (Figura 10).

Figura 8 – Formas alternativas de cones para sondagens dinâmicas (para L , D e d_r).



Fonte: ISO – 22476-2:2005.

Figura 9 – Sonda de peso sueco (1920)



Fonte: Atala Abad, C. A. (2011)

Figura 10– DPM-A, conforme DIN 4094-3:2002.



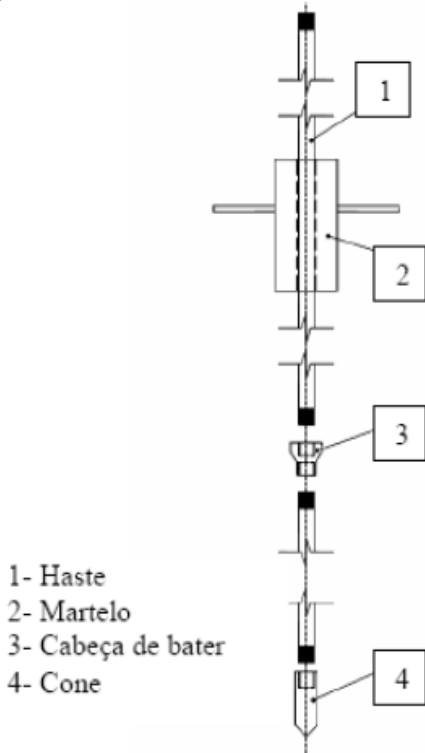
Fonte: Autor.

Dentre a família dos ensaios DP's, o pioneiro deles, que se destaca por ser o mais usual e reconhecido, é o DPL. Segundo *Sanglerat* (1972) *apud* Moraes (2008), este tipo de ensaio vem sendo utilizado há muito tempo em diversos países, inclusive no Brasil, através dos trabalhos e estudos pioneiros desenvolvidos pelo Eng.º Thomas Nilsson, chegando ele acrescentar um torquímetro para obter mais um parâmetro geotécnico, o atrito lateral (NILSSON, 2004a). Além de Nilsson, outros autores, entre eles, Conciani (2006) e Azevedo e Guimarães (2009) igualmente publicaram trabalhos (seminários e congressos) voltados aos ensaios dinâmicos (DPL, DPM, DPH, DPSH) defendidos em trabalhos de graduação e pós-graduação. Ambos foram usados de forma agregada em campanhas de sondagens de referências, como o SPT ou CPT e também de forma isolada, mas fazendo comparações de seu comportamento com provas de carga.

2.4.4. Prova Dinâmica Leve – *DPL*

O ensaio *DPL*, antes de estar vinculado à ISO – 22476-2/2005, está presente na “Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica” - (ISSMFE, 1989), bem como à norma alemã *DIN 4094:1991 – Ensaio de Penetração Leve (DPL)* com a versão mais atual sob número *DIN 4094-3:2002 - Investigação de Campo – Parte 3: Prova dinâmica*. A Figura 11 mostra o esquema construtivo do *DPL*.

Figura 11 – Esquema de montagem e funcionamento do *DPL*



Fonte: Ávila e Conciani, 2006.

Na norma da ISO (Tabela 4), caracteriza quatro tipos de ensaio dinâmico (*DPL*, *DPM*, *DPH* e *DPSH*), variando suas características, dentre outras, a massa do martelo, altura de queda e medidas da ponteira.

No caso do ensaio *DPL*, consiste em deixar cair uma massa de 10 Kg de uma altura de 50 cm sobre uma composição de ponteira-haste que penetra no solo de forma contínua, registrando-se o número de golpes necessário para cravar 10 cm a cada metro. Além disso, a cada metro perfurado as hastes devem ser giradas 1^{1/2} volta medindo o seu torque necessário.

Tabela 4 - Dimensões e massas para os quatro tipos de aparelhos de sondagem dinâmica

Prova Dinâmica	Símbolo	Unid.	DPL (leve)	DFM (médio)	DPH (pesado)	DPSH (super pesado)	DPSH-A	DPSH-B
Dispositivo de Cravação								
Massa do martelo	M	Kg	$10 \pm 0,1$	$30 \pm 0,3$	$50 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$
Altura de queda	h	mm	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Ratente								
Diâmetro	d	mm	$50 < d < D_h$ ^a	$50 < d < 0,5 D_h$ ^a	$50 < d < 0,5 D_h$ ^a	$50 < d < 0,5 D_h$	$50 < d < 0,5 D_h$	$50 < d < D_h$ ^a
Massa (máx.) (haste gata e buçento)	m	Kg	6	18	18	18	18	30
Cone 90°								
área nominal da base	A	cm ²	10	15	15	16	16	20
diâmetro da base, novo	D	mm	$35,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$45,0 \pm 0,3$	$45,0 \pm 0,3$	$50,5 \pm 0,5$
diâmetro da base, desgastado (mín.)		mm	34	42	42	43	43	49
comprimento do manto (mm.)	L	mm	$35,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$90,0 \pm 2$ ^b	$90,0 \pm 2$ ^b	51 ± 2
comprimento da ponta do cone		mm	$17,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$22,5 \pm 0,1$	$22,5 \pm 0,1$	$25,3 \pm 0,4$
desgaste max. da ponta		mm	3	4	4	5	5	5
Hastes (c)								
massa (máx)	m	Kg/m	3	6	6	6	6	8
diâmetro OD (max) desvio haste (d): inferior a 5 m	d/r	mm	22	32	32	32	32	35
restante		%	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Energia específica por golpe	$\frac{mgh}{A} E_n$	$\frac{kJ}{m^2}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
			50	100	167	194	194	238

a: Diâmetro D_h do martelo, no caso da forma retangular, a menor dimensão assumida como sendo equivalente ao diâmetro.

b: única cone descartáveis.

c: comprimento máximo da haste não deve exceder 2 m.

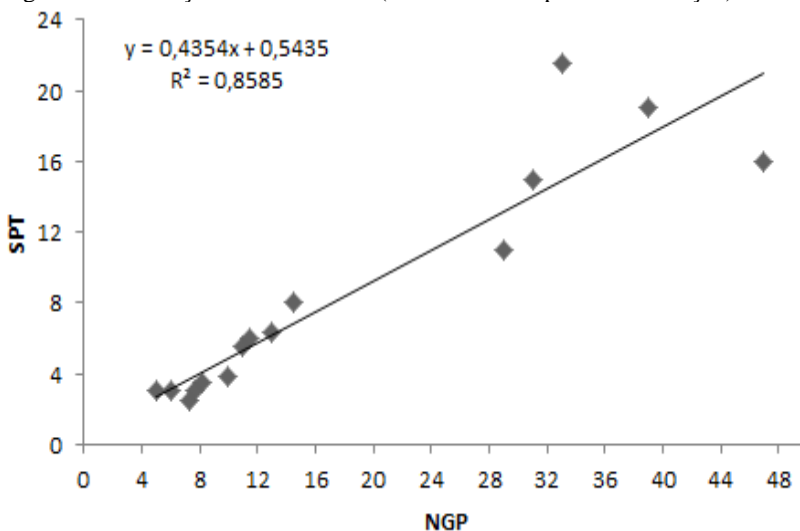
d: desvio da haste em relação à vertical.

NOTA - Tolerâncias dos dados são as tolerâncias de fabricação.

Fonte: ISO – 22476-2:2005.

Lobo *et al.* (1994) *apud* Tsuha (2003), obteve boas correlações entre os valores do *DPL* e do *SPT* (Figura14). O mesmo autor complementa que, da correlação entre *NPG* (Número de Golpes do Penetrômetro do ensaio *DPL*) e *SPT*, a partir do *SPT* mínimo de projeto para apoio da base, encontrou o valor mínimo do *NPG* para que se pudesse autorizar a concretagem da base do tubulão, conforme o gráfico da Figura 14.

Figura 12 – Variação do *SPT* e *NGP* (Número de Golpes de Penetração).



Fonte: LOBO *et al.*, 1994 *apud* TSUHA, 2003. Modificado pelo Autor.

Castello *et al.* (2001) *apud* Tsuha (2003), utilizaram, para o caso de fundação por sapatas em uma obra na cidade de São Paulo, um penetrômetro dinâmico do mesmo tipo especificado na “Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica (DP)” (ISS-MFE, 1989). Ao final, apresenta-se a Equação 6 para se obter a resistência dinâmica de ponta q_d , dada por:

$$q_d = \left(\frac{M}{M+M'} \right) \times \left(\frac{MgH}{Ae} \right) \quad 6$$

Onde:

q_d = valores de resistência dinâmica de ponta (MPa);

M = massa do martelo (Kg);

M' = massa total das hastes, cabeça de bater e haste-guia (Kg);

H = altura de queda do martelo (m);

e = penetração média por golpe ($0,1\text{m}/N_{10}$ ou $0,2/\text{N}_{20}$);

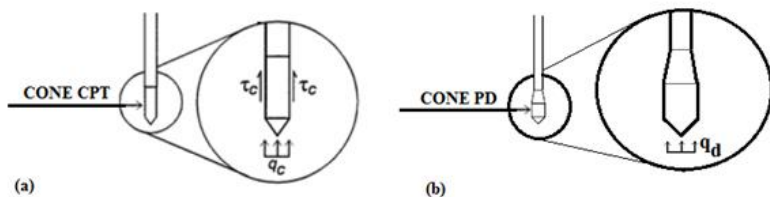
A = área da base do cone (m^2);

g = aceleração da gravidade (m/s^2).

A Equação 6 é a mesma que prevalece na atual norma da ISO – 22476-2:2005 e tem validade para todos os membros da família DP.

Em termos de resistência, no trabalho de Waschkowsky (1983) *apud* Tsuha *et al.* (2003), a resistência de ponta q_d é comparável à resistência de ponta do cone *CPT*. Assim, seria possível adotar a consideração deste autor, em que os valores de q_c e de q_d são equivalentes, ou seja $q_c/q_d \cong 1$. A Figura 15 mostra as resistências atuantes.

Figura 13 – Reações nos cones penetrométricos.



(a) Resistência no cone estático do ensaio CPT; (b) Resistência no cone dinâmico dos ensaios PD's. Fonte: Tsuha (2003)

Pereira (2010) trata o ensaio *DPL* como um ensaio simples, de baixo custo, rápido de executar, não requerendo mão-de-obra especializada e podendo ser realizado sem a necessidade de impor grandes restrições à exploração das estruturas em serviço e aos trabalhos de construção de obras novas, constitui uma forma interessante de caracterizar os terrenos “*in situ*” e as camadas de solo compactadas.

Em quase todos os trabalhos pesquisados sobre *DPL*, seus autores foram unânimes em concluir pela aceitabilidade dos ensaios dinâmicos quando comparados com outros ensaios dinâmicos ou estáticos de uso tradicional (*SPT* e *CPT*). Para aqueles trabalhos onde os testes de aderência estatística não puderam ser aceitos, no mínimo permitiu agregar informações ao provocar a diminuição da variabilidade das características do solo quando obtidas apenas de um tipo de método. Por outro lado,

quando necessário o seu uso em locais específicos, o emprego dos ensaios dinâmicos contínuos na sua forma isolada e comparado com provas de carga (estática ou dinâmica), possibilitou alcançar consideráveis reduções de custos, além de certificar-se pela aceitabilidade dos índices e comportamento do solo nos pontos investigados (MORAES, 2008).

Tem-se observado que ensaio *DPL* é muito útil em obras rodoviárias, ferroviárias, torres de transmissão de energia e para programas de moradias populares, quer de maneira isolada ou não conjugada com ensaios tradicionais. Igualmente se apresenta como satisfatório quando usado como elemento de investigação e caracterização geotécnica preliminar de grandes áreas, permitindo aumentar a malha de investigações tradicionais, portanto, corrobora com os custos da obra. Mesmo com algumas desvantagens que limitam o uso do ensaio *DPL*, tais como voltados para terrenos brandos e para profundidades de até uma dezena de metros, acredita-se que a médio e a longo prazo ainda poderá acompanhar o seu uso mais frequente e normatizado no Brasil.

2.4.5. Prova Dinâmica Super Pesada – *DPSH*

Observa-se o franco desenvolvimento do *DPL* e suas correlações com os ensaios tradicionais (dinâmicos e estáticos), muito por conta e principalmente fortalecida pela metodologia prescrita e contida nos procedimentos da ISSMFE (1989), DIN 4094 (1991 e 2002) e mais recentemente da EN ISO 22476-2:2005, o que vem acumulando um histórico de estudos e experiências assertivas frente a confiabilidade demonstrada. Além disso, aguarda-se um avanço promissor dos ensaios dinâmicos contínuos, pois as normas da ISO passam a ser referências quando não houver normas brasileiras, como demonstrado na seção 2.1, quando se tratou da normalização dos ensaios.

Os ensaios dinâmicos da família DP por muito tempo e até recentemente foram ensaios que ficaram marginalizados por conta de não possuírem normas internacionais comuns àqueles países, restringindo-se às padronizações regionais. Esta falta de padronização internacional acabou causando inseguranças quando comparados com outros ensaios, motivado pela provável dispersão das características de cada equipamento, conforme aponta Cestare (2005) *apud* Spagnoli (2006). A exemplo disso, na Itália, há a presença de dois tipos de penetrômetros super pesados (*Meardi e Emilia*), cada qual guardando suas características próprias. Recomendações da AGI–Associação Geotécnica Italiana (1977) leva a cabo o ensaio do penetrômetro com o tipo *Meardi*. Ele considera a

contagem dos golpes a cada 30 cm (N_{30}) ao invés dos atuais 20 cm (N_{20}) (ISO). Além disso, conta com inúmeras variações do ferramental (hastes, martelo, altura de queda, penetração, ângulo da ponteira). Cestare (2005) *apud* Spagnoli (2006) recomenda o abandono das normas da AGI, pois ela dificulta a comparação com o resultado do teste *SPT*. Também recomenda seja atendida a atual norma ISO e os Procedimentos de Referência ISSMFE, que são bem semelhantes entre si. Na Tabela 5, encontram-se as características dos penetrômetros usados na Europa.

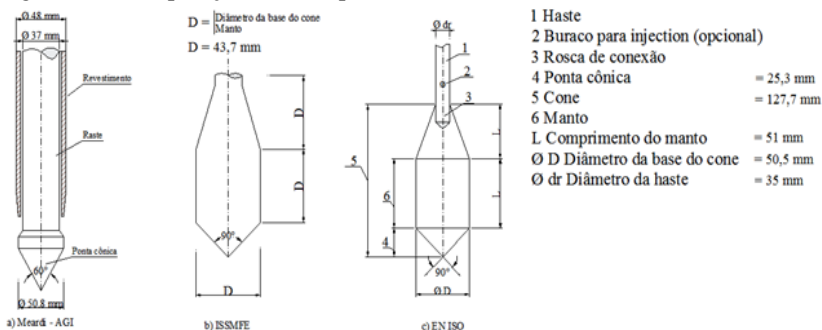
Tabela 5 - Principais características dos penetrômetros europeus.

País	DP/SH	Ponta		Haste		Martelo [kg]	Queda [cm]
		Diâmetro [mm]	ângulo[°]	∅ Interno [mm]	∅ Externo [mm]		
Dinamarca	X	51	90		32	63,5	75
Finlândia	X	45	90		32	63,5	50
França	X	62	90		40	120	76
	X	70	90		40	30; 60; 90	40
	X	45	90		32	63,5	50
Itália	X	43,7	90		32	50-100	50
	X	50,5	60	14; 18	28; 34	63,5	75
Noruega	X	51	90	0	32	63,5	75
Espanha	X	67	90		40/32	63,5	75
Suíça		62,5-60	90	26	42; 38	63; 60	76; 50

Fonte: ISSMIFE *apud* SPAGNOLI (2008). Modificado pelo autor.

A Figura 14 mostra os três tipos principais de ponteira cônica, percebendo-se variações em suas dimensões, ratificadas na Tabela 6.

Figura 14 - Comparação entre os penetrômetros.



(a) Meardi-AGI, (b) ISSMFE e (c) EN ISO. Fonte: SPAGNOLI, 2006

Tabela 6 – Tipos de DPSH.

Ferramenta	Unidade	DPSH			
		ISSMFE (1989)	Tipo "Meardi" (AGI) (1977)	Tipo "Emilia"	EN ISO 22476-2:2005 (DPSH-B)
Massa do martelo (M)	Kg	63,5 ± 0,5	73,00	63,5	63,5
Altura de queda (H)	m	0,75 ± 0,02	0,75	0,75	0,75 ± 0,02
Peso da haste guia	Kg	máx. 30	55	15 - 0,7	máx. 30
Comprimento da haste	m	1 a 2 ± 0,1	1 a 2	1 a 1,5	1
Massa da haste (m)	Kg/m	máx. 8	7	3,6 a 5,1	máx. 8
Diâmetro externo (de)	mm	32 ± 0,3	34	28 a 34	máx. 35
Diâmetro interno (di)	mm	--	--	14 - 18	--
Diâmetro da base da ponta cônica	mm	50,5 ± 0,5	51,0	50,5	50,5 ± 0,5
Ângulo de abertura do cone	(°)	90	60	60	90
Altura total da ponta	mm	126,3	73,1	65	102 ± 2
Penetração padrão	cm	20 (N ₂₀)	30 (N ₃₀)	20 (N ₂₀) - 30 (N ₃₀)	20 (N ₂₀)
Possibilidade de injeção de lama bentonítica	--	NÃO	NÃO	SIM	SIM
Possibilidade de emprego de revestimento	--	SIM	SIM	SIM	SIM
Qualquer diâmetro de revestimento	--	Não informado	48/38	48/30 - 48/38	Não informado

Fonte: SPAGNOLI, 2006. Modificado e implementado por este autor.

As principais diferenças entre os penetrômetros ficam em torno do ângulo de abertura da ponta cônica, massa do martelo e medida do ferramental de cada tipo (ponteira, hastes, batente). Em termos de energia

teórica não se observam diferenças significativas, tanto que todos eles costumam ser usados com o SPT.

No procedimento de Referência do ISSMFE, assim como a ISO, reconhecem a influência do atrito nas hastes, no entanto, consideram suficiente para limitar este problema, a atualização de uma ponta com um diâmetro de cerca de 30% maior do que a das hastes, como previsto na ISO. Waschkowski (1982) e Goel (1982) *apud* Spagnoli (2006) reconhecem a utilização de injeção de lama através das hastes ocas, a fim de suportar as paredes do furo, ao mesmo tempo que admitem que o uso de revestimentos representa a solução ideal para o problema do atrito lateral.

Para o levantamento do banco de dados trazidos a este trabalho, não se utilizou da prática de usar hastes ocas para injeção de lama bentonita. Entretanto, inúmeras foram às vezes em que as hastes sólidas utilizadas nos ensaios romperam no momento da retirada da composição. Ocorreram mais frequentemente quando as hastes utilizadas foram adquiridas localmente (nacionais), vez por outra de origem chinesa. Assim, a sugestão da utilização das hastes vasadas com injeção de lama, para assegurar o suporte das paredes, também poderia aliviar o atrito lateral no momento da retirada da composição e evitar a ocorrência de rompimento das hastes.

2.4.5.1. Procedimentos, Equipamentos e Máquinas.

Como os demais tipos da família *DP*, a penetração da composição do tipo *DPSH* se caracteriza por uma penetração igualmente dinâmica e contínua de uma composição cabeça-de-bater, hastes e cone maciço, de ponteira fechada. A grandeza levantada neste ensaio é o número de pancadas que uma massa de 63,5 Kg exerce sobre a composição ao cair de uma altura de 75 cm para avançar 20 cm, que será expresso por N_{20} , cujos valores podem ser utilizados para se estimar a capacidade de carga em estacas, conforme Silva *et al.* (2006).

A execução é feita sempre por um equipamento mecanizado e robusto para permitir que se alcance grandes profundidades, alcançar a energia teórica e assim atingir camadas de solo residual e/ou rochas brandas.

Por não coletar amostras a cada metro e tão pouco desagregar o solo por circulação d'água, como se presencia no ensaio *SPT*, o ensaio *DPSH* desloca e comprime o solo a cada golpe, agindo como se fosse uma estaca de deslocamento (estacas cravadas).

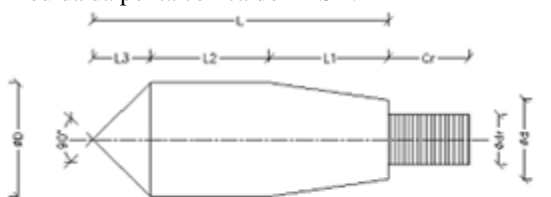
Na norma da *ISO*, o *DPSH-B* é a última variação da família do penetrômetro dinâmico contínuo e representa o limite superior da gama das massas e energia teórica. Dada sua similaridade com o *SPT* americano, europeu e brasileiro (altura de queda, massa e energia), vem sendo largamente utilizado, quer de forma isolada, quer de forma agregada em conjunto com outros ensaios tradicionais, contribuindo assim para a redução de custos e variabilidades de parâmetros do solo.

O ferramental que compõem um sistema de sondagem *DPSH* com base na *EN ISO*, é composto basicamente de cinco partes distintas, quais sejam: a) ponteira cônica; b) hastes de cravação; c) haste guia; d) martelo; e) cabeça de bater. O martelo é a única parte fixa que faz parte na máquina penetrométrica, pois é disparado mecanicamente da altura de 75cm pré-definida de fábrica.

a) Ponteira cônica

Fora visto que a norma da *ISO* apresenta quatro tipos de ensaio dinâmico (*DPL*, *DPM*, *DPH* e *DPSH*), variando suas características, dentre outras, a massa do martelo, altura de queda e medidas da ponteira, área da base do cone e diâmetro/massa das hastes, tendo apenas uma característica comum, o ângulo do vértice da ponteira cônica, devendo ele ter 90° para todos os tipos. Acredita-se que quanto maior esse ângulo, menos atrito haverá nas hastes. As Figuras 15 e 16 são apresentadas as dimensões padronizadas.

Figura 15 – Medida da ponta cônica do *DPSH*.



Medidas - ISO - 22476-2:2005

ØD = Diâmetro da base inferior = 49,70 a 50,70mm

Ød = Diâmetro da base superior = 35mm

Ødr = Diâmetro da rosca = 22,20mm

L1=L2 = 44 a 53mm

L3 = Ponta do cone = 24,40 a 25,70mm

L = 122,90 a 131,70mm

Cr = Comprimento da rosca = 36,25mm

Fonte: ISO - 22476-2:2005.

Figura 16 - Ponteira cônica do DPSH



Fonte: O Autor.

b) Hastes

As hastes são tubos maciços feitos de aço, dotados de roscas (fêmea e macho) em suas extremidades, permitindo a ligação entre elas e sem o uso de luvas de conexão (Figura 17). Conforme a ISO 22476-2:2005, o comprimento máximo das hastes não deve ultrapassar 2 metros, devendo possuir uma massa de no máximo de 8 Kg/m e possuir diâmetro de 35 mm. A ASTM D1586/1999, permite o uso de hastes com massa por unidade de comprimento de 5,96 Kg/m até 11,8 Kg/m, conforme apontam Schnaid e Odebrecht (2012), porém elas são vasadas. No entanto, a NBR 6484/2001, as hastes do *SPT* devem possuir 3,23 Kg/m linear e igualmente vasadas para permitir a passagem da água na etapa da lavagem.

Figura 17 – Haste do *DPSH*, com medidas indicadas de 20 cm.



Fonte: O Autor.

c) Cabeça de Bater

Segundo a ISO, é a parte do conjunto da unidade de massa que recebe os golpes do martelo e através do qual a energia passa do martelo para as hastes. Igualmente feito de aço, possui formato cilíndrico maciço. Deve ser rigidamente ligada à parte superior das hastes.. No caso, a peça possui comprimento de 10 cm e igual diâmetro da haste, ou seja, 35 mm (Figuras 18 e 19).

Figura 18 - Cabeça de bater. Comprimento de 10 cm.



Fonte: O autor

Figura 19- Cabeça de bater. Observa-se o chanfro para conexão de chave de Chave de boca.



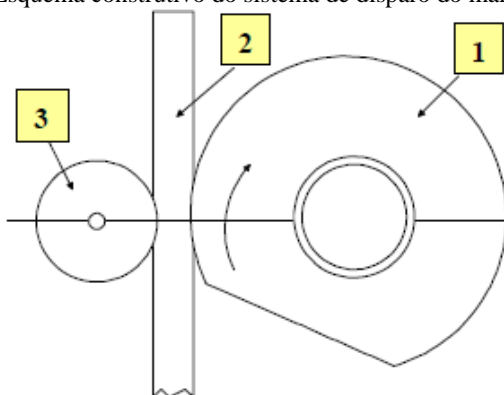
Fonte: O autor

d) Martelo e o Sistema de Disparo Automático

Conforme a norma EN ISO 22476-2:2005, a massa do martelo deve possuir 63,5 Kg, devendo cair de uma altura de 75 cm, admitindo-se uma tolerância, respectivamente, de $\pm 0,50$ Kg e ± 2 mm.

Tendo como base um sistema de roldanas (uma menor, fixa e outra maior, móvel e chanfrada) localizada na parte superior da antena da máquina, faz-se passar por entre elas uma haste guia conectada ao martelo. A Figura 20 exemplifica a descrição do texto.

Figura 20 – Esquema construtivo do sistema de disparo do martelo.



Fonte: Manual do usuário do fabricante (2012).

O martelo, conectado à haste guia, é elevado a 75 cm devido à rotação da roldana maior (1) que possui parte do seu desenvolvimento com 750 mm (parte oposta ao chanfro). A haste guia (2) se eleva enquanto houver atrito entre ela e as roldanas. No momento em que a haste guia encontra a parte chanfrada da roldana (1), o conjunto (haste guia mais martelo) cai guiado por dois trilhos. A função da roldana menor (3) é ajudar criar o atrito com a haste guia e a roldana maior. Na roldana maior (1) é instalado um dispositivo que permite a contagem dos golpes para ser registrado no painel analógico, localizado na parte frontal da máquina e acessível ao operador. Assim, toda vez que o martelo é liberado, o contador analógico é acionado para contabilizar o número de golpes, devendo o operador anotar manualmente a quantidade de golpes que foram necessários para cravar a composição a cada 20 cm. O disparo do gatilho automático do martelo na altura indicada é sempre respeitado e esta ação independe do operador.

O operador deverá observar o prumo da primeira haste a ser introduzida e controlar as demais no percurso do ensaio. Dispensa-se fazer marcações nas hastes pois elas possuem ranhuras a cada 20 cm, facilitando a contagem do número de golpes a cada período. As Figuras 21 a 23 detalham os componentes construtivos constituintes da máquina, quanto ao disparo do martelo.

Figura 21– Composição da antena na maquina



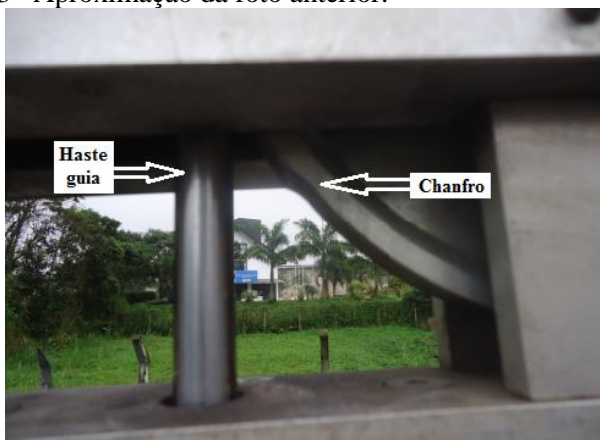
Fonte: O Autor (2015)

Figura 22 – Ponta da antena. Em destaque a haste guia e a roldana chanfrada.



Fonte: O Autor (2015).

Figura 23– Aproximação da foto anterior.



Fonte: O Autor (2015).

e) Máquina Penetrométrica.

Existem inúmeras variações de máquinas penetrométricas disponíveis no mercado. A ISO não traz nenhuma indicação de dados geométricos das máquinas, devendo esta ser dimensionada para resistir aos esforços demandados da execução do ensaio (penetração e extração).

O ensaio *DPSH* foi projetado para ser mecanizado, portanto assume uma postura mais robusta dos demais tipos DP's. Costuma alcançar maiores profundidades, portanto, na maioria das vezes alcançará o solo residual e rochas brandas. Por assim ser, necessário uma certa robustez dessas máquinas para conseguir suportar os esforços oriundos da percussão e da retirada das hastes por meio de um esforço hidráulico. Assim, as máquinas que realizam os ensaios *DPSH* são dotadas de motor a combustão (gasolina ou diesel) com sistema hidráulico acoplado, tudo para que haja sintonia com as recomendações normativas.

“Este documento atende a determinação da resistência de solos e rochas brandas in situ para a penetração dinâmica de um cone. Um martelo de uma dada massa e dada altura de queda é utilizado para acionar o cone. A resistência à penetração é definida como o número de pancadas necessárias para acionar o cone sobre uma distância definida. Um registro contínuo é fornecido no que diz respeito à profundidade, mas nenhuma amostra é recuperada.” ISO – 22476-2:2005.”

As Figuras 24 a 31 apresentam alguns modelos de máquinas penetrométricas *DPSH* encontradas em diversos países. Alguns são semoventes mecanicamente e outros não, precisando, contudo, ser instalados sobre plataforma (geralmente carretinhas), limitando-se a terrenos planos. Há outros que podem ser transportados e montados no local da obra. Todos eles constroam pesar igual ou mais que o equipamento SPT manual.

Figura 24 – DPSH italiano sobre carretinha.



Fonte: Geoex, Itália.

Figura 25 – DPSH africano.



Fonte: Reliancelab (África do Sul).

Figura 26 – DPSH espanhol



Fonte: Tecoinsa (Espanha).

Figura 27 – DPSH Polonês.



Fonte: Geotest (Polônia).

Figura 28 - DPSH africano



Fonte: Stryborr (África do Sul).

Figura 29 – DPSH espanhol



Fonte: Tecop AS (Espanha).

Figura 30 – DPSH italiano.



Fonte: Pagani (Itália).

Figura 31 – DPSH português.



Fonte: Geosonda (Portugal).

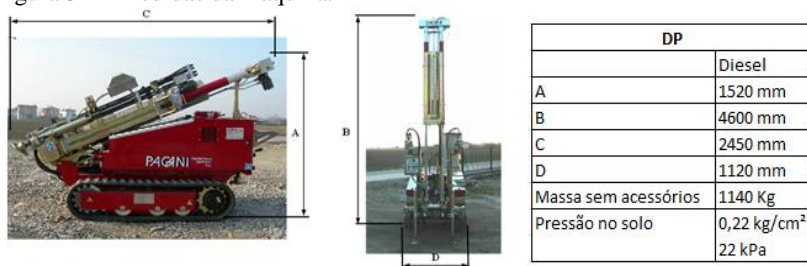
Diferentemente do ensaio *DPL*, que é completamente manual e de fácil manuseio, montagem e transporte, os equipamentos utilizados no *DPSH* são mais robustos, pesados e tecnologicamente mais evoluídos, pois todos são mecanizados. Por conta desta evolução, há uma significativa confiabilidade nos resultados em razão da garantia de que o gatilho do martelo seja acionado sempre a partir da altura determinada, o martelo caia sempre em queda livre, a frequência seja definida, possua dispositivo de contagem dos golpes (analógicos e automáticos) e que tal processo seja independente da ação humana, características essas que fazem com que o ensaio seja mais confiável.

O presente estudo contou com o apoio da empresa *Versal Engenharia e Consultoria Ltda.*, onde a mesma disponibilizou a sua máquina adquirida da empresa italiana *PAGANI Geotechnical Equipment*, modelo TG63-150 (Figura 30), bem como o seu banco de dados das campanhas de sondagens executadas em conjunto com o *SPT*. A seguir, algumas características da máquina utilizada, informadas pelo fabricante.

- Está configurada para prova dinâmica contínua (*DPSH*) e estática (*CPT*, *CPTu* e *SCPTu*);
- Hastes e ponta cônica, dentro das especificações da ISO – 22476-2:2005;

É montado sobre um chassi de esteira de acionamento hidráulico que permite ter um grande rendimento no terreno. A Figura 32 mostra as medidas da máquina penetrométrica usada nesta dissertação.

Figura 32 – Medidas da máquina.



Fonte: Manual do usuário (2012).

O *DPSH* usa um martelo que fornece energia a um conjunto de hastes por deixar cair um martelo de 63,5 Kg de uma altura de 75 cm. Na

ponta da primeira haste é conectada uma ponteira cônica sólida que, à percussão, é impulsionada continuamente para o interior do solo a uma taxa não maior que 30 golpes por minuto. Devido ao fato das hastes do *DPSH* possuírem 1 (um) metro de comprimento, tal movimento é previsto para ser exercido em todo metro segmentado e de forma contínua, portanto, não havendo desagregação do solo (por lavagem ou retirada de solo). O valor da contagem de golpes é calculado pela soma do número de golpes para cada intervalo de 20 cm (N_{20}).

É importante ressaltar que, para o presente estudo, não foram levantadas as medidas da energia real do sistema, previsto tanto na NBR – 6484:2001 (para o caso do *SPT* mecanizado), quanto na EN ISO 22476-2:2005. No caso da máquina Pagani, as perdas de energia ocorrem devido ao atrito do martelo com os dois trilhos que servem para guiar o conjunto martelo e haste guia, provocando perda de velocidade. Além disso, há também perdas de energia durante o impacto do martelo sobre a cabeça de bater e do atrito lateral das hastes com o solo, podendo variar em solos de maior ou de menor coesão. A Figura 33 apresenta os detalhes construtivos do martelo.

Figura 33 – Identificação dos pontos de perda de velocidade.



Fonte: O Autor (2015).

As dimensões da sonda *DPSH* foram retiradas do padrão ISSMFE e renovadas pela ISO 22476-2:2005, onde em resumo são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Características de Referência do *DPSH-B*

Característica	<i>DPSH-B</i>
Massa do martelo, M (Kg)	63,5
Altura de queda do martelo, H (m)	0,75
Massa do batente e guia, B (Kg)	30,0
Comprimento das hastes (m)	1-2
Massa máxima das hastes (Kg)	8,0
Diâmetro das hastes (mm)	35
Ângulo do cone no vértice (α)	90
Área da base do cone (cm ²)	20
Comprimento de penetração (<i>e</i>) (cm)	20
Resultado	N_{20}
Limites do n° de golpes	5-100
Energia específica / Golpes, $E_{s,DP}$ (kJ/m ²)	238

Fonte: ISO 22476-2:2005

2.4.5.2. Comparações entre SPT e DPSH

A Tabela 8 que traz um resumo comparativo entre esses dois tipos de ensaios, tais como dimensões, as dimensões mínimas dos ferramentais e suas tolerâncias e demais características próprias de cada sistema.

Tabela 8 – Tabela comparativa *SPT* x *DPSH*.

Ferramental / Sistema Norma	Unidade	<i>SPT</i> ABNT NBR-6484:2001	<i>DPSH-B</i> EN ISO - 22476-2:2005
Massa do Martelo	Kg	65,00	63,5
Massa da haste guia	Kg	3,84	30,0
Massa da Cabeça de bater	Kg	3,5 a 4,3	0,495
Massa total do conjunto	Kg	115	93,995
Massa da haste	Kg/m	3,23	8
\varnothing_{ext}	mm	$33,4 \pm 2,5$	35
\varnothing_{int}	mm	$24,3 \pm 5$	35
Comprimento da haste	M	1 a 3	1
Altura de queda do martelo	cm	75	75
Sapata / Ponteira Cônica	°	$36,96^\circ$	90°
\varnothing_{ext}	mm	$50,8 \pm 2$	50,5
\varnothing_{int}	mm	$34,9 \pm 2$	50,5
Área do amostrador / ponteira			
A_{int}	cm ²	20,42	20,00
A_{ext}	cm ²	9,56	20,00
Comprimento do amostrador / ponteira	mm	704,76	127,30
Coleta de amostras		Sim	Não
Determinação do NA		Sim	Sim
Gatilho		Manual	Automático
Coxim de madeira		Sim	Não
Energia teórica (J)		478	467
Emprego de revestimento		Sim	Não
Injeção de lama		Sim	Possível
Índice de resistência		$N; N_{SPT}$	N_{20}
Penetração Padrão		Número de golpes dos últimos 30 cm dos 45 cm iniciais	Número de golpes para penetrar a cada 20 cm

Fonte: ABNT – NBR – 6484:2001 e EN ISO 22476-2:2005.

Segundo a NBR – 6484:2001, o amostrador é composto por três partes distintas a saber: a) cabeça; b) corpo e c) sapata. A ponteira cônica, indicada na EN ISO 22476-2:2005 é composta de apenas de uma parte,

toda maciça e com acesso à conexão. As Figuras 34 e 35 mostram os detalhes do amostrador do *SPT* e a ponteira cônica *DPSH* usados neste estudo.

Figura 34 - Amostrador Padrão segundo a NBR – 6484:2001.

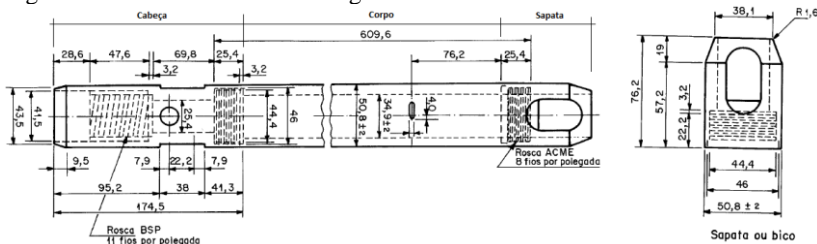
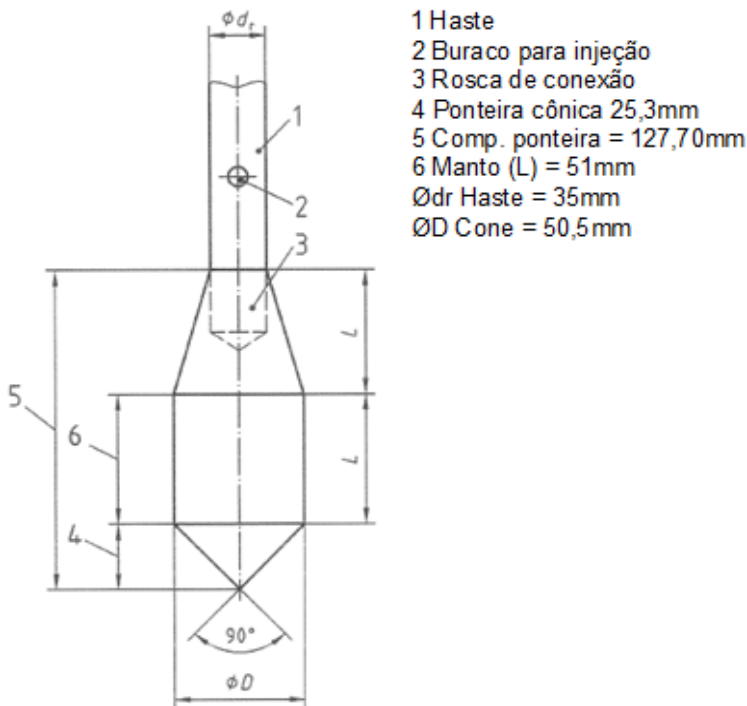


Figura 35 – Ponteiras cônica segundo EN ISO 22476-2:2005.



De Mio e Giachetti (2002) *apud* Silva (2006) comentam que o *DPSH* fornece um parâmetro de cravação dinâmica com elevado grau de

correlação com os resultados deste ensaio. Esta característica se dá em função de sua energia de cravação ser bastante próxima a do ensaio *SPT*.

Como visto, pela aproximação das características desses dois ensaios (procedimentos percussivos e índices resultantes), alguns trabalhos foram desenvolvidos no cenário mundial, usando o índice N_{DPSH} ao invés do N_{SPT} . Destaca-se a monografia de Avesani (2010), desenvolvida na Universidade Estadual Paulista (UNESP), cujo tema foi *Sísmica up-hole em conjunto com sondagem DPSH*. Neste trabalho, o autor incorpora técnicas geofísicas usando ensaios *DPSH* para deflagrar a onda sísmica para obter a relação do módulo de cisalhamento máximo (G_0), no caso dado por G_0/N_{DPSH} , similar á conhecida relação G_0/q_c , onde o q_c é o parâmetro de resistência do ensaio *CPT*. Como conclusão, o sistema apresentou resultados significativos com relação ao estudo da caracterização geotécnica e geoambiental. Que a energia gerada pela marreta no topo da haste foi suficiente para a execução de ensaio sísmico em conjunto e que o emprego do ensaio *DPSH* no lugar do *SPT* facilitou a execução em campo, o qual foi utilizado para o cálculo da velocidade de onda *S*.

O trabalho de Silva *et al.* (2006), buscaram a proposição de um método semi-empírico de estimativa de capacidade de carga para estacas apiloadas, a partir de parâmetros do ensaio dinâmico *DPSH*. Comparam os resultados por meio de dois processos de execução de estacas: a) estacas apiloadas com lançamento do concreto auto-adensável e b) estacas apiloadas com apiloamento do concreto seco por camadas. Os autores citados concluíram que o índice *DPSH*, apesar de estar relacionado diretamente com a resistência de ponta (R_p) e resistência lateral (R_l), a dispersão medida e ocorrida entre coeficientes de transformação de resistências (ponta e lateral) entre as duas estacas ocorreu devido a fatores executivos, visto à dificuldade no controle da execução da base da estaca, formada pelo apiloamento do concreto, principalmente para as estacas de maior comprimento. Portanto, o *DPSH* contribuiu para a investigação geotécnica no alcance das conclusões apresentadas.

Em Portugal, Gonçalves *et al.* (2009), buscaram interagir os perfis de resistividade das prospecções geofísicas com os ensaios dinâmicos (*DPL* e *DPSH*), proporcionando numa mesma interface, o acesso a um maior número de dados, inclusive colaborando na tarefa de definição das várias camadas do subsolo.

Também em Portugal, Ribeiro (2011), estudou a combinação de vários ensaios e a correlação de seus parâmetros físicos. Tal autor defende que o uso do *DPSH* nas campanhas de sondagem há sempre de ter o uso

conjugado com o *SPT*. Ribeiro (2011) sustenta o fato que o *DPSH* tem o princípio de funcionamento semelhante ao *SPT*, portanto, seria mais fácil de obter uma correlação local entre os resultados dos dois ensaios. Atesta ainda que, em horizontes bem compactados, os ensaios *PLT* e *DPSH* juntos podem oferecer um perfil de rigidez contínuo, em solos de média densidade.

Ainda em Portugal, em Leiria, Veiga (2011), pela Universidade de Coimbra, estudou a região do Vale Tifónico. Segundo este autor, o ensaio com o *DPSH* possui especificações semelhantes às do ensaio *SPT* o que permite o estabelecimento de relações diretas entre eles. Mesmo assim, pondera que os ensaios de penetração dinâmica sejam realizados em fases de prospecção preliminar, fornecendo indicações qualitativas e quantitativas das características do subsolo. Através da homogeneidade geomecânica apresentada pelas camadas, refletida no diagrama, poderá ser possível distinguir as características dos diferentes litotipos presentes no terreno. O ensaio pode servir para a determinação das características e espessura de materiais de cobertura e de solos de alteração, detecção de irregularidades no subsolo, determinação espacial de camadas reticulares e irregulares, com a localização de níveis de elevada rigidez ou do substrato rochoso.

2.4.5.3. Energia Teórica.

Fora visto que todos os penetrômetros dinâmicos são cravados no solo devido à energia correspondente advinda da queda livre de um martelo sobre o conjunto hastes/cabeça-de-bater/ponteira-cônica. Em razão da similaridade de energia teórica envolvida no sistema do ensaio *DPSH*, dentre os demais da família DP's, de fato este é o ensaio que mais se aproxima do ensaio *SPT*.

Segundo a norma EN ISO 22476-2:2005, a energia teórica ($E_{teor.}$) é dada Equação 7:

$$E_{teor} = m \cdot g \cdot h \quad 7$$

onde:

m = massa do martelo (Kg); g = aceleração da gravidade (m/s^2); h = altura de queda do martelo (m).

Em termos de energia, na Tabela 9 estão demonstradas as energias teóricas de cada ensaio, considerando $g \cong 9,806 \text{ m/s}^2$.

Tabela 9 – Energia teórica dos ensaios, conforme normas citadas.

Norma	m (kg)	h (m)	E _{teor} (Joule)
<i>DPL</i> _(ISO)	10,00	0,50	50 J
<i>DPM</i> _(ISO)	30,00	0,50	147 J
<i>DPH</i> _(ISO)	50,00	0,50	245 J
<i>DPSH</i>_(ISO)	63,50	0,75	467 J
<i>SPT</i> _(ASTM)	63,50	0,762	474 J
<i>SPT</i> _(ISO)	63,50	0,76	473 J
<i>SPT</i>_(ABNT)	65,00	0,75	478 J

Fonte: Autor

Observa-se na Tabela 9, uma ligeira diferença entre os ensaios *SPT*_(ABNT) e *DPSH*_(ISO). Entre os ensaios *SPT*_(ABNT) e *DPL*_(ISO), esta com uma diferença de quase 10 vezes menor que a energia empreendida no *SPT*.

Além da energia teórica, diferente para cada tipo de ensaio, há o trabalho específico por golpe (E_n), onforme se levanta pelas Equações 8 e 9.

$$E_n = \frac{E_{teor}}{A} \quad 8$$

$$E_n = \frac{m \times g \times h}{A} \quad 9$$

onde,

E_{teor} = Energia teórica (m.g.h) (J); A = área de base nominal do cone ($\emptyset D$) (m²).

É importante ressaltar que entre ensaios dinâmicos, a diferença da energia teórica e a energia obtida experimentalmente em campo, não é grande (ou ao menos não deveria ser se o equipamento estiver calibrado e não haja problemas com a mão-de-obra), pois deriva certamente de diferentes perdas de energia por golpes em diferentes tipos de equipamentos, conforme relatam Martins e Miranda (2006) no estudo de correlação do DPH com o DPL.

Esses mesmos autores ainda defendem que o DPL raramente atinge o “*bed-rock*” indicando a norma EC7 (Eurocódigo 7 – EN 1997) para este ensaio à profundidade de 8 metros. Mesmo à profundidades menores, o DPL pode dar “nega” ($N_{10} > 100$ golpes sem se ter atingido o “firme”. Em contraste, o *DPSH* alcança o “*bed-rock*”, comparando as

profundidades de “nega” ($N_{20} > 100$), com as obtidas no *SPT* ($N_{SPT} > 50$), verificou-se que as profundidades de “nega” do *DPSH* são semelhantes às do *SPT*, quando ambos são executados próximos.

Devido às similaridades citadas anteriormente, este trabalho buscará correlacionar os ensaios *DPSH-B*_(ISO) com o *SPT*_(ABNT), sendo seus índices tomados sempre a partir de uma mesma campanha de sondagem, mas contida numa mesma região com mesma formação geológica, desenvolvidas para obras consideradas de pequeno a médio porte.

2.4.5.4. Resistência de Ponta e Resistência Dinâmica

Para estimativa dos parâmetros de deformabilidade e resistência, ecorre-se a determinadas metodologias interpretativas, de modo a poder Comparar os resultados obtidos com equipamentos diversos e a permitir utilizar correlações estabelecidas com base em determinado equipamento (FONSECA, 1996).

Uma das metodologias apontada por Nixon (1988) *apud* Fonseca (1996) baseia-se na hipótese de que para um dado solo e comprimento de penetração, os resultados só dependem da energia cinética do martelo (energia específica) em cada pancada por unidade de área de secção de ponteira.

Ainda, segundo Fonseca (1996), para a determinação da resistência dinâmica há duas vias para o tratamento dos resultados destes ensaios, quais sejam:

- uso das relações energéticas e/ou;
- uso da "fórmula dos holandeses" para determinação da resistência dinâmica.

Antes de Nixon (1998) e Fonseca (1996), Sanglerat (1972) utiliza a fórmula dos holandeses para a determinação da resistência de ruptura (r_d) à ponteira do penetrômetro dinâmico. Segundo Veiga (2011), a expressão é estabelecida semi-empiricamente para a cravação de estacas. Ela admite que toda a energia é absorvida pelo solo, não se atendendo à energia que é dissipada por deformação elástica nas varas e pelas juntas de ligação (conexões) das várias hastes. Os valores de N_{20} podem ser projetados em conjunto com a resistência de ponta (r_d), ou com a resistência dinâmica de ponta (q_d) (ISSMFE, 1984; EN ISO 22476-2:2005), esta última levando em consideração a massa das hastes a cada metro. Os termos r_d e q_d definem-se por intermédio das Equações 10 e 11.

$$r_d = \frac{M \cdot g \cdot h}{A \cdot e} \quad 10$$

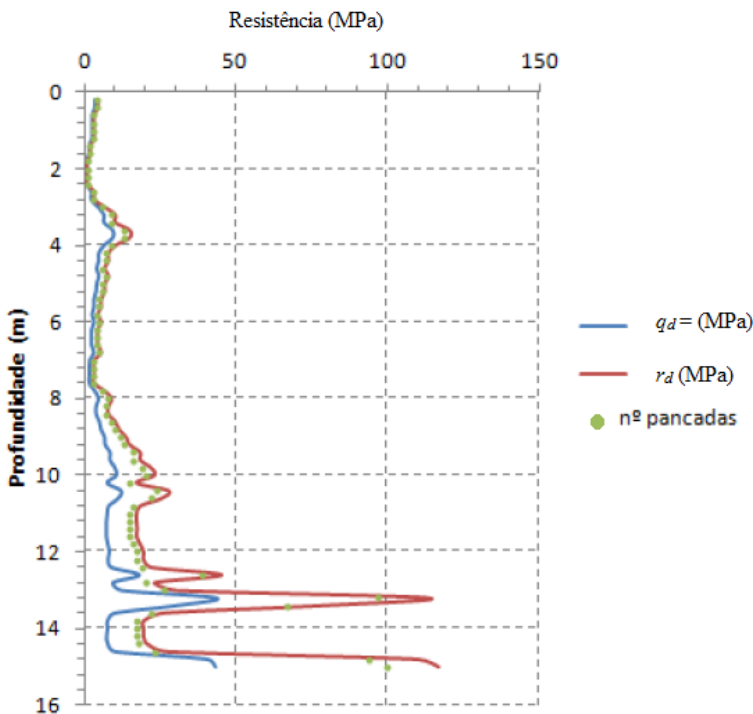
$$q_d = r_d \frac{M}{M+M'} \quad 11$$

onde,

r_d = resistência de ponta; q_d = resistência dinâmica de ponta; M = massa do martelo (Kg); h = altura de queda (m); A = área da seção transversal do cone (ponteira) (m^2); e = penetração média em m por golpes (para o DPSH = $0.2/N_{20}$); M' = massa total do conjunto de hastes, batente e haste guia (kg); N_{20} = número de pancadas por 20 cm de penetração.

A norma EN ISO 22476-2:2005, propõe o uso das relações de energia. Em seu Anexo E (Interpretação dos resultados dos testes, utilizando a resistência dinâmica de ponta), os resultados da sondagem dinâmica são geralmente apresentados como golpes a cada 10 ou 20 cm de penetração (N_{10} ou N_{20}) em relação à profundidade, dentro de uma gama de valores (tipicamente entre 3 e 50). Os valores N_{10} ou N_{20} podem ser interpretados para resultarem em resistência unitária de ponta r_d e resistência dinâmica de ponta q_d . O valor de r_d também pode ser visto como o trabalho necessário para penetrar a composição do solo. Além disso, o cálculo para produzir q_d , modifica o valor r_d e leva em conta a inércia das hastes de condução e martelo após o impacto.

No gráfico, os valores de N_{20} podem ser projetados em conjunto com a resistência de ponta (r_d) ou com a resistência dinâmica de ponta (q_d) (ISSMFE, 1984 e EN ISO 22476-2:2005). O gráfico representado na Figura 36 apresentado por Veiga (2011), mostra os resultados de ensaio realizado em solos aluvionares, próximos à margem do Rio Liz, Leiria, em Portugal.

Figura 36 - Gráfico do ensaio *DPSH*.

Fonte: Veiga (2011).

Até os 8 m de profundidade, os valores de resistência são inferiores a 10 MPa, ocorrendo um ligeiro pico nos 4 m (< 20 MPa). A partir dos 8 m, verifica-se um aumento crescente da resistência com a profundidade, com um pico de resistência aos 13,2 m correspondendo a valores de $q_d = 43,7$ MPa e $r_d = 113,3$ MPa. Aos 15 m a resistência foi máxima, levando ao fim do ensaio devido ao fato de ter sido verificada uma nega a 100 golpes com 0,06 m de cravação.

De forma sumarizada, Veiga (2011), ainda acrescenta algumas particularidades e limitações do ensaio, quais sejam:

- O uso da resistência dinâmica de ponta (q_d), é um parâmetro utilizado para avaliar, embora grosseiramente, a qualidade de um maciço terroso de fundação;
- Que a sua utilização requer cuidados e deve ser usado em conjunto com alguma outra investigação piloto que possa

levantar previamente o tipo de solo predominantemente na área de estudo;

- Que a expressão do q_d é baseada na fórmula holandesa, estabelecida semi-empiricamente para a cravação de estacas. Importante ressaltar que essa expressão admite que toda a energia é absorvida pelo solo, não se atendo à energia que é dissipada por deformações elásticas nas hastes e pelas juntas de ligação entre elas.
- O aumento do número de golpes em grandes profundidade pode ser devido ao próprio solo, ao acréscimo de massa total em relação à energia do martelo (aumento do número de varas), ao inevitável atrito que ocorrer entre o conjunto de hastes e as paredes do furo.
- Que a variação de frequência de golpes ou interrupções do ensaio devem os resultados ser avaliados com cautela.
- O ensaio oferece melhores resultados em solos granulares. Em solos coesos e a grande profundidade é necessário cuidado na interpretação, pois a resistência à penetração pode aumentar mais do que linearmente com o aumento da capacidade do solo.
- A natureza e forma dos grãos do solo pode influenciar a penetração, por exemplo, solos com grãos angulosos ou superfícies irregulares oferecem maior resistência à penetração (*apud* Spagnoli, 2007). Em solos moles o atrito gerado entre as hastes e a parede do furo influencia significativamente a resistência à penetração. O estabelecimento de correlações entre o DPSH e outros ensaios ou parâmetros geotécnicos requerem atenção relativamente ao atrito gerado ao longo das hastes e à medição da energia real transmitida.

2.5. CORRELAÇÕES EXISTENTES ENTRE *SPT* E *DPSH*

2.5.1. Correlações Gerais

Bessa (2009) cita alguns trabalhos que tiveram como foco a correlação *SPT* x *DPSH*. Em todos eles, utilizou-se o $N_{SPT,60}$, ou seja, o índice de resistência à penetração *SPT* corrigido para a energia de referência mundial de 60% (ISSMFE, 1989). Quanto ao *DPSH*, cada autor citado, levanta configurações de máquinas e ferramentais diferentes entre si. Muromashi e Kobayashi (1982) construíram uma correlação entre o N_{20} e $N_{SPT,60}$. Utilizaram um penetrômetro Japonês (*RTRI* -

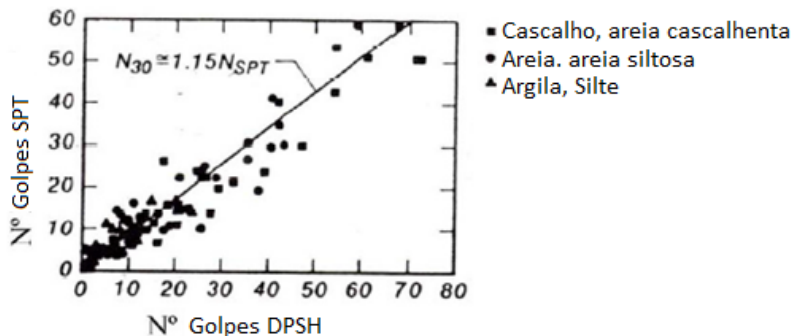
HEAVY), refletindo o procedimento ISSMFE. As características do equipamento foram:

- Martelo com 63.5Kg de massa;
- 0.75 m de queda; e
- cone com 50,8mm de diâmetro.

Os ensaios realizados foram executados em materiais arenosos, silto-arenosos e argilosos, adaptando o número de golpes para uma penetração de 20 cm (N_{20}), resultaram na relação apresentada na Equação 12 e reproduzida no gráfico da Figura 37:

$$\frac{N_{20}DPSH}{N_{SPT,60}} = 1,15 \quad 12$$

Figura 37 – Relação SPT x $DPSH$.



Fonte: Muromashi e Kobayashi (1982) apud Bessa (2009).

Tissoni (1987) executou na zona de Torinese-Beinasco, Itália, 20 ensaios de SPT e 50 $DPSH$, com o penetrômetro italiano tipo Meardi-AGI, com as características apresentadas a seguir:

- Martelo com 73,5 Kg de massa;
- 0.75m de queda;
- Cone com 51,0 mm de diâmetro

Os ensaios foram realizados a profundidades entre 4 e 11 metros em terreno fluvio-glaciar (sedimentar) e obteve a seguinte relação, conforme a Equação 13:

$$\frac{N_{30}DPSH}{N_{SPT,60}} = 0,57 \quad 13$$

Bessa (2009) ainda cita o trabalho de Mezzola-Sondrio *apud* Ferruccio (1990) utilizando o mesmo penetrômetro dinâmico Meardi-AGI, em depósitos fluvio/lacustres de areia com lentes de silte (sedimentar), com nível freático a 1 metro de profundidade. Executaram-se 12 sondagens de *DPSH* e 12 sondagens com ensaio *SPT* adjacentes, com até 30 metros. Os referidos autores encontraram uma relação análoga à de Tissoni, conforme a Equação 14.

$$\frac{N_{30DPSH}}{N_{SPT,60}} = 0,50 \quad 14$$

Cavaleiro (2001) *apud* Bessa (2009) cita o trabalho de Goel (1982) que expõe a relação obtida por ele, que usa o penetrômetro *DPSH* tipo Pagani, com as características atuais da EN ISO, porém usando um cone, cujo ângulo de abertura foi de 60° ao invés de 90°. Foram executados em 6 lugares diferentes com uma profundidade de aproximadamente de 15 metros em terrenos constituídos por areia, areia fina e pregulhos (sedimentar), obtendo-se resultados da Equação 15.

$$0,50 < \frac{N_{20DPSH}}{N_{SPT,60}} < 0,95 \quad 15$$

Finalmente, Fonseca *et al.* (1994) *apud* Bessa (2009), realizando ensaios em solo granular grosso da região do Porto, em Portugal, utilizando um penetrômetro super pesado tipo Pagani mas com o mesmo cone utilizado por Goel (ângulo de abertura de 60°) obtiveram, para a relação entre *SPT* e *DPSH*, com base num modelo teórico em termos de relações energéticas a Equação 16 é lançada:

$$0,15 < \frac{N_{20DPSH}}{N_{SPT,60}} < 0,80 \quad 16$$

Chang (1988) *apud* Fonseca (1996) apresenta uma correlação com base num ensaio intermediário entre o *DPL* e o *DPSH* (cone e altura de queda do primeiro e massa do segundo, com leituras de 20cm em 20cm). A expressão é linear e assume seguintes valores, conforme as Equações 17 e 18.

$$N_{20CHANG} = 0,5 \cdot N_{SPT}, \text{ para } N \leq 30 \quad 17$$

$$N_{20CHANG} = 0,67 \cdot N_{SPT}, \text{ para } N > 30 \quad 18$$

Uma vez considerada a área total do amostrador de Terzaghi, $D_{ext.} = 51,00 \text{ mm}$, $S_1 = 2042 \text{ mm}^2$, obtém-se a Equação 19:

$$N_{SPT} = K \cdot N_{20} \rightarrow K = \frac{E_{s20}}{E_{sSPT(1)}} \cdot \frac{A_{SPT}}{A_{20}} = 1,27 \quad 19$$

Considerando somente a área da seção transversal do amostrador de Terzaghi ($D_{int.} = 35,00 \text{ mm}$ e $D_{ext.} = 51,00 \text{ mm}$, $S_2 = 1080 \text{ mm}^2$), obtém-se valor de 0,67, semelhante ao valor encontrado na proposta de Chang (1988).

$$N_{SPT} = K \cdot N_{20} \rightarrow K = \frac{E_{s20}}{E_{sSPT(2)}} \cdot \frac{A_{SPT}}{A_{20}} = 0,67 \quad 20$$

Ao fixar à área total do amostrador, o K resultante se aproxima do apresentado por Muromashi e Kobayashi (1982), anteriormente citados, podendo predizer, conforme a Equação 21.

$$N_{20} \cong 1 \cdot N_{SPT} \quad 21$$

A nível de projeto, Braatvedt *et al.* (1995) *apud* MacRobert *et al.* (2011), sugerem que os dois ensaios devem ser considerados como equivalentes na fase de viabilidade. Esta equivalência é baseada no fato de compartilharem da mesma energia transmitida para a sonda por golpes, pressupondo que as perdas de energia também são iguais, pois havendo diferenças significativas, estas estariam atreladas à dissipação de energia (equipamento e operação) ou a perdas de energia por atrito lateral.

O Quadro 1, traz em resumo algumas correlações do *SPT* versus *DPSH*, indicando a região e a classificação do solo característico onde foram executados os ensaios.

Quadro 1 – Correlações apresentadas entre os ensaios *SPT* e o *DPSH*.

Autor(res)/Ano	País	Equação	Comentários
Muromashi e Kobayashi (1982) <i>apud</i> Fonseca (1996) e Bessa (2009)	Japão	$0,87 < K_2 < 1,00$ $N_{SPT,60} = K_2 \cdot N_{20}$	a) Penetrômetro do tipo ISSMFE; b) Correlação entre o N_{20} e $N_{SPT,60}$; c) Martelo = 63.5Kg, 0.75 m de queda, cone com 50,8mm de diâmetro; d) Solos arenosos, silto-arenosos e argiloso.
Tissoni (1987) <i>apud</i> Bessa (2009)	Itália	$N_{30} = 0,57 \cdot N_{SPT,60}$ ou	a) Penetrômetro italiano tipo Meardi-AGI; b) Campanhas contendo de 20 ensaios de <i>SPT</i> ,60 e 50

		$N_{SPT,60} = 1,75.N_{30}$	<i>DPSH</i> ; c) Martelo = 73,5 Kg, h = 0.75m, Cone com Æ 51,0 mm; d) Prof. entre 4 e 11; e) Solo fluvio-glaciar
Mezzola-Sondrio <i>apud</i> Ferruccio (1990) <i>apud</i> Bessa (2009)	Itália	$N_{30} = 0,5.N_{SPT,60}$ ou $N_{SPT,60} = 2.N_{30}$	a) Penetrômetro de Meardi-AGI; b) Campanha com 12 sondagens de <i>DPSH</i> e 12 sondagens com ensaio <i>SPT</i> adjacentes, com até 30 metros; c) Solos: depósitos fluvio/lacustres de areia com lentes de silte, com nível freático a 1 metro de profundidade.
Cavaleiro (2001) <i>apud</i> Goel (1982) <i>apud</i> Bessa (2009) (continuação)	Itália	$0,50 < K_1 < 0,95$ p/ $N_{20} = K_1.N_{SPT}$	a) Penetrômetro tipo Pagani; b) Ponteira cônica com ângulo de abertura foi de 60°; b) Campanhas em 6 lugares diferentes, com uma profundidade de aproximadamente de 15 metros; d) Solos: areia, areia fina e pedregulhos.
Viana da Fonseca <i>et al.</i> (1994) <i>apud</i> Bessa (2009)	Portugal	$0,15 < K_1 < 0,80$ p/ $N_{20} = K_1.N_{SPT}$	a) Penetrômetro tipo Pagani; b) Ponteira cônica com ângulo de abertura foi de 60°; c) Solos: Granular grosso da região do Porto.
Chang (1988) <i>apud</i> Fonseca (1996)	Portugal	$N_{20} = 0,5.N_{SPT}$, para $N_{20} \leq 30$ $N_{20} = 0,67.N_{SPT}$ para $N_{20} > 30$	a) Penetrômetro modificado (com cone e altura de queda do <i>DPL</i> e massa do segundo do martelo do <i>DPSH</i>).
Viana da Fonseca (1996)	Portugal		a) Considera a relação energética entre os dois

		$N_{SPT} = 0,67.N_{20}$	parâmetros (atendendo à área da total do amostrador de Terzaghi, com área de $S1 = 1080 \text{ mm}^2$).
		$N_{SPT} = 1,27.N_{20}$	a) Considera a relação energética entre os dois parâmetros (atendendo só à área da secção transversal do amostrador de Terzaghi, com área de $S2 = 2042 \text{ mm}^2$).
		$N_{20} \cong 1.N_{SPT,60}$	
$K1 = N_{DPSH}/N_{SPT}; K2 = N_{SPT}/N_{DPSH}$.			

No Quadro 1, foram apresentadas inúmeras propostas de correlação e que tiveram duas formas principais, apresentadas pelas Equações 22 e 23.

$$K1 = N_{DPSH}/N_{SPT} \quad 22$$

$$K2 = N_{SPT}/N_{DPSH} \quad 23$$

2.5.2. Correlações Usuais

No caso das correlações entre ensaios dinâmicos e estáticos (SPT x CPT), essas foram objetos de estudos de vários autores (e.g., MEYERHOF, 1956; COSTA NUNES e FONSECA, 1959; VELLOSO, 1959; DE MELLO, 1971; ALONSO, 1980; DANZIGER e VELLOSO, 1986, 1995; MENEZES *et al.* 1991; POLITANO *et al.* 1998). Importante frisar que neste caso as correlações existentes são baseadas geralmente em função da granulometria. Assim, compara-se o índice N_{SPT} com q_c (dado Kgf/cm^2), obtido diretamente do ensaio CPT (mecânico) ou CPTu (elétrico). Segundo Alonso (1980), as correlações lineares passando pela origem (coeficiente linear a igual a zero) são as mais comuns (Equação 24). Também é usual encontrar equações lineares ($a \neq 0$) do tipo da Equação 25 (DE MELLO, 1971; CHIN *ET AL.*, 1988; MENEZES *ET AL.* 1991) e também do tipo potencial (Equação 26) (VELLOSO, 1979).

$$q_c = k.N_{SPT} \quad 24$$

$$q_c = a + k \cdot N_{SPT} \quad 25$$

$$q_c = k \cdot N_{SPT}^b \quad 26$$

Onde a , b e k são constantes.

Observa-se que as leituras obtidas no ensaio estático (leitura de ponta, leitura da luva) são leituras de tensão e quando há a medição de poro-pressão, tem-se a leitura de pressão. Todas essas leituras são grandezas físicas obtidas diretamente do ensaio (células de carga), ao passo que a leitura do ensaio SPT é um número adimensional. Portanto, fica bem mais seguro obter um parâmetro geotécnico em particular, partindo-se de uma grandeza física do que estabelecê-lo a partir de um número que não seja uma grandeza física.

Segundo EN ISO 22476-2:2005, a interpretação dos dados do ensaio de campo pode ser efetuado de duas maneiras:

- Em termos de número de golpes (N_{20} para o *DPSH*);
- Por determinação da resistência de ponta unitária (r_d) ou a resistência dinâmica de ponta (q_d), conforme as Equações 10 e 11, apresentadas no item 2.4.5.4.

No caso das correlações dinâmicas (SPT x DP), verifica-se que alguns autores (DANZIGER e VELLOSO, 1986; MIGUEL *et al.*, 2005; BICALHO *et al.*, 2016), que costumam usar os índices dos DP's sob a forma de resistência dinâmica de ponta q_d . Através das Equações 10 e 11, transformam-se os índices em uma tensão (Kgf/cm² ou Mpa), levando em conta a inércia das hastes, ou seja, transforma-os em uma grandeza física e assim traçam-se correlações com os índices N_{SPT} . Quando assim demonstram, os referidos autores utilizam a equação linear ($a = 0$) do tipo da Equação 24.

A literatura internacional estudada (FONSECA, 1996; MARTINS e MIRANDA, 2013; BESSA, 2009; MACROBERT *et al.* 2011; VIDAL e BOPP, 2014) prefere usar o número de golpes N_{20} para correlacionar com o N_{SPT} , como indicado no Quadro 1 e gerando correlações numéricas do tipo das Equações 25 e 26.

Segundo Alonso (1980) *apud* Souza (2009), apesar das críticas que podem ser feitas, as correlações estatísticas lineares passando pela origem têm sido empregada por pesquisadores, entre eles Sanglerat (1972). Entretanto, a presente pesquisa não encontrou um trabalho que comprovassem estatisticamente a validade da equação do tipo 24. Este foi

o mesmo problema encontrado por Souza (2009) ao lamentar que a maioria dos trabalhos existentes não fornece informações sobre os processos estatísticos empregados no estabelecimento das correlações. Acredita-se, porém, que, quando se utiliza a Equação do tipo 24, na maioria dos casos os valores de K tenham sido calculados simplesmente a partir da média da relação entre os valores de q_c e N_{SPT} .

2.5.3. Proposta de MacRobert *et al.* (2011).

Cearns e MacKenzie *apud* MacRobert *et al.* (2011) em trabalho de correlação entre SPT^1 e $DPSH^2$ em solos arenosos na África do Sul, plotaram a relação N_{SPT}/N_{30SB} (variável Y) contra o respectivo valor N_{30SB} (variável X). O gráfico de dispersão dos dados produziu uma relação inversa, ou seja, uma correlação negativa, indicando que quanto maior o N_{30SB} menor a relação N_{SPT}/N_{30SB} . Como neste trabalho não foi apresentada a equação da curva ajustada e apenas uma interpretação gráfica dos fatores de correlação pode ser determinada, uma outra forma foi estudada.

As alterações sofridas no método proposto por Cearns e MacKenzie (1988) foram consideradas necessárias para reproduzir uma correlação positiva. Para tanto, a relação anterior (N_{SPT}/N_{30SB}) foi invertida de modo que a relação N_{30SB}/N_{SPT} passou a ser denominada variável resposta (Y) que fora plotada contra a variável preditora (N_{30SB}) do eixo X. Segundo o autor, esta relação resultou em uma equação linear simples, definida pela Equação 27, com o N_{SPT} equivalente ($N_{SPT(eq)}$) nos moldes da Equação 29, o que facilita a análise. Vários testes de significância de regressão linear foram então usados para determinar o quão bem o relacionamento se ajustou aos dados. Isto produziu uma função não-dimensional que resulta em fatores de correção para cada valor N_{30SB} , de acordo com o objetivo final do estudo.

$$\frac{N_{30SD}}{N_{SPT}} = a \times N_{30SB} + b$$

Chamando N_{30SB}/N_{SPT} de K_{DPSH}

¹ SPT = Metodologia extraída da norma ASTM (Martelo = 63,5 Kg; altura de queda = 76,00 cm; processo mecanizado).

² N_{30SB} = Número de golpes DPSH, para um período de 30cm.

$$K_{DPSH} = a \times N_{30SB} + b \quad 27$$

Da Equação 22, adota-se o N_{SPT} equivalente

$$N_{SPT(eq)} = \frac{N_{30SB}}{K_{DPSH}} \quad 28$$

Da Equação 27 em 28, tem-se

$$N_{SPT(eq)} = \frac{N_{30SB}}{a \times N_{30SB} + b} \quad 29$$

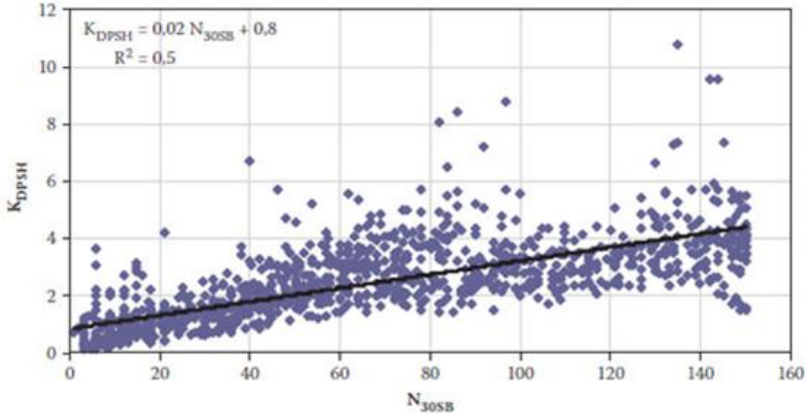
onde,

$N_{SPT(eq)} = N_{SPT}$ equivalente

K_{DPSH} = fator de correção.

Segundo MacRobert *et al.* (2011), diante da eficácia da utilização da metodologia comentada, graficamente concluíram que o conjunto de dados coletados sinalizou uma semelhança entre os valores N_{30SB} corrigidos e os respectivos valores N_{SPT} , superando a influência provocada pelo atrito lateral, de ocorrência mais elevada no ensaio $DPSH$ do que no SPT , em razão de maiores perdas de energia e maiores resistências naquele.

Para a massa de pontos levantada e plotada, de fato houve uma correlação positiva e a relação entre as variáveis é significativa, mas o coeficiente de determinação mostrou a ocorrência de uma correlação média em face às dispersões observadas e provocadas por *outliers*. A dispersão dos dados, assim como a curva de tendência e modelo estão representados na Figura 38.

Figura 38 – Reprodução do gráfico de correlação $K_{DPSH} \times N_{30SB}$.

Fonte: MacRobert *et al.* (2011)

A estatística de regressão mostrou que o modelo linear ajusta bem os dados, embora somente 50% ($R^2 = 0,50$) da variação da variável dependente Y (N_{30SB}/N_{SPT}) pode ser explicado pela variação do N_{30SB} , ou seja, 50% restante pode representar a ocorrência de erros no processo e/ou à coparticipação de outras variáveis não testadas no modelo. Com isso, o modelo só consegue explicar 50% do comportamento (Quadro 2), merecendo cuidados adicionais. Prudêncio (2013), alerta para adoção de modelos onde o r calculado seja inferior a 0,75, pois resultará num R^2 próximo de 50%, onde estará se explicando apenas metade do seu comportamento.

Quadro 2 – Estatística de Regressões.

R^2	0,5		Valores	Erro Padrão	t-Stat	p-valor
Erro padrão	1	Intercepto	0,8	0,048	17	2,40E-62
Observações	1212	Inclinação	0,02	0,001	38	1,20E-208

Fonte: MacRobert *et al.* (2011).

2.5.4. Correlação Proposta por Vidal e Boopp

Vidal e Boopp (2014) apresentaram os resultados da correlação entre os ensaios $DPSH$ e SPT , executados em um terreno de solos finos (fração menor que 50%), argilosos de baixa plasticidade. A relação testada foi N_{SPT}/N_{30} x profundidade (h). Os resultados obtidos revelaram que a unidade da relação acima foi obtida nos primeiros metros,

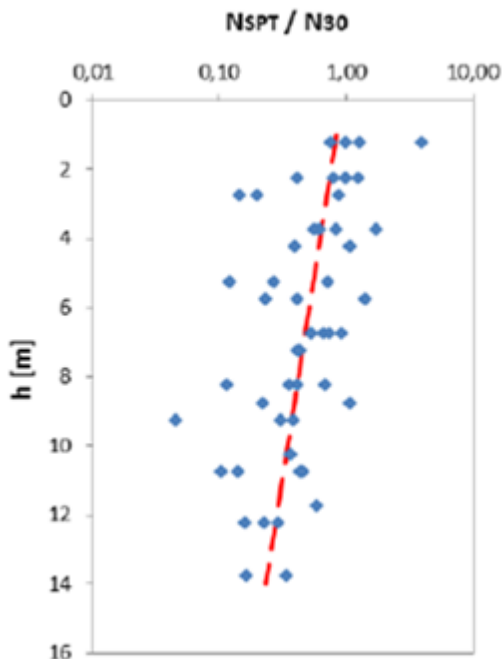
significando dizer que, a presença de solos argilosos ocorreria mais frequentemente nos primeiros metros.

A referida relação, portanto, diminuiria ao longo da profundidade, ou seja, quando o solo não for argiloso ou que não fosse preponderante argiloso ao longo da profundidade, a relação seria menor que a unidade. Concomitantemente, o distanciamento dos resultados do *DPSH* com o *SPT* teve início a medida que se aumentava a profundidade. Atribuiu-se este distanciamento a presença do atrito lateral exercido pelo solo sobre as hastas durante a execução do ensaio *DPSH*.

Objetivando obter um coeficiente de correção do atrito lateral C_f , que permitisse obter o índice de penetração dada pela relação N_{SPT}/N_{30} em função da profundidade (h) (Figura 39), a relação convergiria para $C_f = N_{SPT}/N_{30}$, que fora representada graficamente no eixo x plotado contra a profundidade h , resulta na Equação 30.

$$N_{SPT(eq)} = C_f \cdot N_{30} \quad 30$$

Figura 39 – N_{SPT}/N_{30} em função da profundidade.



Fonte: Vidal e Boop (2014).

Os autores sugeriram uma equação simplificada tal qual apresentada na Equação 30, conservando a razão N_{SPT}/N_{30} como variável independente e h como variável dependente. Entretanto, no gráfico da Figura 41, denominaram o coeficiente de atrito $C_f = N_{SPT}/N_{30}$ de variável predita X , e a profundidade h de variável reposta Y e obtiveram a relação exponencial apresentada pela Equação 31. Para obter uma correlação positiva, tais autores inverteram os sinais da profundidade.

$$C_f = 1,013 \cdot e^{-0,125 \cdot h} \quad 31$$

Aplicando a Equação 30 em 31, o N_{SPT} equivalente resulta na Equação 32.

$$N_{SPT(eq)} = 1,013 \cdot e^{-0,125 \cdot h} \cdot N_{30} \quad 32$$

As correlações entre ensaios são de suma importância para a prática da Engenharia Geotécnica. Entende-se que características básicas dos solos, como a granulometria, por exemplo, podem influenciar de forma significativa nos resultados finais dos ensaios e suas comparações.

Desta forma, entende-se que agrupar os pontos de estudo, tendo como finalidade a reunião de resultados de ensaios em um mesmo grupo geotécnico, ou unidades geotécnicas, poderia possibilitar correlações mais exatas, o que contribuiria de forma significativa no uso de tais correlações em projetos de engenharia.

Assim, inicialmente a presente dissertação testará os índices originários coletados na pesquisa de campo (índices de resistência do N_{DPSH} e do N_{SPT}), buscando-se estabelecer correlações e paridades entre diferentes equipamentos e metodologias de prospecção de solo. Posteriormente, procurando estabelecer referências com outros trabalhos, o estudo possuirá uma etapa que seguirá os passos da literatura internacional (MACROBERT ET AL., 2011 e VIDAL e BOOPP, 2014). Para tanto, nos respectivos métodos desses autores serão testados usando os índices levantados *in loco* para então compará-los e validá-los estatisticamente.

2.6. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

Desde o início do século XX, há registros da preocupação em mapear características do meio físico com finalidade de entender melhor o comportamento dos solos. Zuquette e Gandolfi (2004) trazem como

exemplo a cidade de Nova Iorque que em 1902, teve publicado pelo Serviço Geológico dos EUA orientações quanto a configuração da superfície do substrato rochoso da cidade, baseado em aproximadamente 1400 sondagens, com informações para subsidiar o planejamento urbano da cidade. Langen *apud* Zuquette e Gandolfi (2004) apresentou sua proposta de cartas com informações geológico-geotécnicas que denominara carta geotécnica.

No Brasil, a história do mapeamento geotécnico, apesar de tratar-se de um mapa geológico, inicia-se em 1907 com o primeiro documento de geologia aplicada as obras de engenharia, que se referia ao prolongamento da estrada de ferro Nordeste Brasil (HIGASHI, 2002).

A partir destas pesquisas pioneiras no mapeamento geotécnico, outros pesquisadores desenvolveram metodologias diversas para tentar mapear, compreender e mensurar o comportamento geomecânico dos solos. Contribuições significativas têm sido desenvolvidas através dos anos, pelos seguintes pesquisadores ou entidades:

- Metodologia do Instituto de Geologia da UFRJ, que pode ser consultada em Barroso (1989);
- Metodologia do IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo;
- Proposta de Zuquette (1987);
- Metodologia desenvolvida na UFRGS por Davison Dias (1995);
- Metodologia desenvolvida por Higashi (2006).

Hoje, maciçamente são usados no Brasil e no mundo os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) para apuração de informações na execução de mapeamentos para diversas finalidades, entre elas, cartas de aptidões para fundação de edifícios, usando as informações das investigações geotécnicas. Mais recentemente, o uso das análises multivariáveis a partir de dados georreferenciados ganhou força com o advento de ferramentas tipo SIG, pois possibilitam análises simultâneas de um grande número de informações e integração de dados para realização de estimativas, processando informações complexas de forma ágil e eficiente (THIESEN, 2016).

Em Santa Catarina, a metodologia mais usada atualmente é de Davison Dias, modificada por Higashi (2006) e desta, somente a etapa da individualização dos universos geotécnicos, será utilizada nessa dissertação. Esta etapa consiste na elaboração de Modelos Digitais de Elevações e declividades, construção e análise de bancos de dados de sondagens *SPT* e em trabalhos de campo, utilizando tradagens de solo e localização de todas as informações com o auxílio do GPS.

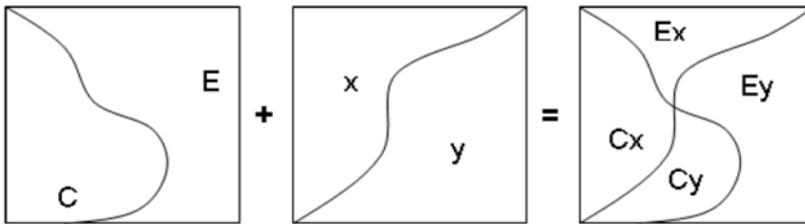
2.6.1. METODOLOGIA DE MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PROPOSTA POR HIGASHI (2006)

A metodologia proposta por Higashi (2006) é baseada na Metodologia de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas empregada no Sul do Brasil de Davison Dias (1995), sendo aplicável em zonas costeiras. Tal metodologia utiliza a Pedologia como ciência indicadora de comportamento dos solos e a Geologia.

Desta forma, para a construção do mapa geotécnico da área em estudo, são empregados os mapas geológico e pedológico da região como base para a geração do Mapa de Estimativa de Unidades Geotécnicas. O procedimento exemplificado da obtenção das unidades geotécnicas preliminares é apresentado em seguida.

A metodologia de mapeamento geotécnico de grandes áreas proposta por Davison Dias (1995) e também por Higashi (2006) baseia-se na formulação de um mapa temático geotécnico, onde os mapas litológicos, oriundos de um mapa geológico, e pedológico são utilizados para a formulação de unidades geotécnicas com estimativas de comportamento geomecânico. Para tanto, é do cruzamento desses mapas que se obtém um terceiro mapa de estimativa de comportamento dos solos, qual seja, o mapa geotécnico. A Figura 40, apresenta o processo simplificado.

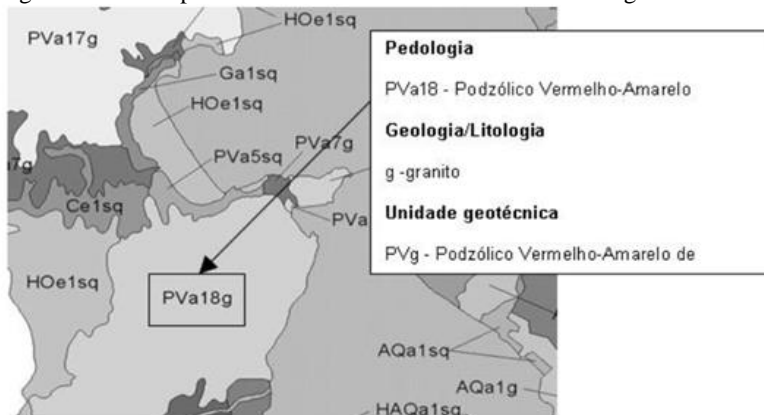
Figura 40 - Processo de cruzamento de mapas.



Fonte: Higashi (2014).

O cruzamento dos mapas geológico e pedológico resulta no mapa de unidades geotécnicas preliminares que, segundo Davison Dias (1995), levam o nome da unidade litológica (em letra maiúscula) e da unidade pedológica (em letra minúscula), conforme exemplificado na Figura 41.

Figura 41 – Exemplo de nomenclatura utilizada nas unidades geotécnicas.



Fonte: Higashi (2014).

Para o planejamento de uma obra de médio a grande porte, o uso do mapeamento é de elevada importância para a caracterização prévia da geologia e das unidades geotécnicas preponderantes, o que permite correlacioná-las com o banco de dados local. Entende-se que diferentes tipos de solos podem ter diferentes comportamentos, podendo influenciar de forma significativa os resultados das relações estudadas.

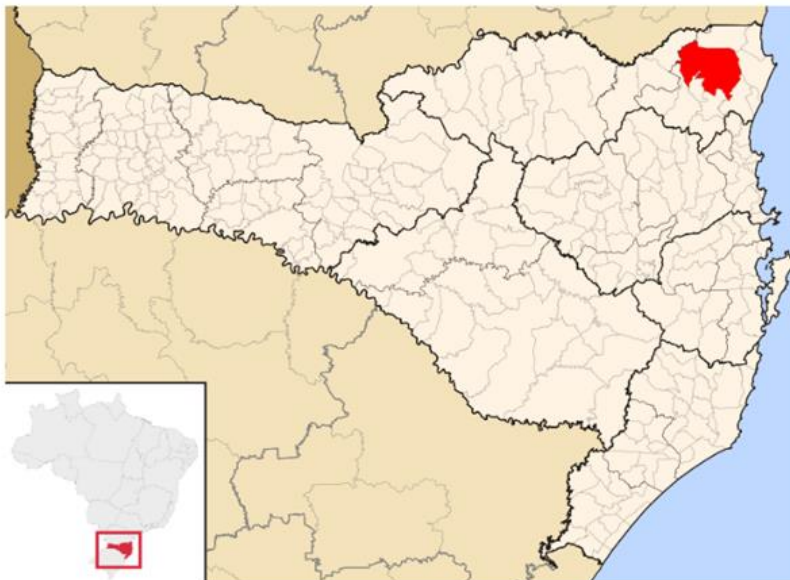
Por assim ser, enquadrar-se em uma metodologia de mapeamento é fundamental para se obter informações fidedignas do solo, que conjugadas com a investigação prévia, deve favorecer a escolha das soluções mais adaptadas para o tipo de obra que se pretende executar.

2.7. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.7.1. Local dos Ensaios

Os estudos foram desenvolvidos no Município de Joinville, situado na região Nordeste do Estado de Santa Catarina, Sul do Brasil. A Figura 42 posiciona a cidade geograficamente.

Figura 42 – Localização do Município de Joinville.



Fonte: wikipedia.org/wiki/Joinville

Joinville possui a maior população do estado de Santa Catarina, o maior PIB – Produto Interno Bruto e o segundo em extensão territorial (IBGE, 2010), responsável por cerca de 20% das exportações catarinenses. É também o terceiro polo industrial da Região Sul, com volume de receitas geradas aos cofres públicos, inferior apenas às capitais Porto Alegre (RS) e Curitiba (PR). Figura entre os quinze maiores arrecadadores de tributos e taxas municipais, estaduais e federais. A cidade concentra grande parte da atividade econômica na indústria com destaque para os setores metalmeccânico, têxtil, plástico, metalúrgico, químico e farmacêutico. O PIB de Joinville também é um dos maiores do país, em torno de R\$ 18.299.283.000,00 por ano (IBGE/2014).

Joinville possui uma área de 1.125,70Km², dos quais 212,6Km² (18,88%) correspondem à área urbana e 913,10Km² (81,12%) à área rural, dando suporte a um vasto aglomerado populacional com cerca de 515.288 habitantes (IBGE, 2010). As áreas urbana e rural estão distribuídas entre as chamadas Terras Baixas e Terras Altas, estas podendo chegar a mais de mil metros de altitude. A Figura 43 traz o mapa da divisão político-administrativa de Joinville.

Figura 43 – Mapa da divisão político-administrativa de Joinville.

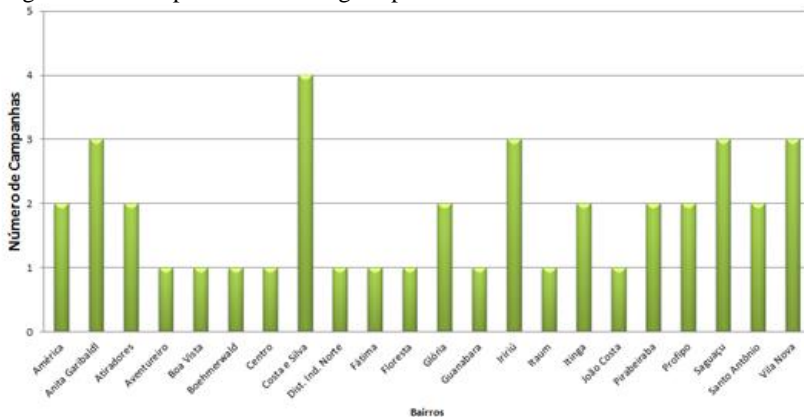


Fonte: IPPUJ, 2011.

O sítio de estudo onde os ensaios geotécnicos foram executados estão concentrados todos na zona urbana da cidade (terras baixas) e distribuídos em diversos bairros da cidade.

Dos 43 bairros existentes no Município de Joinville, 22 foram os bairros em que as campanhas de sondagem se desenvolveram. A Figura 44 destaca a estatística por bairro (número de campanhas por bairro), realizadas durante o período quatro anos em que se construiu o banco de dados da presente dissertação.

Figura 44 – Campanhas de sondagens por bairro.



Fonte: Autor.

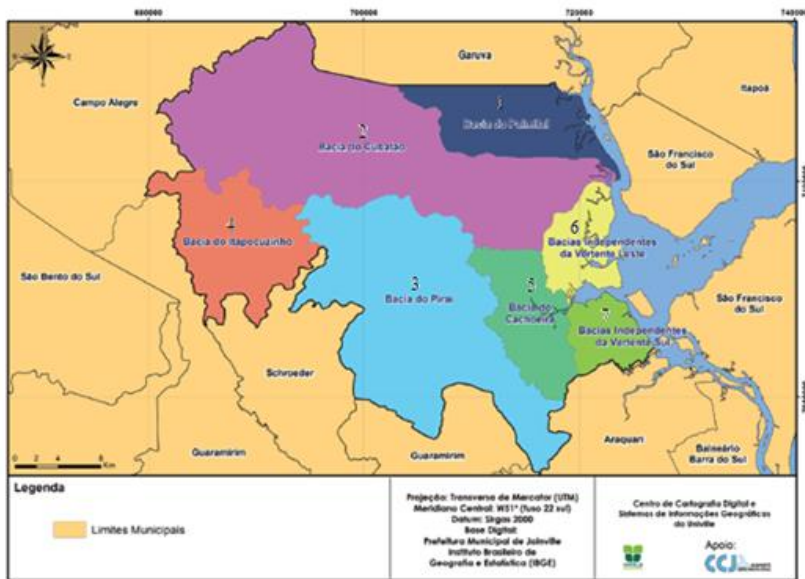
2.7.2. Bacias Hidrográficas

Segundo Maia (2014), o Brasil possui 12 regiões hidrográficas principais. Suas características naturais, especialmente o clima, favorecem a presença de uma enorme riqueza hidrográfica, espacialmente distribuída de forma desigual. A hidrografia de Joinville tem como principal característica apresentar suas nascentes localizadas junto a Serra do Mar (terras altas). Segundo a divisão Hidrográfica do Brasil os recursos hídricos localizados no município de Joinville pertencem à Região Hidrográfica do Atlântico Sul.

A região de Joinville apresenta um grande potencial em recursos hídricos, proporcionado pela combinação das chuvas intensas com a densa cobertura florestal remanescente. Além disso, a região é fortemente influenciada por aspectos estruturais e geomorfológicos. A rede de drenagem natural da região apresenta formato dendrítico, com leitos encachoeirados e encaixados em vales profundos, com vertentes curtas nos cursos superior e médio. As planícies de inundação apresentam baixa declividade e grande sinuosidade natural.

Considerando os principais cursos d'água que percorrem a área do Município de Joinville, são estabelecidas sete bacias hidrográficas. A Figura 45, localiza cada uma dessas bacias.

Figura 45 - Bacias Hidrográficas da Região de Joinville.



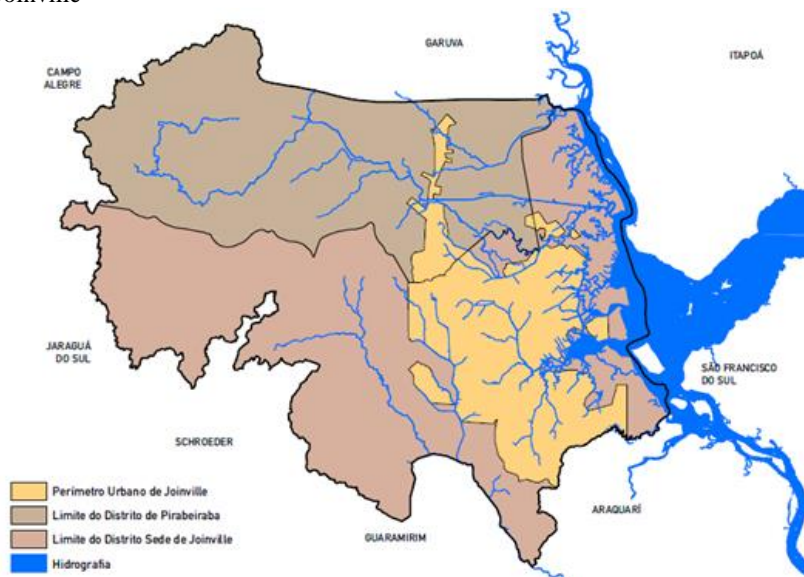
Fonte: Maia (2014), modificado pelo autor.

São elas:

- 1 - Bacia Hidrográfica do Rio Palmital;
- 2 - Bacia Hidrográfica do Rio Cubatão (Norte);
- 3 - Bacia Hidrográfica do Rio Piraí;
- 4 - Bacia Hidrográfica do Rio Itapocuzinho;
- 5 - Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira;
- 6 - Bacias Hidrográficas Independentes da Vertente Leste;
- 7 - Bacias Hidrográficas Independentes da Vertente Sul.

A Figura 46 é possível visualizar o complexo hídrico do Município de Joinville.

Figura 46 – Hidrografia e a divisão política-administrativa do Município de Joinville



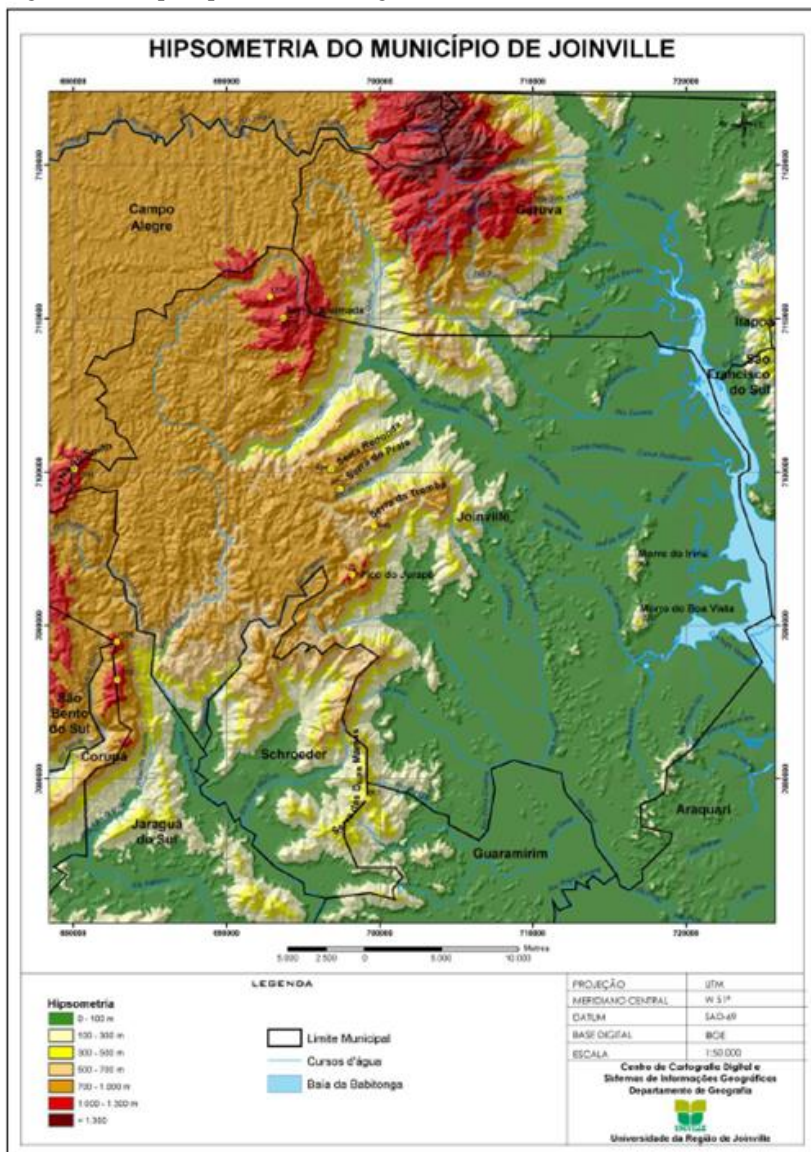
Fonte: IPUJJ (2015).

2.7.3. Hipsometria

O Município de Joinville pode ser dividido em quatro principais compartimentos geomorfológicos: os manguezais, a planície costeira, os contrafortes da Serra do Mar e o planalto. O município ainda se divide em dois sistemas distintos: os sistemas deposicionais, relacionados às áreas de menores cotas, mais aplainadas (comumente chamados de Terras Baixas), que remetem a períodos geologicamente recentes; e os sistemas de embasamento cristalino, provenientes em sua grande maioria do Complexo Luiz Alves, com datações que remetem a períodos pretéritos, relacionados às áreas de maiores cotas (comumente chamados de Terras Altas) e visíveis acidentes topográficos, como relatam Ribeiro e Oliveira (2014).

Ainda segundo os citados autores, o mapa hipsométrico (Figura 46) apresenta com clareza essa diferença de compartimentação com cotas que variam entre 20m, no médio e baixo curso do rio Cubatão, a 1520m de altitude, nas proximidades de suas nascentes, no planalto. A média altimétrica na Bacia Hidrográfica do Rio Cubatão é de 548m.

Figura 47 - Mapa hipsométrico da região de Joinville.



Fonte:- CCD/UNIVILLE. Fonte: BARBOSA (2009).

2.7.4. Geologia

Do latim, *Geo* (terra) – *logos* (estudo). Geologia é a ciência que estuda a Terra em todos seus aspectos, desde a constituição e estrutura do globo terrestre até as diferentes forças que atuam sobre as rochas, modificando as formas de relevo e a composição físico-química original dos diversos elementos (UBERTI, 2011).

A região Nordeste de Santa Catarina, os estudos geológicos desenvolvidos revelam um cenário geológico determinado por processos geradores de rochas e sedimentos, aliados ao surgimento de inúmeras estruturas tectônicas. Tais processos decorreram em duas fases bem distintas da evolução da crosta. A primeira fase de formação do embasamento cristalino, iniciada no Pré-Cambriano, desde o Arqueano, há cerca de 3 bilhões de anos, até o final do Neoproterozóico, em torno de 540 milhões de anos. A segunda fase, de formação da cobertura sedimentar, teve início no Cenozóico, desde o Pleistoceno há aproximadamente 1,8 milhões de anos até o Holoceno, conforme defendem Kaul e Teixeira (1982).

Para a realidade da região estudada, há uma particularidade que incentiva a adoção frequente de ensaios penetrométricos voltados às obras de pequeno a médio porte, principalmente em regiões de solos sedimentares, onde as estruturas de fundações precisam ficar assentes em camadas mais profundas se comparadas com solos com resquícios geológicos altos, mas de idêntica importância em face às interações com essas estruturas.

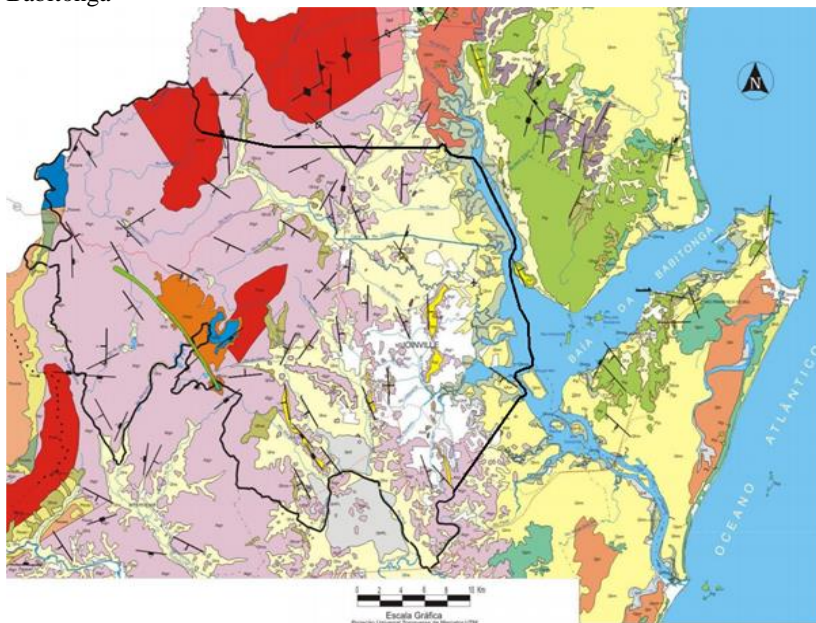
Segundo Gonçalves (1993), de Leste para Oeste, afloram as coberturas recentes formadas por depósitos marinhos, mistos, aluviais e colúviais e uma grande área de rochas metamórficas de alto grau, conhecidas na literatura geológica por Complexo Granulítico de Santa Catarina. Estas rochas metamórficas de alto grau acham-se invadidas por corpos graníticos pertencentes a Suite Intrusiva da Serra do Mar.

A cobertura geológica do Município de Joinville e sua origem podem ser vista como *autóctone* e/ou *alóctone*. A primeira carrega estreita correlação com a rocha matriz, conduzindo à formação geológica Complexo Granulítico de Santa Catarina, igualmente chamada de complexo de Luiz Alves; a segunda, conduzem à ausência de rocha matriz, colocando em cena sedimentação recente de origem argilosa, arenosa e orgânica, todas do Período Quaternário, podendo ocorrer isolada ou simultaneamente, conforme relata Uberti (2011).

Vieira (2008) citando demais trabalhos (GAPLAN, 1986, FATMA, 2002, IBGE, 2004 e OLIVEIRA, 2007), onde faz denotar duas grandes regiões geomorfológicas contrastantes: (i) Escarpas e reversos da Serra do Mar e (ii) Planície costeira.

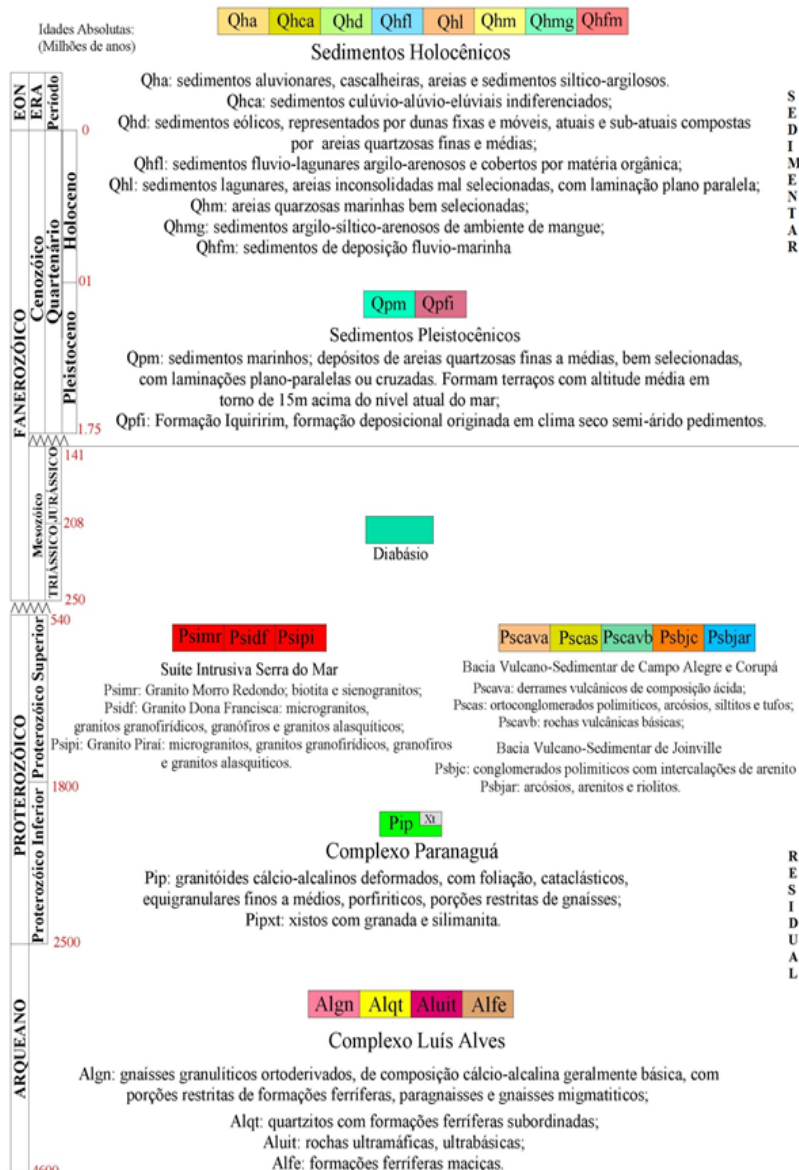
A área de estudo está inserida entre o Complexo Luís Alves, a Oeste, e a planície costeira, a Leste, cabendo destacar que a planície costeira é constituída pelas unidades planície costeira marinha, planície costeira flúvio-marinha e planície colúvio-aluvionar (Horn Filho, 1997 *apud* Vieira, 2008). Oliveira (2000) *apud* Vieira (2008), cita que esta planície costeira é caracterizada por sedimentos silticoargilosos e areais finas quartzosas, com altitudes não ultrapassando os 10 m, no entanto, as planícies mais interiores, localizadas nas proximidades da Serra do Mar (Oeste), alcançam valores em torno de 30 m. As principais feições geomorfológicas desta região são os canais e planícies de maré, terraços marinhos, terraços fluviais, cones de dejeção e leques aluviais. A Figura 48, localizam-se os complexos rochosos da região e a Figura 49 as respectivas descrições de sua formação e origem.

Figura 48 - Mapa Geológico Estrutural do Complexo Estuarino da Baía da Babitonga



Fonte: Adaptado Prefeitura Municipal de Joinville – Diagnóstico do Meio Físico, Biótico, Econômico e Social (2010).

Figura 49 – Legenda do Mapa Geológico Estrutural



Fonte: Adaptado Prefeitura Municipal de Joinville – Diagnóstico do Meio Físico, Biótico, Econômico e Social (2010).

Quase simultaneamente às atividades magmáticas, houve deposições em pequenas depressões de sedimentos grosseiros, passando gradativamente para sedimentos mais finos, que foram intercalados com derrames de basaltos e explosões de riolitos, gerando grande quantidade de tufos vulcânicos. Tais materiais vieram a formar bacias Vulcano-sedimentares em Campo Alegre e Corupá além de Joinville. Todos os terrenos rochosos da região foram seccionados por inúmeras falhas (UBERTI, 2002).

Durante o período Mesozóico (entre 250 e 141 milhões de anos) diques de diabásio intrudiram todas as rochas pré-existentes e desde o Pleistoceno até o Holoceno (1,75 milhões de anos até o presente) vem ocorrendo a deposição de sedimentos grosseiros, formando depósitos de tálus e colúvio nas encostas da serra, e aluviões ao longo das planícies de inundação dos rios (RIBEIRO E OLIVEIRA, 2014).

Focado à área urbana, as coberturas sedimentares cenozoicas, apontadas na Figura 54, são representadas por depósitos quaternários formados durante o Pleistoceno e o Holoceno, destacando-se os mais presentes:

- **Qhmg:** sedimentos argilo-siltico-arenosos de ambiente de mangue mal selecionados, ricos em matéria orgânica, depositados em ambientes sob influência de marés com pouca energia. Localizados a Leste da cidade.
- **Qhm:** areias quartzosas marinhas bem selecionadas. Localizados no setor Centro-Leste com ocorrência de Norte-Sul da cidade. Na maior parte confrontando-se com o sedimento Qhmg anterior e zona urbanizada da cidade.
- **Qhl:** sedimentos lagunares, areias inconsolidadas mal selecionadas, com laminação plano paralela. Cores cinza a creme, ricas em matéria orgânica, retrabalhadas pela ação das marés acima do nível dos mangues atuais.
- **Qha:** sedimentos aluvionares, cascalheiras, areias e sedimentos siltico-argilosos. Localizados na maior parte na região Nordeste da cidade, mas também encontrado na região Oeste e confrontando com o Complexo de Luiz Alves (Algn).

A formação sedimentar comentada intercala-se ainda com formação geológica do Complexo Granulítico de Santa Catarina, constituído basicamente por rochas metamórficas, que igualmente avançam em quase a totalidade na área rural de Joinville e alguns

resquícios na área urbana, conforme os dois mapas anteriores, destacando-se:

- **Algn:** gnaisses granuíticos orloderivados, de composição cálcio-alcaina geralmente básica, com porções restritas de lormações ferríferas, paragnaisses e Gnaisses Migmatíticos. Localizados na zona Oeste da área urbana da cidade, com resquícios na área dos Bairros Costa e Silva, Santo Antônio, América e Distrito Industrial
- **Alqt:** quartzitos com formações ferríferas subordinadas. Na região do Bairro Vila Nova, às bases da cerra e na área central, principalmente Morro do Boa Vista e Morro do Finder.

Contou com um banco de dados com informações de ensaios *SPT* e *DPSH*, distribuídos em vários bairros da cidade. O banco de dados foi extraído de regiões não afetadas superficialmente por rochas, despontando para uma geologia constituída em boa parte por solo sedimentar aluvionar de origem tanto pluvial quanto fluvial. Pluvial devido ao fato da cidade ser drenada por sete grandes bacias hidrográficas, onde a Oeste, confronta-se com a Serra do Mar, inserida no Complexo Granolítico de Santa Catarina e Fluvial, em razão de a cidade ser banhada, à Leste, pelo Oceano Atlântico. A topografia das Terras Baixas é alcançada pela influência da maré nos principais rios que nele desaguam, pois possuem pouca energia hidráulica. Além dessa influência, muitas de suas fozes, encontram-se inseridas em remanescentes de manguezais. A prevalência da topografia plana, com declividade predominantemente abaixo dos 3% (UBERTI, 2008) e mineralogia mais argilosa, portanto, pode explicar o fato desta região da cidade possuir um nível do lençol freático elevado cumulado com um solo de drenagem lenta ou mal drenado.

Assim, na região plana da cidade é marcada pela e ocorrência de solos de baixa resistência (compacidade e consistência). Vez por outra, para alcançar o impenetrável (ao amostrador e/ou ao trépano de lavagem), necessita-se levar a sondagem à profundidades maiores que 20 metros, não raras vezes até 30 e 40 metros.

2.7.5. Pedologia

O Sistema Brasileiro de Classificação de Solos sustenta-se em treze pilares, as chamadas ORDENS DE SOLOS, muitas delas representadas por perfis profundos, algumas por solos rasos, ora bem drenados, ora hidromórficos, muitas vezes argilosos, algumas vezes arenosos, quase sempre de origem mineral, mas também com presença de atores de natureza orgânica.

Resultantes da geologia e do clima local, os principais tipos de solos característicos da região de Joinville pertencem às classes de Cambissolos, Argissolos, Solos Hidromórficos e Neossolos (FATMA, 2002).

Uberti (2011) sustenta que na cobertura pedológica do Município de Joinville, marcam presença oito das treze ordens dos componentes do Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, não menos do que 62%, a saber: Nitossolo – Argissolo – Cambissolo – Neossolo – Gleissolo – Espodossolo – Planossolo – Organossolo. Destas, as últimas quatro compõem-se de solos mal drenados, mais os hidromórficos da ordem Neossolo, ocorrendo nas planícies em Terras Baixas do Período Quaternário, alertando para os riscos de alagamentos e de contaminação do lençol freático.

Os Cambissolos se originaram de diferentes tipos de rochas, tais como granitos, gnaisses, basaltos e rochas sedimentares. Sua textura pode ser cascalhenta e uma das suas características é a grande presença de matéria orgânica. São solos constituídos por material mineral, com horizonte em B (horizonte diagnóstico que caracteriza a classe de solo). Suas características variam muito de uma região para outra, devido à heterogeneidade do material de origem, formas de relevo e condições climáticas. Essas características foram encontradas no Bairro Vila Nova, setor Oeste da cidade.

Os solos hidromórficos (saturados), assim como os Gleissolos, contêm muita matéria orgânica e são saturados, são comuns em áreas litorâneas, que sofrem a influência da maré. Obtidos em condições de excesso d'água, ou seja, sob influência de lençol freático. Estes solos apresentam a cor cinza em virtude da presença de ferro reduzido, ou ausência de ferro trivalente. Logicamente, ocupam regiões inundadas, ou frequentemente inundáveis. Pelas condições onde se localizam, são solos difíceis de ser trabalhados. Os tipos principais de solos hidromórficos, são denominados orgânicos e minerais (EMBRAPA, 2013). Esses solos foram encontrados nos Bairros Saguazu, Centro, Boa Vista, Bucarein e Espinheiros, setor Centro-Leste e Sul da cidade.

Os Argissolos, compostos por areia e argila, são típicos de relevos mais ondulados. São muito susceptíveis à erosão quando falta de concentração de vegetação, devido à infiltração pela camada arenosa superficial e acúmulo na camada argilosa mais profunda. Medianamente profundos a profundos. Com horizonte B textural e baixos teores de matéria orgânica. Apresentam argila de atividade baixa e saturação por bases alta (proporção na qual o complexo de adsorção de um solo está ocupado por cátions alcalinos e alcalino-terrosos, expressa em porcentagem, em relação à capacidade de troca de cátions). (EMBRAPA, 2013). Tais características foram presenciadas nos Bairros América, Costa e Silva, Distrito Industrial Norte e Saguauçu, Centro-Leste e Norte da cidade.

Os Neossolos são subdivididos em flúvicos, litólicos, quartzarênicos e regolíticos. Os neossolos são constituídos por materiais minerais ou orgânicos de pouca espessura de pequena expressão do processo pedogenético (processo de formação dos solos). Com grande resistência ao intemperismo ou composição química e do relevo. Os Neossolos litólicos possuem limitação física quanto ao enraizamento de plantas e são erosivos devido à dificuldade de infiltração de água no perfil. Considerando que isso se deve a dureza da rocha uma vez que se encontram quartzito ou ardósia (rochas metamórficas). Os Neossolos flúvicos são derivados de sedimentos do Holoceno, sendo de natureza muito variada, possuem textura arenosa e média até muito argilosa, são distróficos ou eutróficos, podendo ou não apresentar salinidade ou sodicidade. O Neossolos quartzarênicos mais profundos, sem limitações físicas, mas a presença de caráter álico ou distrófico limita o desenvolvimento radicular em profundidade. Textura essencialmente arenosa possui pouca quantidade de água, logo os teores de matéria orgânica, fósforo e micronutrientes são muito baixas. Os Neossolos regolíticos são pouco profundos, solos não hidromórficos, são menos resistentes ao intemperismo e com médios a altos teores em minerais primários menos resistentes às intempéries. (EMBRAPA, 2013). Essas características foram presenciadas nos Bairros Anita Garibaldi, Floresta e Itinga setor Sudeste da cidade.

2.7.5.1 – Legenda de Classificação

Para as unidades geotécnicas (sedimentar e residual) adiante definidas, cada qual fora composto por solos característicos e que representam o perfil central da Unidade de Mapeamento. Assim, para a região de estudo, foram encontradas as classificações do Quadro 3, constantes no mapa da Figura 50.

Quadro 3 – Legenda de Mapeamento do Município de Joinville.

Símbolo	Classificação dos solos
Solos com Horizonte B Nítico (Não Hidromórficos)	
NVdf	NITOSSOLO VERMELHO Distroférrico típico, horizonte A moderado, textura muito argilosa, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo fortemente ondulado/montanhoso, substrato diabásio.
Solos com Horizonte B Textural (Não Hidromórficos)	
PAd	ARGISSOLO AMARELO Distrófico típico, horizonte A proeminente, textura argilosa, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo fortemente ondulado, substrato gnáisse.
Solos com Horizonte B Incipiente (Não Hidromórficos)	
CXd	CAMBISSOLO HÁPLICO Distrófico típico, horizonte A moderado, textura argilosa, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano, substrato sedimentos recentes argilosos do Período Quaternário.
CYe	CAMBISSOLO FLÚVICO Eutrófico típico, horizonte A proeminente, textura média, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano, substrato sedimentos recentes alúvio-coluvionares do Período Quaternário.
Solos com Horizonte Espódico (Hidromórficos)	
EKg	ESPODOSSOLO HUMILÚVICO Hidromórfico arenico, horizonte A proeminente, textura arenosa, fase Restinga, relevo plano, substrato sedimento recentes arenosos do Período Quaternário.
Solos com Horizonte Gleí (Hidromórficos)	
GXd	GLEISSOLO HÁPLICO Distrófico típico, horizonte A moderado, textura média, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano, substrato sedimentos recentes arenosos do Período Quaternário.
Solos Pouco Desenvolvidos com Ausência de Horizonte B Diagnóstico (Não Hidromórficos)	
RQo	NEOSSOLO QUARTZARÊNICO Órtico típico, horizonte A proeminente, textura arenosa, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano/suave ondulado, substrato sedimentos recentes arenosos do Período Quaternário.
RLd	NEOSSOLO LITÓLICO Distrófico típico, horizonte A fraco, textura arenosa, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano, substrato sedimentos recentes arenosos do Período Quaternário.
Solos Pouco Desenvolvidos com Ausência de Horizonte B Diagnóstico (Hidromórficos)	
RQg	NEOSSOLO QUARTZARÊNICO Hidromórfico organossílico, horizonte hístico, textura orgânica, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano, substrato sedimentos recentes orgânicos e arenosos do Período Quaternário.
Solos Com Textura Orgânica (Hidromórficos)	
SX	PLANOSSOLO HÁPLICO Distrófico arenico, horizonte A proeminente, textura média, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano, substrato sedimentos do período Quaternário.
Outros solos Pouco Desenvolvidos (Hidromórficos)	
Manguezal	solo indiscriminado de mangue.

Fonte: Uberti (2008), modificado pelo autor.

3. MATERIAIS E MÉTODO

Neste capítulo serão apresentadas as principais informações sobre o método utilizado nas análises e aplicadas para o desenvolvimento da proposta.

3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Os equipamentos e o banco de dados dos ensaios que originaram os índices do *SPT* e *DPSH* utilizados nesta pesquisa foram levantados e fornecidos pela empresa parceira desta pesquisa. Campanhas de sondagens fora do perímetro do município, próximas ao perímetros urbano e dentro das mesmas características geológicas e geotécnicas, foram consideradas. Sondagens discrepantes foram checadas com o retorno da equipe em campo. Os furos com índices discrepantes, foram eliminadas da amostra representativa.

A orientação foi de que a cada campanha de sondagem *SPT* contratada, 1/3 a 1/2 do número de furos seria realizado pelo sistema *DPSH*. Assim, foram utilizados nesta pesquisa o banco de dados dos ensaios *SPT* e *DPSH* obtidos durante o período compreendido entre 2012 a 2016, totalizando 40 campanhas de sondagem, num total de 267 furos, desses, 180 furos *SPT* e 87 furos *DPSH*.

As informações técnicas, características dos equipamentos *SPT* e *DSPH* e suas descrições quanto ao manuseio e uso foram relatadas no Capítulo 2, sendo que ambos obedecem as normas ABNT-NBR-6484:2001 - Sondagens de Simples Reconhecimento com *SPT* e *EN ISO 22476-2 – Geotechnical Investigation and Testing, Part 2: Dynamic Probing*, respectivamente.

3.2. FLUXOGRAMA DA PESQUISA

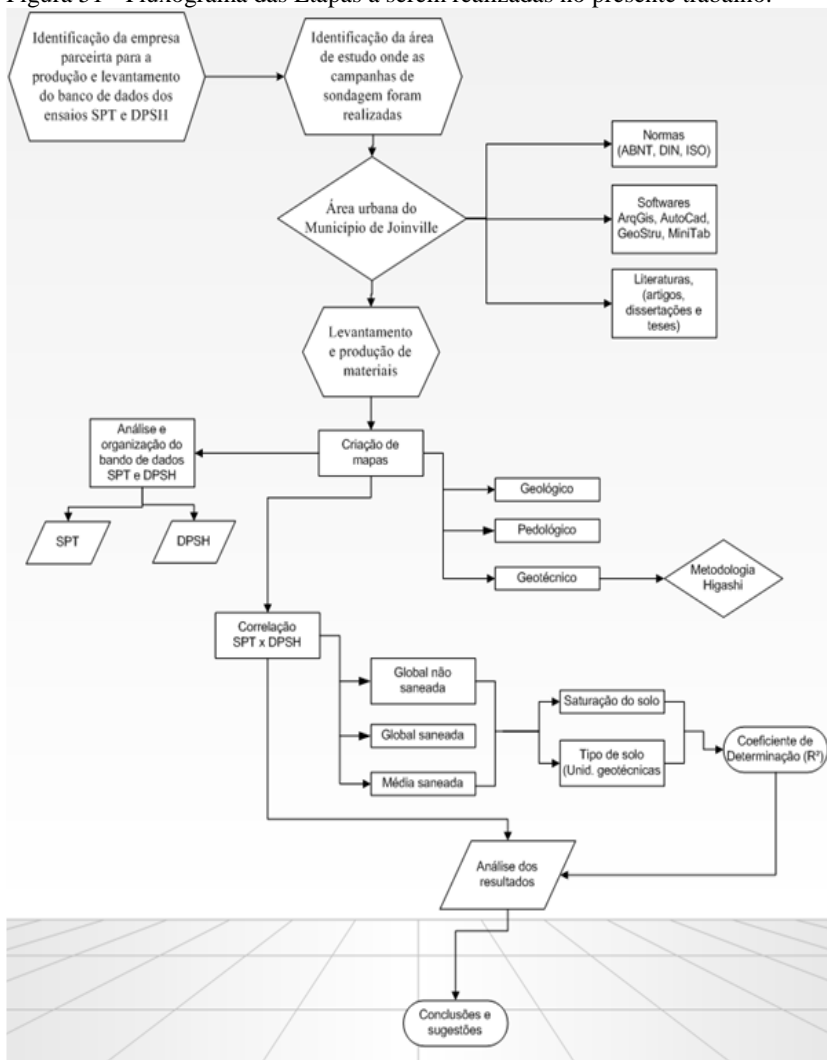
A pesquisa foi desenvolvida por etapas bem definidas e executadas da seguinte forma:

- Identificação de empresa de sondagem, com sede no Município de Joinville, e que possuísse equipamentos de sondagens *SPT* e equipamento para os ensaios *DPSH*;
- Levantamento, seleção e organização fidedigna de banco de dados com os ensaios *SPT* e *DPSH*, que também foram fornecidos pela empresa parceira;

- Traçar o polígono entre os pontos de sondagens periféricos e definir a área de concentração do estudo, tendo como base a região urbana de Joinville.
- Aquisição de normas que abordasse o ensaio *DPSH* (DIN – 4094-3:2002 – *Subsoil – Field Testing – Part 3: Dynamic Probing* e EN ISO - EN ISO 22476-2 – *Geotechnical Investigation and Testing, Part 2: Dynamic Probing*).
- Pesquisa e revisão da literatura nacional e internacional sobre os ensaios penetrométricos dinâmicos contínuos existentes, bem como as correlações empreendidas com o ensaio *SPT*.
- O sítio de estudo foi o Município de Joinville e os ensaios alcançaram diversos bairros da cidade, estando eles inseridos no perímetro urbano de Joinville/SC e limitados por uma poligonal traçada a partir dos pontos de sondagens periféricos.
- Foram mapeadas a geologia e a pedologia da zona urbana da cidade, possibilitando criar o mapa dos universos geotécnicos usando a metodologia de Higashi (2006).
- Através do método indicado, buscou-se adequar os índices do *DPSH* para a mesma região (profundidade) dos índices do *SPT*, e, a partir deste novo índice, traçar os gráficos de correlação aos pares, interagindo com a unidade geotécnica e o nível d'água, permitindo a apresentação do modelo estatístico mais adequado.
- Para a sustentação estatística e validade dos resultados finais, foi utilizado o *Software Minitab-17*[®] e dele foram feitos testes de aderência para comprovar a consistência da correlação testada nos ambientes considerados. Também, teve-se apoio da ferramenta Excel[®]. O objetivo desta etapa é apresentar (graficamente e numericamente) um modelo entre essas duas grandezas, bem como medir a força de correlação envolvida e decidir por sua validade.
- Uma vez checada a aceitabilidade da relação, testar o modelo mais representativo e verificar o comportamento quando associado à saturação do solo e à unidade geotécnica.
- Também buscará comparar os resultados advindos desses experimentos tomando por base o que fora publicado internacionalmente e assim verificar a adequabilidade dos resultados.

A Figura 51 apresenta o fluxograma desenvolvido para este trabalho baseado no método proposto.

Figura 51 - Fluxograma das Etapas a serem realizadas no presente trabalho.



Fonte: Autor

3.3. MÉTODO ADOTADO PARA CRIAÇÃO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

Em razão do local de estudo estar localizado em uma região que pode ser vista como zona costeira, muito mais pelo tipo de solo local, influência da maré, nível d'água elevado e topografia pouca acidentada, entende este autor que a metodologia proposta por Higashi (2006) seja a mais adequada para o presente estudo, mas com adaptações sem fugir dos objetivos propostos.

As principais adaptações tomadas sobre a metodologia de Higashi (2006), estão resumidas no Quadro 4 e se restringem basicamente na subtração de algumas de suas partes, passando de 14 para 11 partes. Também, contou-se com reformulações de outros itens, pois a finalidade é diferente do que pretendeu a metodologia original. Análises de ocupação e crescimento urbano, bem como áreas de risco para fins de planejamento das cidades foram subtraídas, por não serem objetos desta pesquisa.

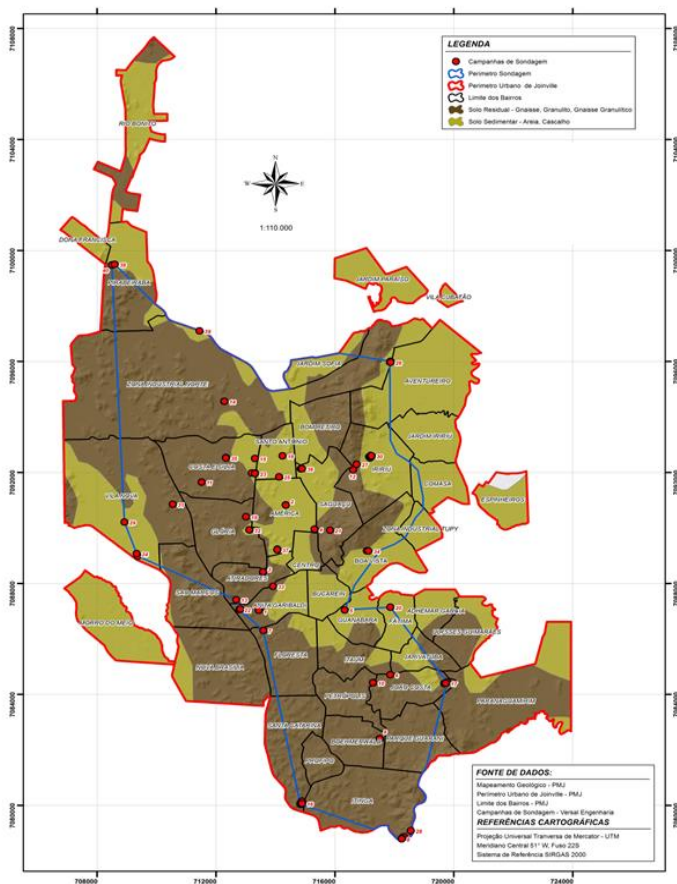
Quadro 4 – Etapas da construção de mapeamento para fins de análise de correlação.

METODOLOGIA DE MAPEAMENTO PARA A APLICABILIDADE DA CORRELAÇÃO SPT x DPSH	a) Planejamento	b) Análise preliminar da geotecnia local	c) Aquisição das informações pré-existentes	d) Edição e manipulação de dados preliminares
	A área de estudo estará restrita apenas dentro da poligonal traçada entre os pontos de sondagem.	Consultas aos mapas preexistentes locais (mapa do perímetro urbano, mapa geológico, bem como o MDT do Município de Joinville)	Conhecimento do meio físico da área de estudo através dos mapas citados e do banco de dados das sondagens realizadas.	Manipulação, digitalização e vetorização dos mapas em ambiente SIG, com o uso do Software ArcGis.
	e) Criação do mapa geotécnico preliminar	f) Individualização de universos geotécnicos	g) Aumento de escala do mapa geotécnico	h) Definição dos pontos de coleta de amostras
	Edição dos mapas de estimativas de duas unidades geotécnicas (solos sedimentares e solos residuais), saturados ou não.	Elaboração de Modelos Digitais de Elevações e declividades, conjugado com bancos de dados de sondagens SPT.	Melhoria das informações espaciais, adequando-as em escalas usuais e apropriadas para melhora da interpretação.	Determinação dos pontos de coleta de dados in loco na área de estudo.
		i) Caracterização de solos	j) Criação de um banco de dados geotécnicos em SIG	l) Construção do Mapa Geotécnico Final.
	A caracterização dos solos se deu pela classificação tátil-visual quando da realização do ensaio SPT (Standart Penetration Test).	Construído através da estruturação dos mapas, integrando as informações espaciais com os resultados dos ensaios geotécnicos de campo.	A partir do banco de dados geotécnicos, construiu-se o mapa geotécnico final.	

Fonte: Higashi (2006), com adaptações do autor.

A sobreposição dos mapas pedológicos e geológico por si não é suficiente para estimar a presença dos solos sedimentares e residuais. Somente será possível após sua interação com o mapa de elevação e informações de campo (tradagem ou SPT). Para a elaboração do mapa dos universos geotécnicos, utilizou-se o Modelo Digital de Terreno (MDT) disponibilizado por Embrapa e Prefeitura Municipal de Joinville, com variações de altitude a cada 3m. No caso, as sondagens foram posicionadas geograficamente (georregerenciadas) sobre o mapa de universos geotécnicos, que, de acordo com Higashi (2006) divide os solos em sedimentares e residuais. Tal mapa é apresentado na Figura 52.

Figura 52 - Mapa dos Universos Geotécnicos.



Fonte: O Autor. Apêndice A.

A referida metodologia usada de Higashi (2006), apoiada na metodologia de Davison Dias (1995) em solos tropicais para a definição das unidades geotécnicas, foi absorvida no trabalho de Thiesen (2016), quando a autora se propôs utilizar as informações do meio físico para estimar a previsão do comportamento das unidades geotécnicas do solo, igualmente utilizando as informações das sondagens SPT do seu banco de dados.

Também o trabalho de Souza (2016), teve como objetivo a elaboração de um banco de dados de sondagens à percussão (SPT) em Florianópolis/SC, visando a caracterização do subsolo de unidades geotécnicas presentes nesse município. Almeida e Albrecht (2002 *apud* HIGASHI, 2006) apresentam um banco de dados georreferenciados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) em ambiente SIG com objetivo de aproveitar o seu uso como subsídio ao planejamento urbano. Como resultado final foi criado em ambiente SIG um banco de dados que permite ao usuário vários tipos de correlações entre dados de sondagens e cartas geológico-geotécnicas e urbanísticas. O estudo concluiu que a partir da estruturação de um banco de dados de sondagem SPT em ambiente SIG, foi possível caracterizar três unidades geotécnicas de origem sedimentar presentes no município de Florianópolis/SC.

Para a confecção dos mapas, contou com o apoio do *Software ArcGis 10*[®]. No referido mapa, foram adicionados os furos de sondagens e suas coordenadas para que fosse possível traçar a poligonal resultante (linha cheia azul).

Para atribuir a altitude da boca dos furos de sondagem, utilizou-se a ferramenta do *ArcGis* onde se atribui uma cota z a um ponto baseado no MDT. Posteriormente, consultando-se os boletins de sondagem para se obter o NA que, subtraindo-se da cota z dessa profundidade, obteve-se a cota do lençol freático no dia em que a sondagem foi realizada.

3.4. METODOLOGIA ADOTADA PARA AS CORRELAÇÕES DOS ÍNDICES N_{SPT} E N_{DPSH} .

Preliminarmente é importante salientar que as correlações que serão discutidas nesta pesquisa, serão desenvolvidas sob a ótica de seus índices de resistência (N_{SPT} e N_{DPSH}), obtidos diretamente em campo, portanto não serão transformados em grandezas físicas (resistências de ponta r_d ou resistência dinâmica de ponta q_d). Defende-se assim por entender que há uma maior compatibilidade e aproximação entre os dados avaliados, além de compartilharem da mesma unidade. Após a análise, a

aceitabilidade estatística da amostra representativa é que esses índices estariam aptos a serem transformados em tais grandezas.

Foram realizadas 40 campanhas de sondagens, computando-se ao final com 180 furos de *SPT* e 87 *DPSH*. Destes, foram classificados 59 pares, posicionados próximos entre si e a uma distância de 2 metros, aproximadamente. A execução dos ensaios do *SPT* e *DPSH*, foram feitos de acordo com suas respectivamente normas.

As investigações geotécnicas foram executadas em terrenos destinados a receber residências unifamiliares baixas e assobradadas, edifícios residenciais multifamiliares, edifícios comerciais, obras de contenção, construção de galpões industriais e uma pequena parte serviu para projetos de infraestrutura e saneamento básico. No caso do *SPT*, todas as campanhas tiveram como premissa iniciar a contagem de golpes a partir do aparecimento do nível d' água e alcançar o impenetrável.

“6.2 Processos de perfuração

6.2.1 A sondagem deve ser iniciada com emprego do trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m (grifo meu), seguindo a instalação até essa profundidade, do primeiro segmento do tubo de revestimento dotado de sapata cortante.

6.2.2 Nas operações subsequentes de perfuração, intercaladas às de ensaio e amostragem, deve ser utilizado trado helicoidal até se atingir o nível d'água freático (grifo meu). (ABNT – NBR-6484/2001).”

O impenetrável dos ensaios *SPT* e *DPSH* ocorreram quando se somaram 50 golpes para cada intervalo válido. No que tange o ensaio *DPSH*, em que pese a norma *EN ISO 22476-2: 2005* definir a faixa de operação normal de golpes $5 \leq N_{20} \leq 100$, a decisão tomada por este autor em definir uma faixa diferente ($3 \leq N_{20} \leq 50$) se baseia nas seguintes condições:

- a) $N_{20} \geq 3$: devido à média do primeiro metro válido da maioria dos furos, resultarem neste índice;
- b) $N_{20} \leq 50$: conforme os resultados dos ensaios, ratificados pela literatura.

Ao definir o número máximo de golpes para fins de encerramento do ensaio ($N_{20} = 50$) e assim estabelecer a profundidade de nega, acompanha-se à orientação descrita por Hachich (2006) ao expor que para o *N_{SPT}*, valores superiores a 60 representam solos nos quais o amostrador

penetra menos do que aproximadamente 10% do seu próprio diâmetro, com avanço do amostrador provocando ruptura diferente daquela observada para solos menos resistentes, de modo que os índices de penetração obtidos em um e outro caso não seriam comparáveis, não fazendo sentido geotécnico considerar um índice maior.

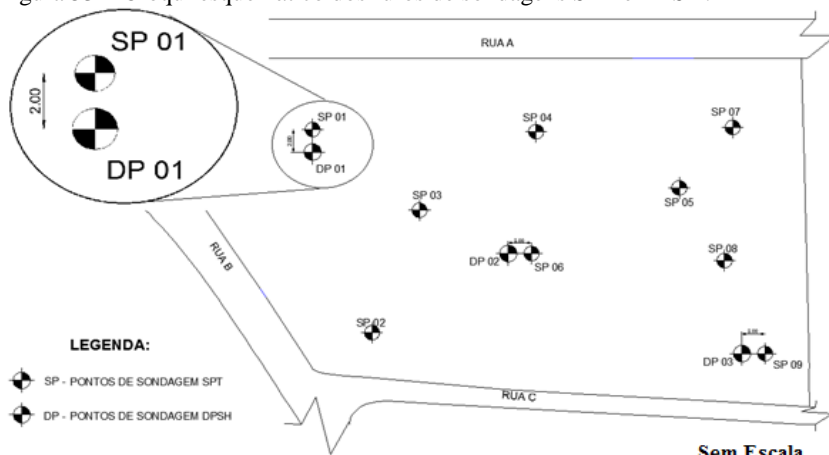
Ademais, a maioria dos pares testados, a profundidade de ocorrência de 50 golpes coincidiu para ambos os ensaios, situação esta igualmente constatada no trabalho de Martins e Miranda (2013), onde as profundidades de nega para *DPSH* foram semelhantes às do *SPT* quando os ensaios foram realizados lado-a-lado.

Ainda, alguns métodos de estudo de capacidade de carga usando o ensaio *SPT* definem limites de uso do N_{SPT} , tais como Décourt-Quaresma (1982); Pedro Paulo Costa Velloso (1979) e Alberto Henrique Teixeira (1996), respectivamente, $3 \leq N_{SPT} \leq 50$; $N_{SPT} = 40$, se $N_{SPT} > 40$ e $4 \leq N_{SPT} \leq 40$ (BERBERIAN, 2016). No presente estudo, será visto que os índices dos “pares válidos” estudados não chegaram a alcançar 40 golpes. Isso tudo se justifica usar uma faixa diferente e adequada para o N_{20} .

Ao término do ensaio *SPT*, afastou-se até 2 (dois) metros da boca do furo para posicionar o penetrômetro e assim iniciar o ensaio *DPSH*. Posicionando-se a máquina penetrométrica sobre o ponto a ensaiar, acomodou-se a primeira haste ligada a ponteira cônica, controlando manualmente (nível) a sua verticalidade. Com o mecanismo sendo acionado, faz-se penetrar o primeiro metro, anotando o número de golpes a cada 20 cm. Insere-se a segunda haste e repete-se a mesma operação sucessivamente. Para o caso, o primeiro metro não terá seus índices considerados, pois se deve considerar somente a partir da profundidade em que se obteve o primeiro índice válido do *SPT*.

Quanto à quantidade de furos de sondagens *DPSH* por campanha, adotou-se que seria de 1/3 a 1/2 dos furos a mais sobre o número de furos de sondagens *SPT* executado. A localização do furo *DPSH* foi aleatório, entretanto sempre ao lado do *SPT*, dentro de um raio não superior a 2m, conforme Figura 53.

Figura 53 – Croqui esquemático dos furos de sondagens *SPT* e *DPSH*.



Fonte: Autor.

Na Figura 54, observam-se os dois equipamentos de sondagens lado-a-lado.

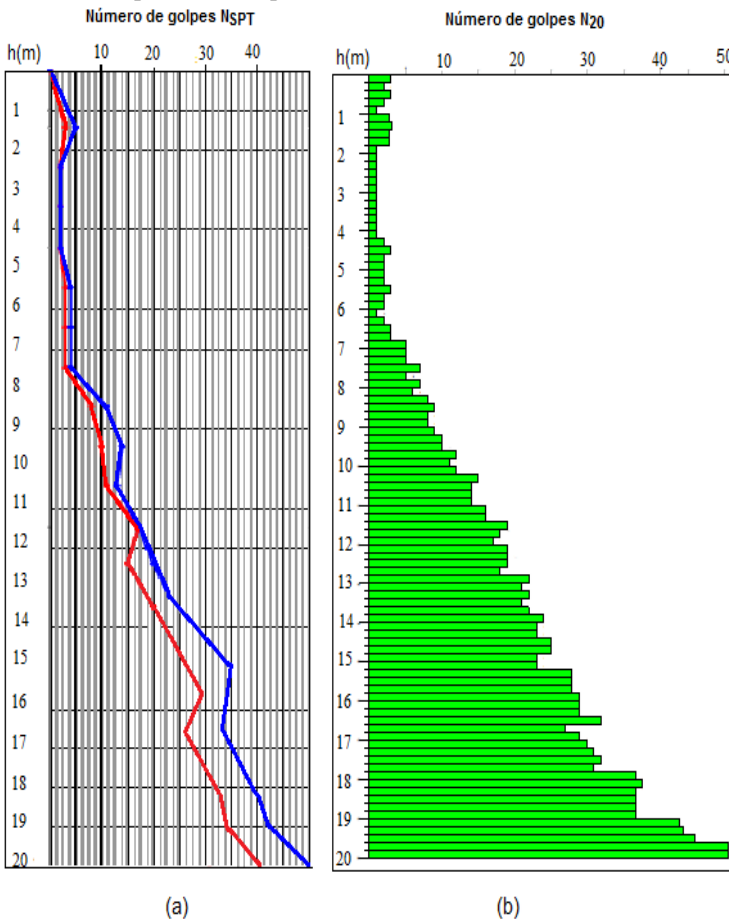
Figura 54 – Execução do *DPSH* ao lado do furo *SPT* finalizado.



Fonte: Autor.

A Figura 55 apresenta os resultados típicos das sondagens *SPT* e *DPSH*, realizados na área de estudo. Observa-se que os comportamentos dos gráficos “visualmente” parecem ser semelhantes. Tendo como exemplo os boletins de sondagens apresentados, observa-se que até 7 metros, o boletim *SPT* oferece pouca resistência (N_{SPT} e $N_{20} < 6$), em seguida se observa um crescimento do número de golpes em relação à profundidade. Acompanha-se no final, que o *DPSH* alcança 50 golpes em profundidade semelhante ao do *SPT*, justificando a adoção da faixa de operação de golpes assumidos pelo autor.

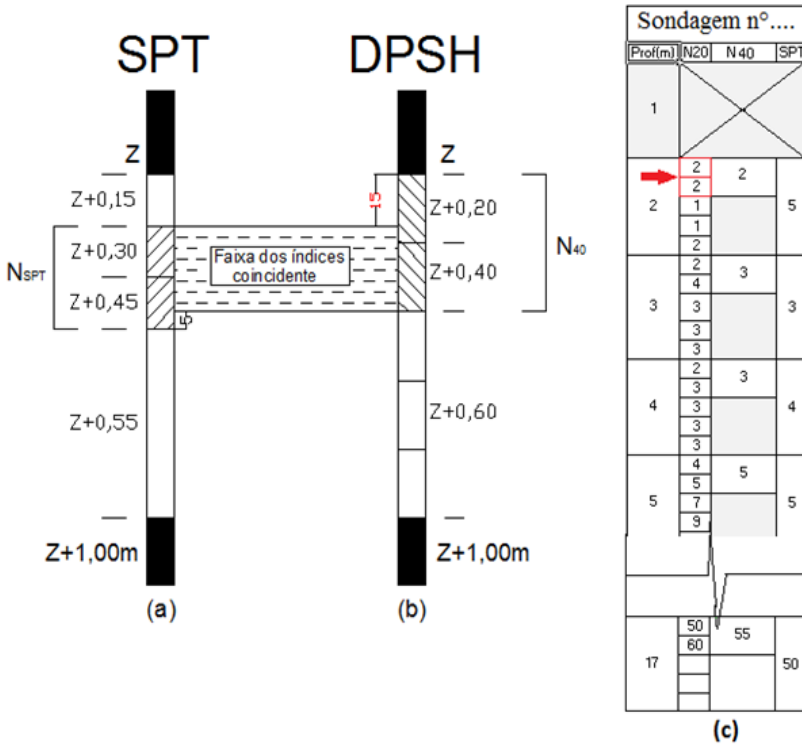
Figura 55 – Comportamento típico dos boletins dos ensaios *SPT* (a) e *DPSH* (b).



Para a avaliação das correlações entre os dois índices de resistência (N_{SPT} e N_{20}), foram levantados e inseridos em planilhas os boletins de todos os ensaios realizados. Para análise dos dados advindos do ensaio *DPSH*, buscou-se auxílio do *Software GeoStru®* que facilita a construção dos boletins dos números de golpes (N_{20}), conforme Figura 55b. Procurou-se observar a similaridade ou discrepância do comportamento de ambos os ensaios de forma que os pontos de prováveis mudanças de camadas/solo e descontinuidades localizadas pudessem ser detectados e analisados graficamente.

Uma forma de reaproximar ambos os índices é diminuir a variabilidade inerente e extraí-los de uma mesma faixa (profundidade), como bem descreveu Moraes (2006). Segundo tal autor, o ensaio *SPT* fornece um valor único de N_{SPT} para cada metro, ou seja, para uma profundidade z qualquer (onde z é um número inteiro) o N_{SPT} é obtido no trecho compreendido entre $z-0,15\text{m}$ a $z + 0,45\text{m}$, conforme a Figura 56a. O ensaio *DPSH*, por sua vez, fornece os números de golpes a cada 20cm. Assim, adotou-se como critério para análise dos dados, que o valor de N_{40} a ser comparado, será o valor médio obtido entre as profundidades z e $z + 0,40\text{m}$, conforme Figura 56b, os demais valores de N_{20} serão desprezados, conforme se observa na Figura 56c.

Figura 56 - Critério adotado para análise de N_{SPT} (a) e N_{40} (b).

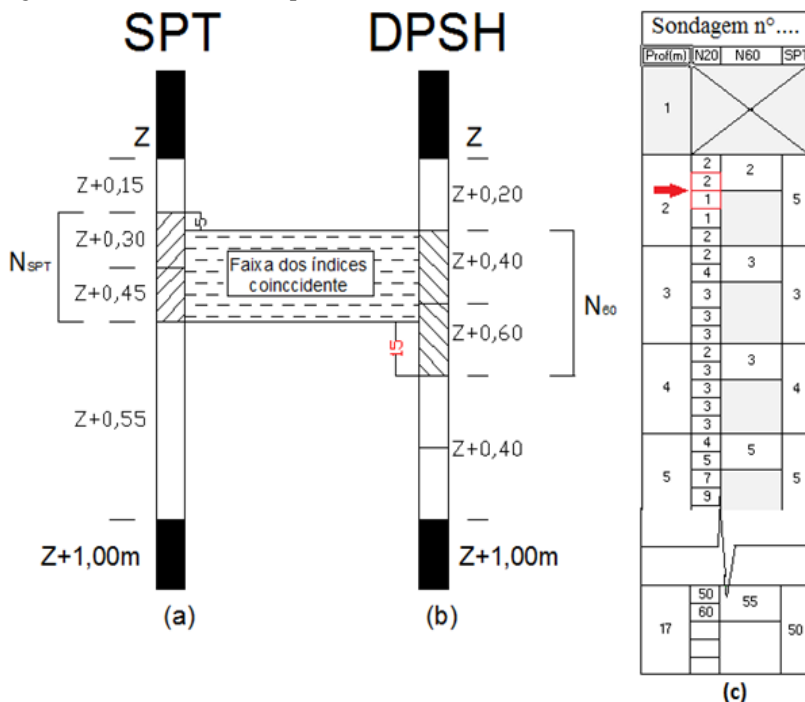


Fonte: MORAES (2006), modificado por este autor.

Assim, igual como no *SPT*, o *DPSH* também terá o seu único índice representante para cada metro, que passará a ser representado por N_{40} (média dos índices N_{20} dos primeiros 40 cm do metro, considerado).

Avançando sobre os estudos de Moraes (2008), procurou-se estudar a relação de uma segunda faixa da região de influência do N_{SPT} . Para tanto, com o mesmo método para se obter o N_{40} , considerou-se a média do segundo e terceiro período do *DPSH*, gerando o N_{60} , conforme a Figura 57. No caso, o N_{60} a ser comparado, será o valor médio obtido entre as profundidades $z + 0,20m$ e $z + 0,60m$, arredondado sempre para cima. Os demais valores de N_{20} serão desprezados, conforme se observa na Figura 57c.

Figura 57 - Critério adotado para análise de N_{SPT} (a) e N_{60} (b).



Fonte: Autor.

Como uma primeira análise, serão apresentados os resultados das correlações globais aleatórias entre os índices dos SPT e $DPSH$. Esta etapa servirá para uma primeira avaliação geral do comportamento e a medição da força da relação entre os índices, tomando como referência a metodologia apresentada por Moraes *et al.* (2006) para obter a força entre $N_{SPT} \times N_{40}$ e a metodologia deste autor, para obter a força entre $N_{SPT} \times N_{60}$. Moraes *et al.* (2006) descreve a utilização do ensaio $DPSH$ em conjunto com o SPT para uma avaliação de camadas superficiais (até 5,00m de profundidade) de solos arenosos da região litorânea da Grande Vitória (ES), considerando uma única campanha, com 17 verticais para o SPT e para o $DPSH$, obtendo-se uma amostra de 85 pares de índices.

Assim como Moraes *et al.* (2006), considerando que os dois índices de resistência avaliados podem ser influenciados pelas tensões efetivas e o fato de que o penetrômetro dinâmico utilizado possuir similaridades com o ensaio SPT , optou-se aqui pela não correção dos dois índices quanto à tensão efetiva e à energia do ensaio.

Nas etapas subsequentes, buscará pelo refinamento dos resultados desta primeira etapa. Este estudo irá considerar a coparticipação do meio físico onde foram realizados os ensaios. Serão selecionadas amostras aos pares categoricamente selecionados com base no mapeamento geotécnico e traçados os seus gráficos associativos. Em seguida, de posse do mapa geotécnico e dos perfis estratigráficos traçados, uma nova amostragem será selecionada sobre as unidades geotécnicas resultantes. Além disso, a proposta deve ainda apresentar os resultados das correlações por faixas e quanto à saturação do solo. De forma sumarizada, a proposta das atividades contempla:

- Correlação dos pares selecionados tomando como referência a ótica global dos índices resultantes de cada ensaio, sem a coparticipação do meio, denominada *Correlação Global Não Saneada*;
- Medido a força do item anterior, faz-se o saneamento amostral da relação estudada, etapa esta denominada *Correlação Global Saneada*;
- Buscar-se-á representar os índices de cada metro, tomando como referência a amostra global saneada, etapa denominada como *Correlação sob a Ótica Saneada Média*.
- De posse do tratamento estatístico realizado nas etapas anteriores, buscou-se por trabalhos desenvolvidos para comprar os resultados;
- Com a amostra e modelos definidos, testa-se o comportamento a cada metro;
- Correlação dos pares selecionados tomando como referência a saturação do solo.
- Correlação dos pares selecionados tomando como referência os universos geotécnicos para averiguar a influência nos resultados.

O tratamento estatístico se dará por meio da correlação entre as variáveis estudadas. Preliminarmente, a regressão estabelecida neste estudo envolverá as duas variáveis extraídas dos ensaios *SPT* e do *DPSH*. Sustenta Barbetta (2012), que duas variáveis, x e y , são correlacionadas quando elas caminham num mesmo sentido, ou seja, as intensidades de seus valores não são dispersas e seguem uma distribuição normal.

Demais testes de aderências serão usados e apresentados na oportunidade. Quanto ao uso conjugado dos demais ambientes que possivelmente terão influência nos resultados apresentados, serão usados testes especiais para estabelecer ou não a associação pretendida.

3.5 – CONSIDERAÇÕES ESTATÍSTICAS

A abordagem estatística aplicada ao estudo serviu de base para estudar e validar os dados extraídos em campo, razão pela qual foram executados vários testes de aderência.

Os testes e o tratamento dos dados estatísticos contou com o apoio do *Software MINITAB-17*[®]. Este *software* possui um pacote computacional composto por diversos módulos integrados de análises e testes estatísticos univariados, bivariados e multivariados. Além disso, possui funções mais específicas voltadas para gerenciamento e oferece ferramentas de Controle da Qualidade, Planejamento de Experimentos (DOE), Análise de Confiabilidade e Estatística Geral, além de ser o *software* mais utilizado no desenvolvimento de projetos Seis Sigma.

Como será visto, do banco de dados levantado para este estudo, acumulou-se um número significativo de dados amostrais a serem avaliados. Tomando os pares de índices a cada metro, resultam em um total de 770 índices. Frente a esta quantidade de elementos amostrais (n), a estatística será tratada e trabalhada sob a ótica da *Teoria Central do Limite*, pois a amostra selecionada é vista como grande amostra. Este teorema central do limite será muito importante no presente caso, pois permitirá utilizar a distribuição normal para realizar inferências da média amostral \bar{X} a cada metro, qualquer que seja a forma da distribuição da população. Para o caso da estatística paramétrica, se o número de índices de resistências que representam o N_{SPT} e o N_{40} (ou N_{60}), respectivamente, forem adequadamente grandes, mesmo uma distribuição não normal, a distribuição dos índices a cada metro será normal.

Um dos objetivos do presente estudo é buscar por uma associação entre os índices de resistência do solo (N_{SPT} e N_{DPSH}), quando extraídos de processos e equipamentos diferentes entre si, o que caracteriza o evento como um estudo de correlação, utilizando variáveis quantitativas aleatórias. Esta pesquisa buscará verificar a força dessa associação, assim como visualizar graficamente este comportamento, bem como verificar se tal relação é estatisticamente significativa para então justificar sua aceitabilidade. Este processo possui o nome de *correlação* e o tratamento dos dados estatísticos contará com o apoio do *Software MINITAB-17*[®]. Este *Software* possui um pacote computacional composto por diversos módulos integrados de análises e testes estatísticos univariados, bivariados e multivariados. Também contou com as planilhas do Excel que inicialmente os dados foram armazenados.

Frete à possível eliminação de dados discrepantes (*outliers*), presentes na amostra selecionada, será importante liminar o seu mínimo.

A chamada *micronumerosidade* será usada para definir o número mínimo de elementos amostrais representativos. Para evitar a micronumerosidade, admite-se o número mínimo de dados efetivamente utilizados (n) no modelo, devendo obedecer ao seguinte critério, com respeito ao número de variáveis independentes (k), conforme a Equação 33:

$$n = 3 \cdot (k+1) \quad \mathbf{33}$$

Importante será traçar *gráfico de dispersão* e assim visualizar o comportamento das relações consideradas. Nele, será possível avaliar o comportamento dos *outliers* tomando o Teste de *Grubbs* (OLIVEIRA, 2008) como critério para selecionar os pontos atípicos. Nada mais é que uma ou mais observações da amostra esteja(m) longe do corpo principal dos dados, com fortes indícios esse(s) elemento(s) pertença(m) a outra população, necessitando ser testados e/ou destituído(s) da amostra selecionada. A não observância deste critério e/ou a sua remediação em qualquer estudo estatístico irá mostrar uma alta variabilidade e baixa confiabilidade, e por assim ser, dificilmente a distribuição será normal. A presente pesquisa fará testes amostrais (*testes de normalidade*) para comprovar a normalidade dos dados à luz do teste de *Anderson-Darling* (A-D) ou de *Kolmogorov-Smirnov* (K-S) (MINITAB, 2016).

É sabido que as variáveis obtidas dos índices *SPT* e *DPSH* são independentes, por serem originárias de uma medida (índice) extraídos em campo, com iguais propósitos, ou seja, de se obter a resistência do solo nas diversas camadas subjacentes e que poderão ser usadas para fins de dimensionamento de estruturas de fundação. Como há interesse de prever o valor de N_{SPT} para um dado valor de N_{40} (ou N_{60}) admite-se que esta última será a variável independente e aquela, a variável dependente e assim se possa traçar a *regressão* que melhor represente o comportamento dos dados.

O uso da *Comparação de Funções Lineares* assim como a *ANOVA*, serão usadas para medir o grau de confiabilidade da interação entre as variáveis envolvidas.

Segundo Assunção (2002), trata-se de uma técnica usada em estudos de regressão para verificar a influência de um determinado parâmetro na obtenção da função da reta que relaciona as variáveis x e y de uma regressão bivariada. Assim, deixa-se de partir para uma regressão múltipla para testar uma terceira variável que possa interferir significativamente na relação das duas primeiras ou saber se esta diferença é apenas fruto da dispersão natural que existe dos pontos em relação a uma reta ajustada.

Portanto, o teste de comparação de funções lineares irá comparar as retas de variâncias diferentes, obtendo-se um F_{cal} , que é a razão entre duas variáveis aleatórias independentes e com distribuição de F de *Fisher-Snedecor*. A referida distribuição testa a significância global de modelos de regressão, utilizando a análise de variância (ANOVA). Assim, compara-se com o F_{cal} com o F de F - S tabelado ($F_{tab} = F_{\alpha, \nu 1, \nu 2}$), onde α é o nível de significância, $\nu 1$ é o grau de liberdade do numerador e $\nu 2$ é o grau de liberdade de denominador. A hipótese a ser testada é:

$$\left\{ \begin{array}{l} H_0: S_1^2 = S_2^2 \\ H_1: S_1^2 \neq S_2^2 \end{array} \right.$$

Se $F_{cal} > F_{tab}$, indica que há inícios que as variâncias S_1^2 e S_2^2 são estatisticamente diferentes, ao nível de significância especificado, isto é, rejeita-se H_0 ; ao passo que se $F_{cal} < F_{tab}$, não se poderia afirmar que existam diferenças significativas entre as variâncias testadas, portanto, aceita-se H_0 . Neste último caso, por exemplo, o parâmetro considerado não provocaria diferenças significativas na relação considerada. No primeiro caso, aceita-se a relação e seria preciso estudá-la para o alcance das conclusões. O procedimento matemático tem a seguinte sequência:

- Dadas as retas A, B,...X, ambas obtidas por regressão (valores individuais de cada grupo de dados) e a reta Z, obtida por regressão de todos os dados em conjunto;
- Calcula-se o F_{cal} , conforme a Equação 34.

$$F_{cal} = \frac{(SQR_Z - \sum SQR(A..x)) / (\nu_Z - \sum \nu(A..x))}{\sum SQR(A..x) / \sum \nu(A..x)}$$

34

Onde:

$SQR(A..x)$ = somatório dos quadrados dos resíduos em relação à reta A até X;

$SQR(Z)$ = somatório dos quadrados dos resíduos em relação à reta Z;

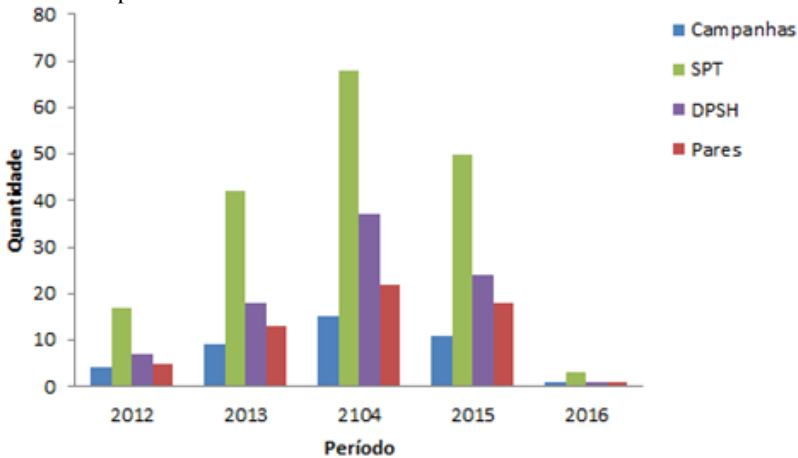
ν = grau de liberdade dos pontos da reta A até X e dos pontos da reta Z.

As SQR 's das retas podem ser obtidas realizando o estudo do método dos mínimos quadrados (MMQ) da regressão e/ou serem extraídas do *Excel*®, no caso prevendo uma regressão entre as variáveis X e Y. Obviamente e brevemente, sabe-se que quanto maior for SQR encontrado, indicará que a variável independente testada será importante, caso contrário, não será útil na predição da variável resposta.

3.6. DADOS LEVANTADOS

No intuito de organizar os ensaios realizados, uma primeira divisão foi feita tomando como referência o número de campanhas por bairro, conforme a demanda da empresa ao longo dos últimos quatro anos. A Figura 58 apresenta essa distribuição.

Figura 58 – Quantidades de campanhas e furos de sondagem executados no período compreendido estudado.



Fonte: Autor.

Preliminarmente, ao avaliar os boletins de campo, sondagens atípicas, caracterizadas por pares de índices muito diferentes, possivelmente originadas por erro de execução, foram eliminadas do bando de dados. A estatística de quantificação é exposta no Quadro 5 e 6.

Quadro 5 – Quadro estatístico geral do banco de dados.

TOTAL GERAL	N° de Campanhas	N° do Furo		Total (SPT + DPSH)	N° de Pares Válidos	Soma n° de pares (índices) por metro
		SPT	DSPH			
SEM ELIMINAÇÃO	40	180	87	267	59	875
COM ELIMINAÇÃO*	34	167	81	248	53	770

* Sondagens atípicas foram eliminadas.

Fonte: Autor

Quadro 6 - Número de índices (pares válidos) a cada metro.

Prof. (m)	N° de pares de índices a cada metro	Prof. (m)	N° de pares de índices a cada metro	Prof. (m)	N° de pares de índices a cada metro
1	---	10	49	19	12
2	53	11	47	20	10
3	53	12	45	21	6
4	53	13	39	22	4
5	53	14	35	23	4
6	53	15	29	24	2
7	53	16	26	25	1
8	53	17	20	26	1
9	53	18	16	Total	770

Fonte: Autor

Observa-se que, por conta do reduzido número de pares válidos nos últimos metros da amostra original, esta passará pelo teste da micronumerosidade, portanto, será estabelecido uma nova profundidade de uso dos pares válidos, como bem será explicado nas seções seguintes.

3.6.1. Correlação Global

Contando com duas variáveis aleatórias independentes em meio ao ambiente físico descrito anteriormente, os ensaios *SPT* e *DPSH* foram realizados por equipes comandadas sempre pelo mesmo sondador treinado e chefiadas pelo mesmo engenheiro responsável. Seus índices

foram organizados em planilhas sequenciais que representam o banco de dados para este estudo. Conforme metodologia anunciada, os índices N_{SPT} deverão formar pares com os índices do N_{40} e N_{60} , para posteriormente, seguir o estudo com um único par correspondente.

3.6.2. Amostra Global Não Saneada

As amostras representativas globais não saneadas das relações dos índices SPT e $DPSH$, conforme o Quadro 6, foram extraídas de 53 ensaios penetrométricos, somando 770 pares de índices (N_{SPT} ; N_{40} e N_{SPT} ; N_{60}), variando suas profundidades do impenetrável, com um máximo de até 26 metros.

Em um panorama geral, plotaram-se os índices versus a profundidade, objetivando visualizar os seus comportamentos, muito embora seria certo a presença de uma alta variabilidade que poderia influenciar os resultados das resistências à penetração. A presente fase serve para justificar os demais tratamentos comparativos e que serão apresentados na sequência.

3.6.3. Amostra Global Saneada

Ao selecionar as amostras (pares N_{SPT} x N_{40} e N_{SPT} x N_{60}), e, para evitar a acumulação de dispersões indesejadas, bem como a eliminação de muitos pares, procurou-se fragmentar a amostra, passando a selecionar os índices a cada metro e assim voltar a testar esta “semi-amostra” resultante, ou seja, o saneamento amostral foi realizado a cada metro. Posteriormente, voltou-se a considerar uma única amostra selecionando os elementos de todas as “semi-amostras” saneadas a cada metro em uma nova amostra (amostra global saneada).

Importante informar que a etapa de saneamento é realizando o teste de *Outliers*, acessando o teste de *Grubbs* para a eliminação dos dados. Este último se resume na verificação da existência de um valor disperso em cada extremidade do conjunto. Se nesta primeira análise, um dos dois valores for considerado disperso, ele é rejeitado, retirado do conjunto e novo teste, verificando a existência de um valor disperso em cada extremidade do conjunto, é realizado e assim sucessivamente, caso contrário, se nesta primeira análise, ambos os valores forem aceitos como não dispersos, o teste é então realizado verificando-se a existência de dois valores dispersos em cada extremidade do conjunto. Se nesta segunda análise os dois resultados de uma das extremidades forem considerados como dispersos, eles devem ser rejeitados, retirados do conjunto e novo

teste verificando a existência de dois valores dispersos em cada extremidade do conjunto é realizado e assim sucessivamente (OLIVEIRA, 2008).

3.6.4. Amostra Saneada Média

Em uma última abordagem final da relação, de posse dos dados saneados do último evento (item 3.6.3), um novo método foi realizado considerando que a amostra representativa seja tomada a partir da média dos índices de cada metro. Assim, a amostra representativa contou com os pares válidos, distribuídos ao longo de 18 metros de profundidade (17 metros efetivos) dos furos selecionados. Foram desconsiderados os pares de índices localizados abaixo dos 18 metros, pois foram reprovadas no teste do tamanho amostral³. Portanto, a amostra representativa final é formada por 17 observações (pares), representada pela média dos índices obtidos a cada metro, passando seus índices a serem denominados como $N_{SPT(\bar{m})}$, $N_{40(\bar{m})}$ e $N_{60(\bar{m})}$.

3.6.5. Correlação sob a ótica das unidades geotécnicas

Fora visto que as unidades geotécnicas definidas neste estudo (sedimentar e residual), foram levantadas no polígono selecionado e identificadas no mapeamento (Figura 52 - Apêndice A).

Para testar e comparar os índices *SPT* e *DPSH* nessas duas unidades geotécnicas, tratou-se de separar as campanhas e selecionar as amostras partícipes para cada litologia, considerando a faixa dos índices válidos (entre 2,00m a 18,00m), igual como fora considerada e justificada na proposta de correção sob a ótica da global não saneada, amostra global saneada e amostra saneada média.

Para a definição e validade das amostras representativas, adotaram-se os mesmos critérios para o saneamento amostral e demais testes estatísticos com o apoio do *Software Minitab-17*[®] e *Excel*[®].

Para o caso das campanhas de sondagens realizadas em solos sedimentares, do total de 53 pares de furos (ou verticais) válidos, foram considerados 34, obtendo-se 279 observações (pares de índices ao longo de 18 metros) saneadas que compuseram a amostra representativa. Para os solos residuais, foram considerados 22 furos, obtendo-se 186

³ Ver micronumeroridade, item 2.7.3.

observações (pares de índices) igualmente saneadas. Na Tabela 10, os índices apresentados nas colunas $N_{40(m)}$ e $N_{SPT(\bar{m})}$, representam a média dos respectivos índices a cada metro.

Tabela 10 – Amostra Saneada Média dos índices nas respectivas unidades geotécnicas.

Prof.(h)	N40(m)	NSPT(m)	Núm. Elemento	Outliers	Núm. Elem. Válidos
2	2	4	34	13	21
3	2	4	34	12	22
4	4	5	34	14	20
5	5	5	34	15	19
6	8	7	34	9	25
7	8	8	34	16	18
8	12	11	34	8	26
9	13	15	34	14	20
10	16	15	32	9	23
11	21	21	31	12	19
12	23	25	28	18	10
13	26	27	25	12	13
14	30	29	21	7	14
15	30	30	18	6	12
16	32	32	13	4	9
17	35	34	11	3	8
18	33	31	9	3	6
TOTAL =			460	175	285

(a) Estatística da média saneada dos índices dos Solos Sedimentares

Prof.(h)	N40(m)	NSPT(m)	Núm. Elementos	Outliers	Núm. Elem. Válidos
2	2	4	20	9	13
3	2	4	20	7	15
4	2	4	20	7	15
5	3	6	20	3	19
6	4	4	20	7	15
7	6	7	20	8	14
8	9	8	20	8	14
9	11	10	20	8	14
10	15	12	20	11	9
11	18	17	18	8	10
12	20	16	16	7	9
13	24	26	13	5	8
14	28	23	12	3	9
15	29	23	10	2	8
16	33	32	10	4	6
17	36	34	8	2	6
18	38	34	7	1	6
TOTAL =			274	100	174

(b) Estatística da média saneada dos índices dos Solos Residuais

Fonte: Autor.

3.6.6. Correlação sob a Ótica do Nível d'Água

Pelas características do solo, da hidrologia e da topografia do Município de Joinville, observa-se a ausência de histórico de ocorrência de solos expansivos e/ou colapsíveis, portanto solos não saturados. A região não possui agentes endógenos e exógenos que possam favorecer a ocorrência desses solos. Pelo contrário, a posição do nível d'água é elevada o ano todo por conta do balanço hídrico marcante com precipitações irregulares, mais acentuadas no verão, possuindo ainda drenagem lenta por conta do solo superficial sedimentar ser argiloso, contar com a topografia que prevalece a horizontalidade, além de receber a influência da maré.

Procurando caracterizar os ambientes investigados no que tange ao NA, tomaram-se os boletins de sondagens das campanhas para identificar a profundidade de ocorrência. Como esperado, frente às características apontadas da literatura, encontrou-se um NA elevado para as regiões e locais onde foram desenvolvidas as sondagens.

Conforme o Quadro 7, apresenta a posição dos NA dos furos seleccionados a cada campanha, medidos a partir da boca do furo.

Quadro 7 – Níveis d'água nos furos considerados das respectivas campanhas.

2012	N. Campa	NA (m)	2013	N. Campa	NA (m)	2014	N. Campa	NA (m)	2015	N. Campa	NA (m)	2016	N. Campa	NA (m)
	1	NE		5	1,39		14	2,93		29	1,35		40	0,08
2	10,08	6	1,35	16.a	0,40	30.a	1,08							
3	0,48	7	1,53	16.b	1,96	30.b	1,38							
4a	2,90	8a	0,38	16.c	1,25	31.c	1,06							
4b	2,24	8b	0,22	16.d	0,86	30.d	1,20							
		8c	0,58	16.e	1,78	30.e	1,12							
		8d	0,52	17.a	2,20	30.f	1,52							
		9	0,55	17.b	1,88	32	0,98							
		10a	1,68	18	2,32	34.a	NE							
		10b	6,62	19	1,00	34.b	NE							
		11	5,00	21	0,41	35	0,71							
		12	1,62	22	1,18	36.a	0,60							
		13	0,47	23.a	1,78	36.b	0,00							
				23.b	1,48	37	NE							
				24.a	0,45	39	1,50							
				24.b	0,35									
				25	0,62									
				26	3,62									
				28	1,76									

Fonte: Autor.

Os efeitos decorrentes da caracterização das unidades geotécnicas definidas nesta seção, assim como a variação do NA, serão estudados e interagidos aos índices de resistência dinâmica no Capítulo 5.

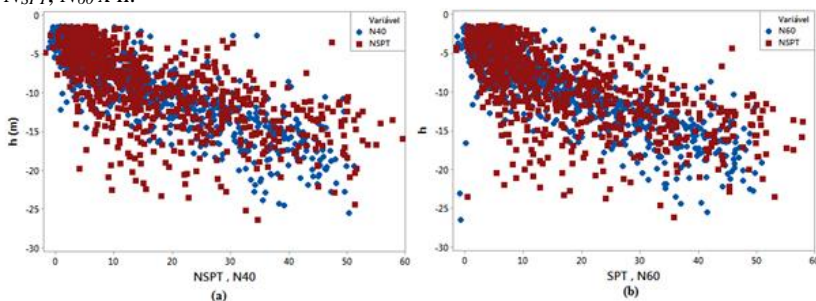
4. RESULTADOS

Nesta seção serão apresentados os resultados advindos da aplicação da metodologia trazida nesta dissertação.

4.1. AMOSTRA GLOBAL NÃO SANEADA

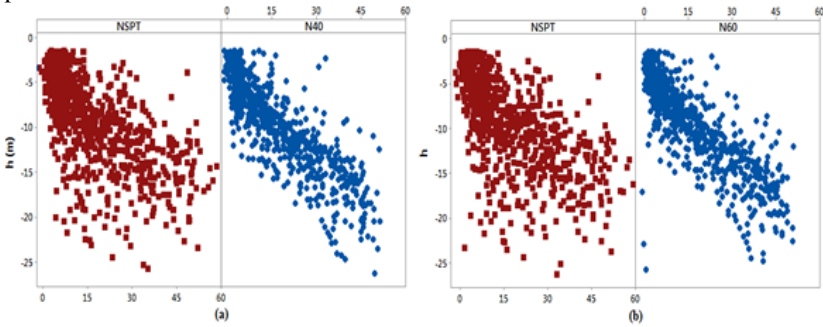
Na Figura 59 e 60, mostram os índices de resistências N_{SPT} , N_{40} e N_{60} plotados contra a profundidade h . A Figura 59, os índices são plotados simultaneamente e na Figura 60, são plotados separadamente. Em ambos os gráficos, observam-se uma maior dispersão nos pontos atribuídos ao ensaio *SPT* do que ao *DPSH*, principalmente nas maiores profundidades. Este comportamento já era previsto, visto que há um maior controle executivo nos ensaios *DPSH* (mecanizado) se comparado com os ensaios *SPT* (manual). Nos últimos metros do impenetrável do *SPT*, a equipe de operadores trabalha com maior dificuldade, diminuindo a precisão da altura de queda do martelo e a produtividade do ensaio diminui.

Figura 59 – Gráfico de dispersão unificado dos índices (a) N_{SPT} , $N_{40} \times h$ e (b) N_{SPT} , $N_{60} \times h$.



Fonte: Autor.

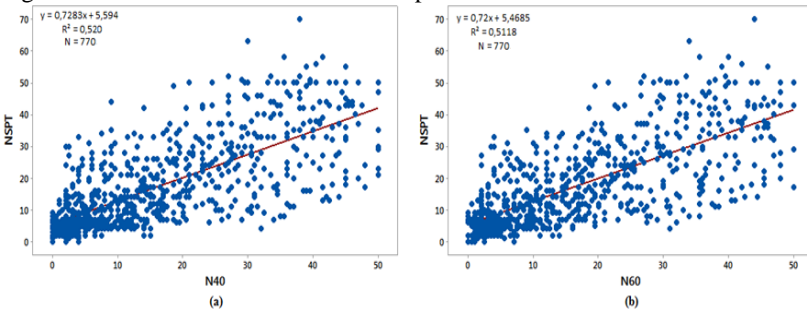
Figura 60 – Gráfico de dispersão em painéis separados. Índices versus profundidade.



Fonte: Autor.

Os gráficos de dispersão com a curva de tendência foram traçados sem levar em conta eventuais interações ou interdependência com outros fatores que possam provocar aderência ou variações. Como exemplo, tem-se o tipo de equipamento, o processo executivo de cada ensaio, a profundidade do NA, o tipo de solo, a topografia prevalente, as unidades geotécnicas, as diferenças dimensionais de ponteiros, perda de energia ao longo da profundidade (ODEBRECHT (2003), JOHNSEN e JAGELLO (2007) *apud* SOUZA (2009)), tensões efetivas, etc. Os gráficos (a) e (b) da Figura 61 estão inclusas as respectivas retas de tendências sob a ótica da correlação global e sem qualquer saneamento amostral.

Figura 61 – Dados brutos. Gráfico de dispersão com a reta de tendência.



Fonte: Autor.

Nos Quadros 8 e 9 são apresentadas as suas respectivas estatísticas.

Quadro 8 – Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{40}$ (sem saneamento)

Observações:	770	Modelo	Valores	p-valor	Relação estatisticamente significativa
r (Coef. Corr.)	0,72	Intercepto	5,594	< 0,05	Sim (p < 0,05)
R ² (Coef. Det.)	52,00%	Inclinação	0,7283		

Fonte: Autor.

Quadro 9 – Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{60}$ (sem saneamento)

Observações:	770	Modelo	Valores	p-valor	Relação estatisticamente significativa
r (Coef. Corr.)	0,72	Intercepto	5,4685	< 0,05	Sim (p < 0,05)
R ² (Coef. Det.)	51,19%	Inclinação	0,720		

Visualmente, observa-se pouca diferença entre ambos os gráficos. De fato, ambas as variáveis caminham em um mesmo sentido. Os coeficientes de determinação (R^2) e suas equações refletem pouca diferença observada entre os dois processos. Pode-se dizer que a consideração dos índices do *DPSH* (N_{40} e N_{60}) ao serem comparados, reflete um mesmo panorama, sendo indiferente, portanto, acatar um ou outro índice. O coeficiente de correlação (r) foi forte (entre 0,60 a 0,90). Os coeficientes de determinação (R^2), próximo a 50%, revelam que os modelos explicam somente 50% da variabilidade dos dados, merecendo realizar um saneamento amostral para melhorar essas relações. Uma forma de corrigir isso seria alterar a forma de obtenção da amostra global, pois misturar os índices obtidos nos primeiros metros, em solo sedimentar pouco resistente, com os índices obtidos próximo ao impenetrável, em solo residual resistente, é certo que se encontrará grande amplitude e resultando em uma grande variabilidade. Para tanto, aconselha-se avaliar a amostra de dados a cada metro, pois a variabilidade é menos sentida, do contrário a avaliação poderá ser influenciada pela dispersão natural, diante de condições diferentes ao longo da profundidade.

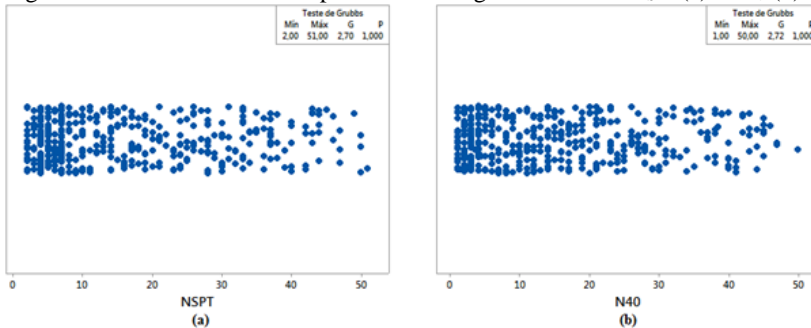
Assim como já citado por Hachich *et al.* (2006), que estudou a comparação do N_{SPT} manual versus N_{SPT} mecanizado, também encontrou uma alta variabilidade. A leitura do gráfico da Figura 61, ainda que em

menor escala, também aponta que a dispersão aumenta com o aumento dos índices. Fora visto que assim como no SPT, o aumento dos índices está relacionado com o aumento da energia de ponta a cada metro, com o atrito lateral das hastes, com o aumento do diâmetro das partículas, que em solos residuais, aumenta com a profundidade e com problemas de mão-de-obra, este último não presenciado no ensaio DPSH.

4.1.2. Amostra Global Saneada

Os gráficos da Figura 62, mostram o comportamento dos índices considerados, onde, usando o Teste de *Grubbs* (OLIVEIRA, 2008), não se visualizou pontos atípicos.

Figura 62 – Gráfico de Outlier para a amostra global saneada N_{SPT} (a) e N_{40} (b)



Fonte: Autor.

A saída numérica do Minitab (Quadro 10), traz os resultados do teste que certifica a ausência de *outliers*.

Quadro 10 – Saída numérica para o teste de *Outliers* para a amostra global saneada.

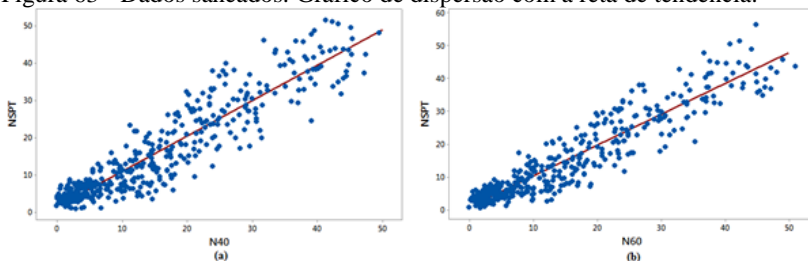
Método							
Hipótese nula: Todos os valores de dados são provenientes da mesma população normal							
Hipótese alternativa: O menor ou o maior valor dos dados é um outlier							
Nível de significância $\alpha = 0,05$							
Teste de Grubbs							
Variável	N	Média	DesvPad	Mín	Máx	G	P
NSPT	423	16,203	12,877	2,000	51,000	2,70	1,000
N40	423	15,589	12,636	1,000	50,000	2,72	1,000
* NOTA * Nenhum outlier no nível de significância 5%							

Os valores de p indicados nos gráficos e na saída numérica, conclui-se que todos os valores são verdadeiramente da mesma população normalmente distribuída. Este valor- p é maior que o nível de significância escolhido ($\alpha = 0,05$), assim rejeita-se a hipótese alternativa e, com uma probabilidade de 95% se aceita a hipótese nula de que os valores extremos (menores e maiores) não são *outlier*.

Aplicando o método, observou-se a diminuição da variabilidade, já que os índices atípicos foram eliminados, a distribuição resultante foi normal e houve aumento da força de correlação r , por consequência, um maior coeficiente de determinação, R^2 .

A Figura 63 traz os gráficos de dispersão com a reta de tendência das amostras saneadas, reduzindo os números de observações para 432 e 415, respectivamente.

Figura 63 - Dados saneados. Gráfico de dispersão com a reta de tendência.



Fonte: Autor.

Os Quadros 11 e 12 trazem suas estatísticas de interesse.

Quadro 11 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{40}$ (com saneamento)

Observações:	423	Modelo	Valores	p-valor	Relação estatisticamente significativa Sim ($p < 0,05$)
r (Coef. Corr.)	0,93	Intercepto	1,3925	< 0,05	
R ² (Coef. Det.)	86,92%	Inclinação	0,95		

Fonte: Autor.

Quadro 12 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT} \times N_{60}$ (com saneamento)

Observações:	418	Modelo	Valores	p-valor	Relação estatisticamente significativa Sim ($p < 0,05$)
r (Coef. Corr.)	0,94	Intercepto	1,0865	< 0,05	
R ² (Coef. Det.)	88,26%	Inclinação	0,9309		

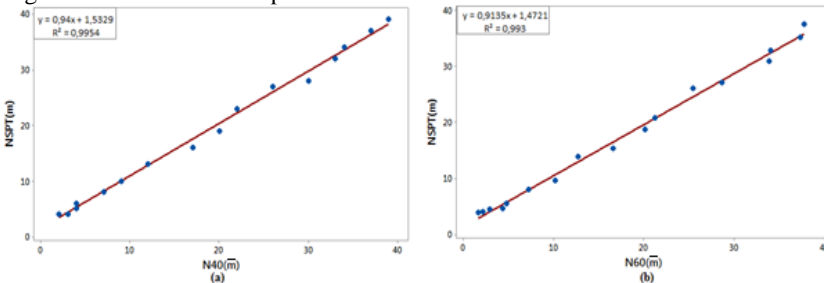
Fonte: Autor.

Dos testes gerados, têm-se correlações fortíssimas com um r 's maiores que 0,90. Os modelos lineares explicam mais que 86% da variabilidade dos dados, o que configura credibilidade às relações encontradas, resultando em uma leve vantagem a relação $N_{SPT} \times N_{60}$ sobre a relação $N_{SPT} \times N_{40}$.

4.1.3. Amostra Saneada Média

Aplicando o método, a Figura 64 traz os gráficos de dispersão da relação testada (a e b) com a reta de tendência das amostras saneadas a cada metro e obtidas as respectivas médias de seus índices, fazendo que a amostra trabalhada tenha 17 observações cada.

Figura 64 – Gráfico de dispersão com reta de tendência dos índices.



Fonte: Autor

As amostras dos índices médios estão dispostas na Tabela 11. Os Quadros 13 e 14 trazem suas estatísticas de interesse. Observa-se uma pequena diferença entre as relações, significando dizer que ambos os modelos são representativos e não há diferenças na adoção de uma ou de outra relação. Para a tomada de decisão da relação que seguirá em diante, adotou-se aquela que resultou em um maior R^2 , qual seja, a relação $N_{SPT(\bar{m})}$ x $N_{40(\bar{m})}$

Tabela 11 – Amostra Global Saneada Média.

Obs.	Prof.(m)	NSPT(\bar{m})	N40(\bar{m})	Obs.	Prof.(m)	NSPT(\bar{m})	N60(\bar{m})
1	2	4	2	1	2	4	2
2	3	4	2	2	3	4	2
3	4	4	3	3	4	4	3
4	5	6	4	4	5	5	4
5	6	5	4	5	6	6	5
6	7	8	7	6	7	8	7
7	8	10	9	7	8	10	10
8	9	13	12	8	9	14	13
9	10	16	17	9	10	15	17
10	11	19	20	10	11	19	20
11	12	23	22	11	12	21	21
12	13	27	26	12	13	26	25
13	14	28	30	13	14	27	29
14	15	32	33	14	15	31	34
15	16	34	34	15	16	33	34
16	17	37	37	16	17	38	38
17	18	39	39	17	18	35	37

(a) (b)

Fonte: Autor

Quadro 13 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT(\bar{m})}$ x $N_{40(\bar{m})}$

Observações:	17	Modelo	Valores	P-valor	Relação estatisticamente significativa
r (Coef. Corr.)	0,984	Intercepto	1,533	< 0,001	Sim (p < 0,05)
R ² (Coef. Det.)	99,54%	Inclinação	0,940		

Fonte: Autor.

Quadro 14 - Resultados estatísticos para o modelo $N_{SPT(\bar{m})} \times N_{60(\bar{m})}$

Observações:	17	Modelo	Valores	p-valor	Relação estatisticamente significativa
r (Coef. Corr.)	0,984	Intercepto	1,4721	< 0,001	Sim ($p < 0,05$)
R ² (Coef. Det.)	99,30%	Inclinação	0,914		

Fonte: Autor.

No caso do *DPSH*, a justificativa de se admitir trabalhar com a média dos índices está relacionada à busca de um único índice representante por metro, dentre os cinco índices (N_{20}) obtidos a cada período de 20cm. Assim, entende-se ser mais apropriada esse método, pois o próprio ensaio *SPT*, apesar de se obter três índices a cada metro em três períodos de 15cm, o índice que o representa é a soma dos dois últimos períodos. Uma vez obtida os representantes de cada ensaio, volta-se a tomar a média desses mesmos representantes obtidos em todos os 53 furos considerados.

No que tange a média dos índices para sua validade, a maioria dos testes de hipóteses quer sejam bicaudais ou unicaudais, sempre vão se referir às igualdades ou às diferenças de “médias” ou de variâncias. No teste *t*, por exemplo, a hipótese nula é avaliada sob a ótica de “médias iguais” e a hipótese alternativa, quando as “médias são diferentes”. Portanto, se pretender saber se as amostras são iguais ou diferentes, primeiramente se levantam suas respectivas médias e desenvolvem-se os testes apropriados.

De maneira geral, ao selecionar amostras para algum teste estatístico, há de ter cuidado ao se misturar elementos obtidos em etapas ou períodos diferentes, pois em razão da amplitude, podem provocar grandes dispersões, como o que ocorrera neste estudo quando avaliada a amostra global. Por analogia, seria o mesmo que misturar as amostras das resistências do concreto tomadas em idades diferentes e buscar inferir conclusões estatísticas. É certo que seria observada uma grande amplitude, portanto alta variabilidade por conta da descontinuidade entre os índices representantes de idades diferentes.

Na prática, para fins de estudo de capacidade de carga para dimensionamento de estrutura de fundações, os índices do ensaio *SPT* sempre são tomados a cada metro, portanto, da amostra global saneada se buscará pelo índice representativo por metro.

4.1.4.1 Significado Estatístico

Os eixos do gráfico da Figura 64 (a) foram construídos na mesma escala para evitar distorções que podem prejudicar a análise e/ou interpretação visual. Visualmente, pode-se perceber que os elementos amostrais possuem uma correlação positiva, ou seja, os pares estão envoltos em uma reta com inclinação positiva, portanto, exprimindo evidências de uma possível associação numérica da forma linear entre as variáveis, pois quando uma variável aumenta a outra também aumenta. Como o coeficiente de correlação amostral mede a associação linear entre X e Y (Montgomery, 2015) que para caso o r resultante foi de 0,984, admite-se uma correlação fortíssima, haja vista que o r resultante encontra-se entre 0,90 e 0,99. Do *Software* Minitab, tem-se a saída numérica apresentada no Quadro 15.

Quadro 15 – Saída de dados do Software Minitab.

Correlação de Pearson de NSPT e N40 = 0,984
Valor-P = 0,000

Para saber se esta correlação tem significado estatístico, é preciso saber se a dispersão encontrada é aleatória ou estatisticamente significativa. Trata-se de um teste *t-Student*, bicaudal, calculado pela Equação 35 e comparado com o seu valor crítico da Equação 36.

$$t_{cal} = (r \cdot \sqrt{n - 2}) / (\sqrt{1 - r^2}) \quad 35$$

$$t_{tab} = t_{\alpha/2, n-2} \quad 36$$

onde:

t_{cal} = t calculado

$t_{tab} = t_{\alpha/2, n-2}$ = t crítico ou tabelado (Distribuição de *Student*)

r = correlação = 0,984

n = número de dados = 17

$n-2$ = graus de liberdade = 15

$$t_{cal} = 21,39$$

$$t_{tab} = t_{\alpha/2, n-2} = 2,1314$$

Do teste de hipótese, têm-se as seguintes alternativas:

{ H_0 : $r = 0$, ou seja, o coeficiente de correlação obtido não é significativo;

$H_1: r \neq 0$, ou seja, o coeficiente de correlação obtido é significativo.

Como $t_{cal} = 21,39 > t_{tab} = 2,1314$, e, tendo o valor- $p = 0,000 < \alpha = 0,05$, refuta-se a hipótese nula (H_0) e, com uma probabilidade de 95%, aceita-se que o relacionamento linear entre as variáveis estudadas é significativo (hipótese alternativa, H_1). Portanto, o $r = 0,984$ é estatisticamente significativo, confirmando a associação entre as variáveis.

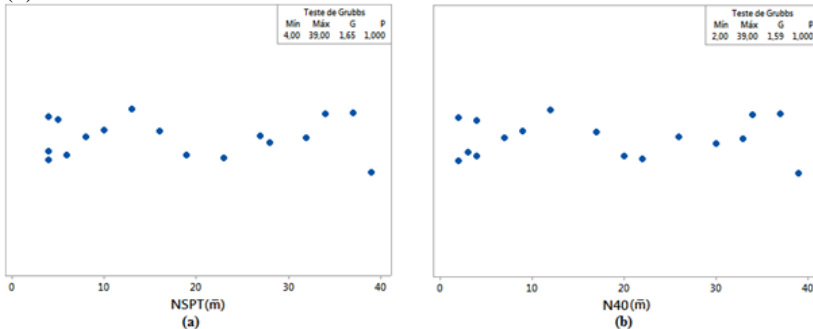
4.1.4.2. Outlier

Voltado aos gráficos das Figuras 64, observam-se pontos ainda que podem ser suspeitos em torno da linha de tendência. Aplicando-se a hipótese, ao nível de significância de 5%, quando o valor- $p > \alpha$, aceita-se de que o valor (maior ou menor) não seja *outlier*. Como desta amostra é retirada a amostra saneada média, a ausência de *outlier* se confirmou também para esta última amostra.

- $\left\{ \begin{array}{l} H_0: \text{Não há } \textit{outlier} \text{ na amostra selecionada} \\ H_1: \text{O maior ou o menor valor da amostra é } \textit{outlier}. \end{array} \right.$

Os gráficos da Figura 65, mostram o comportamento dos índices considerados na amostra saneada média, usando o Teste de *Grubbs* (OLIVEIRA, 2008), não se visualizou pontos atípicos.

Figura 65 – Gráfico de Outlier para a amostra saneada média $N_{SPT(\bar{m})}$ (a) e $N_{40(\bar{m})}$ (b).



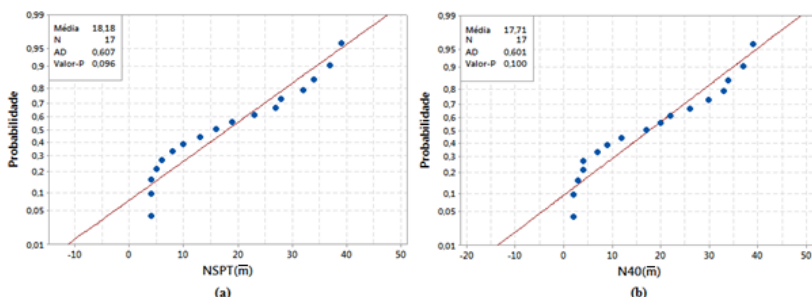
Fonte: Autor.

4.1.4.3. Teste de Normalidade

Para testar a normalidade da amostra final selecionada, utilizou-se o teste de *Anderson-Darling* (BPI CONSULTING, 2011) para comprovar a normalidade dos índices, utilizando-se das hipóteses H_0 e H_1 . A Figura 66 mostra a saída gráfica do Minitab.

$$\left\{ \begin{array}{l} H_0: \text{os dados seguem uma distribuição normal (para valor-} p > \alpha); \\ H_1: \text{os dados não seguem uma distribuição normal (para valor-} p < \alpha). \end{array} \right.$$

Figura 66– Saída gráfica para o teste A-D dos dados $N_{SPT(\bar{m})}$ (a) e dos dados $N_{40(\bar{m})}$ (b).



Fonte: Autor.

A saída gráfica é um gráfico de probabilidade normal versus os dados de interesse. Os valores dos níveis de significância p do teste *A-D* para os dados $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$ são, respectivamente, 0,096 e 0,100. Como apontam serem maiores que o nível $\alpha = 0,05$, portanto, refuta-se a hipótese alternativa H_1 e aceita-se a hipótese nula H_0 , de que os dados seguem uma distribuição normal.

4.1.4.4. Correlação

Atós os testes iniciais, é a vez de avaliar o modelo. Pelo gráfico de dispersão da amostra saneada média (Figura 63a), permite traçar uma reta que reflete uma tendência nos dados, buscando posicioná-la sobre uma região em que os pontos tenham a menor distância à reta (princípio do método dos mínimos quadrados). Como há algumas dispersões observadas, nada impede que se possa sugerir que se trace uma curva de equação não linear. Para tanto, observou-se que dentre os tradicionais modelos (exponencial, logatfímic, potenciação e hiperbólica), as que

alcançaram um R^2 maior foram a linear, quadrática e cúbica. A Tabela 12 traz os modelos testados e seus respectivos R^2 .

Tabela 12 - Linearização de algumas funções não-lineares testadas.

Tipo	Modelo	R^2
Exponencial	$N_{SPT(\bar{m})} = 4,5391 \cdot e^{0,0616 \cdot N_{40(\bar{m})}}$	0,9384
Logarítmica	$N_{SPT(\bar{m})} = - 9,1188 + 11,111 \cdot \text{LN}(N_{40(\bar{m})})$	0,8732
Potenciação	$N_{SPT(\bar{m})} = 2,1388 \cdot N_{40(\bar{m})}^{0,7957}$	0,9837
Polinomial (2°)	$N_{SPT(\bar{m})} = 2,1388 + 0,8233 \cdot N_{40(\bar{m})} + 0,003$	0,9962
	$N_{40(\bar{m})}^2$	
Polinomial (3°)	$N_{SPT(\bar{m})} = 2,0086 + 0,867 \cdot N_{40(\bar{m})} + 0,0002$	0,9962
	$N_{40(\bar{m})}^2 - 0,0005 \cdot N_{40(\bar{m})}^3$	
Linear	$N_{SPT(\bar{m})} = 1,533 + 0,940 \cdot N_{40(\bar{m})}$	0,9954

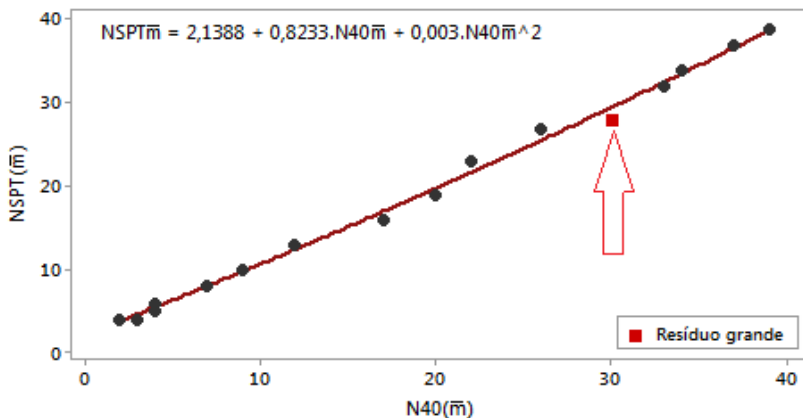
Fonte: Autor.

Assim como no *Excel*, no *Minitab*, além da equação linear, traz como padrão as equações polinomiais quadráticas e cúbicas, mas apesar de resultarem num R^2 maior que o modelo linear, observou-se a presença de *outlier* (Figura 67) confirmando, neste caso, a eficácia da regressão linear da Equação 37. No caso do modelo para a Correlação sob a Média Saneada, onde há um par de índices para cada metro, a presença de um *outlier* significaria a retirada desse único par representativo, o que na prática não se admite para a validade da amostra, uma vez que neste caso, obrigatoriamente cada metro possui uma resistência mesmo que igual aos metros anteriores e posteriores. O teste estatístico seguinte, ratifica a decisão tomada.

$$N_{SPT(\bar{m})} = 1,533 + 0,940 \times N_{40(\bar{m})}$$

37

Figura 67 – Saída gráfica do Minitab. Equação polinomial quadrática. Presença de outlier.



Fonte: Autor.

Para o modelo de regressão (linear, polinômio quadrático e/ou cúbico), preliminarmente realiza-se uma ANOVA (análise de variância) para testar a significância da hipótese de regressão de ambos os modelos, atendendo, para tanto, os pressupostos para sua validade, como visto em 2.7.9.

Usa-se o teste F para admitir ou não a relação entre as variáveis. No Minitab, ao selecionar o tipo de modelo de regressão como sendo o polinômio cúbico, a saída numérica do Quadro 16 é mostrada, entre outras informações, a equação cúbica resultante e o R^2 correspondente. Na *Análise de Variância Sequencial*, apresenta os resultados dos testes para o modelo linear, quadrática e cúbica.

Quadro 16 – Saída numérica do Minitab.

A equação de regressão é

$$N_{SPT(\bar{m})} = 2,086 + 0,867.N_{40(\bar{m})} + 0,0002.N_{40(\bar{m})}^2 + 0,00005.N_{40(\bar{m})}^3$$

$$S = 0,860828 \quad R^2 = 99,62\% \quad R^2(\text{aj.}) = 99,5\%$$

Análise de Variância

Fonte	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	2544,84	848,279	1144,74	0,000
Erro	13	9,63	0,741		
Total	16	2554,47			

Análise de Variância Sequencial

Fonte	GL	SQ	F	P
Linear	1	2542,59	3211,22	0,000
Quadrático	1	2,20	3,18	0,096
Cúbico	1	0,04	0,06	0,812

Fonte: Autor.

As hipóteses seriam:

- $H_0: \beta_1 = 0 \rightarrow$ hipótese de que não há relação linear entre $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$
 $H_1: \beta_1 \neq 0 \rightarrow$ hipótese de que a relação linear entre $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$ é significativa, não sendo mero resultado do acaso.

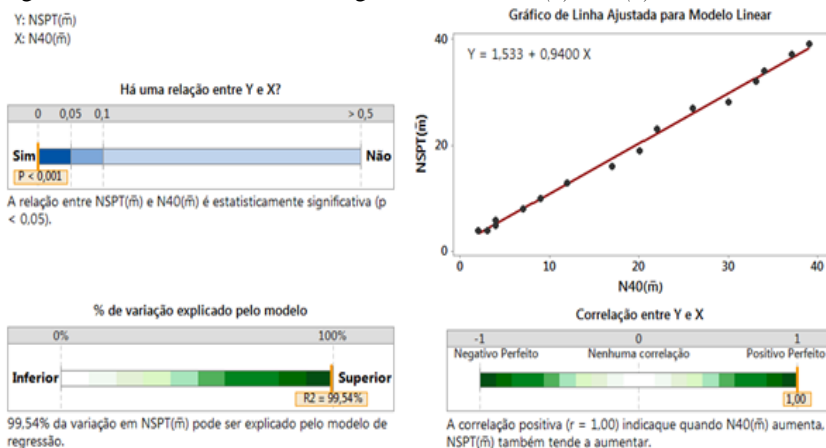
Rejeita-se a hipótese nula H_0 , ou seja, a hipótese de que não há relação entre as variáveis estudadas será descartada quando $p\text{-valor} < \alpha$. Do contrário, rejeita-se a hipótese alternativa H_1 , ou seja, a hipótese de que há regressão entre as variáveis estudadas será descartada quando $p\text{-valor} > \alpha$. Da ANOVA resultante do Quadro 16, e, como no caso $F_{tab}^4 = 4,1492$ e $\alpha = 0,05$, apenas o modelo linear indica que $N_{40(\bar{m})}$ é significativo para explicar o $N_{SPT(\bar{m})}$. A ANOVA mostra que, para o polinômio quadrático e cúbico, não há regressão entre as variáveis.

⁴ Excel: INV.F (probabilidade; v1; v2)

Das saídas gráficas apresentadas, pode-se concluir que a análise estatística empreendida para essas duas amostras estudadas, foram satisfatórias. Verifica-se que houve uma harmonia dos resultados, atendendo aos preceitos dos métodos estatísticos para sua validade. Observa-se ainda a presença de uma dispersão mínima dos pares aceitando-se a normalidade dos dados. O *Minitab* ainda gera a saída gráfica, conforme as Figuras 68, 69 e 70.

Na Figura 68 informa que a significância do modelo foi alcançada, portanto válida para as amostras discutidas. O coeficiente de determinação (R^2) explica que 99,54% da variação do $N_{SPT(\bar{m})}$ pode ser explicado pela variação do $N_{40(\bar{m})}$ no modelo de regressão adotado. Que a correlação (r) de 1,0 é tida como positiva e perfeita, ou seja, uma mudança em $N_{40(\bar{m})}$ está associada a uma mudança proporcional e direta do $N_{SPT(\bar{m})}$.

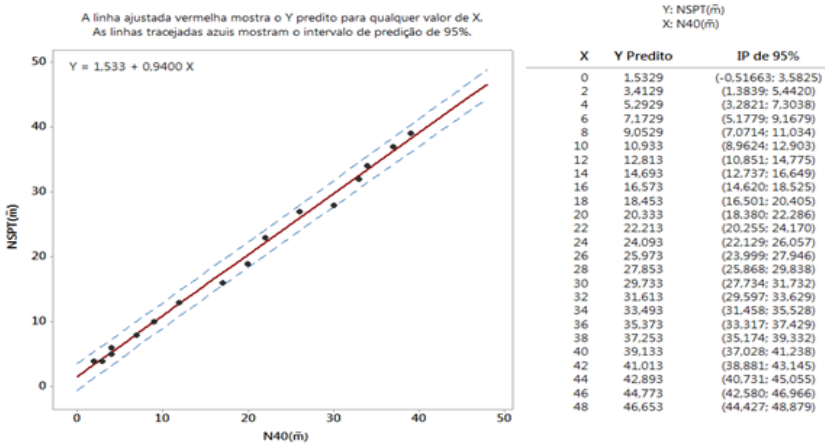
Figura 68 – Relatório resumo da regressão linear $N_{SPT(\bar{m})} \times N_{40(\bar{m})}$



Fonte: Autor.

A Figura 69 representa o resumo da predição do $N_{SPT(\bar{m})}$ quando alterado o $N_{40(\bar{m})}$. Observa-se que os pontos estão localizados dentro do intervalo de confiança. Igualmente se confirma uma proporcionalidade elevada entre as variáveis estudadas.

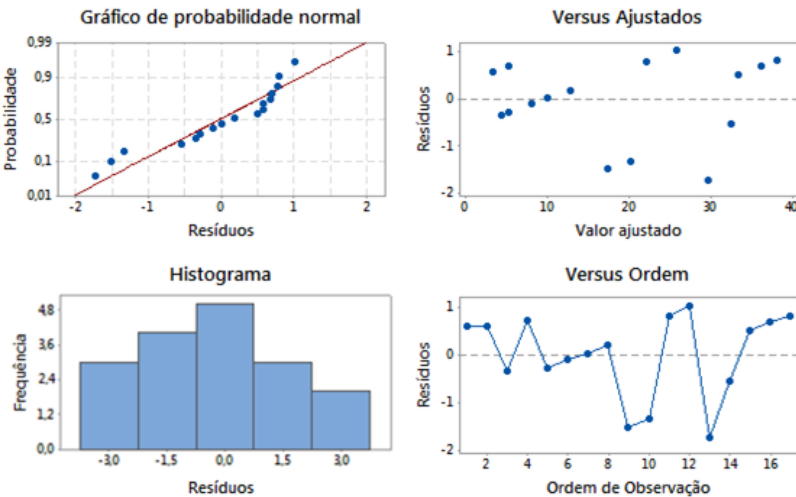
Figura 69 - Relatório resumo de predição linear.



Fonte: Autor.

Pela Figura 70, o gráfico *Resíduos versus Valores Ajustados*, permite avaliar a presença ou não da homocedasticidade.

Figura 70 – Saída gráfica do Minitab. Gráfico de resíduos



Fonte: Autor.

No caso, apresenta-se com adequado, pois a nuvem de pontos no gráfico dos resíduos versus valores ajustados não seguem uma tendência,

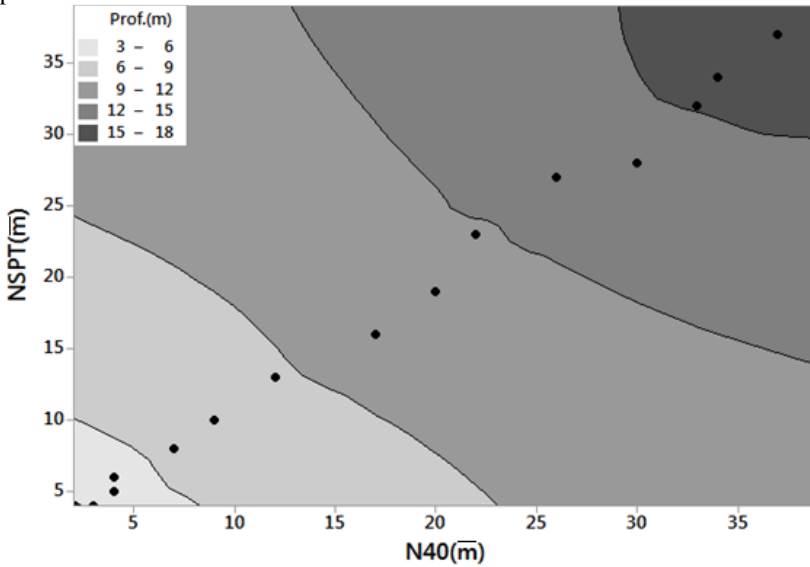
significando dizer que os erros são variáveis aleatórias com valor esperado nulo e variância constante. Tal comportamento deixa claro que a variância não depende do valor da variável dependente, do contrário seria heterocedástico, ou seja, o terceiro requisito citado por Dantas (2005) não estaria satisfeito. Sendo assim, aceita-se de que os resíduos têm distribuição normal, assim como contribuí os gráficos de probabilidade normal e o histograma.

Ainda, não se observa *outlier* neste gráfico e nem espaços vazios no histograma. O histograma dos resíduos mostra que a distribuição lembra um sino, ainda que não perfeito. Este julgamento é ratificado devido à constatação da normalidade dos dados do gráfico de normalidade. Os resíduos flutuam em um padrão mais ou menos aleatório em torno da linha central, como exposto no gráfico resíduos x ordem de observação.

O gráfico da Figura 71 apresenta o *gráfico de contorno*⁵, tomando as mesmas variáveis mais a variável profundidade. Nele se observa um aumento de ambos os índices com o aumento da profundidade, alcançando valores máximos nos últimos metros.

⁵ Em um gráfico de contorno, os valores para duas variáveis são representados nos eixos x e y, enquanto os valores para uma terceira variável são representados por regiões sombreadas, chamadas de contornos. Um gráfico de contorno é como um mapa topográfico no qual os valores x, y e z são traçados em gráfico, em vez de longitude, latitude e altitude (MINITAB – 17[®], 2015).

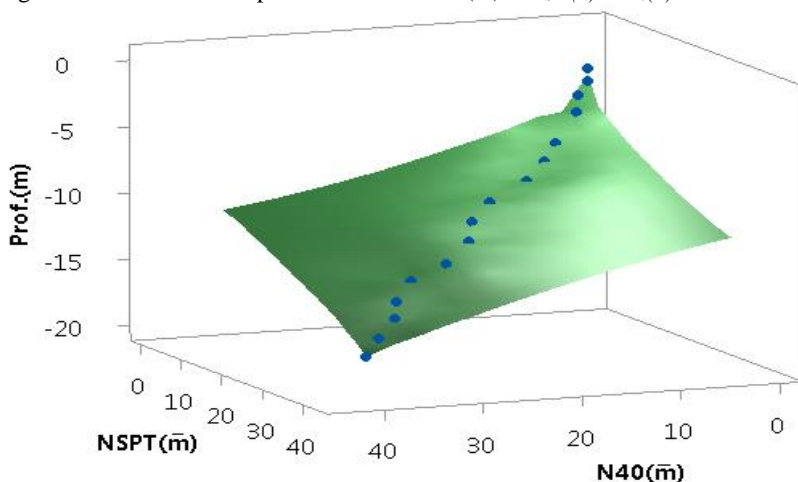
Figura 71 – Gráfico de contorno das variáveis $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$ versus profundidade.



Fonte: Autor

Em seguida, é avaliada a relação usando o Gráfico de Superfície 3D (Figura 72). O referido gráfico usa a interpolação para produzir uma superfície contínua, onde a terceira variável (profundidade) se ajusta aos dados.

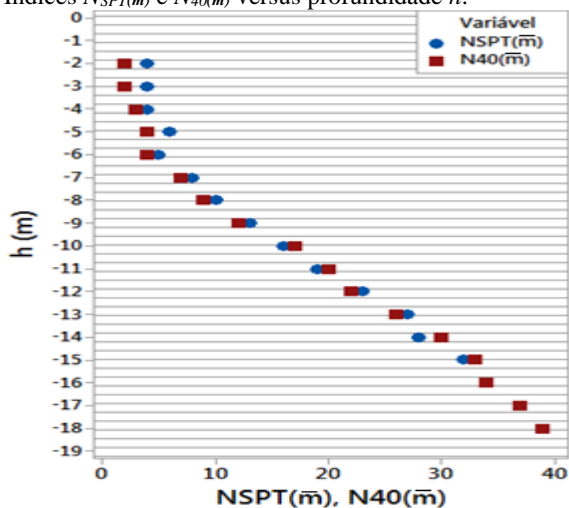
Figura 72 - Gráfico de Superfície 3D da Prof. (m) x $N_{SPT(\bar{m})}$ x $N_{40(m)}$.



Fonte: Autor

Apresenta-se em seguida (Figura 73) o lançamento dos índices médios ($N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$) a cada metro, plotados com a variação da profundidade.

Figura 73 – Índices $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$ versus profundidade h .



Fonte: Autor

Ao plotar os índices versus a profundidade, observa-se que o comportamento do gráfico não é mais linear, sendo mais provável ser um polinômio de 2º ou de 3º grau. Não se observou disparate entre os índices de modo a poder destacar a ocorrência de maior ou menor influência. Observa-se uma boa aproximação entre os índices ao longo da profundidade estudada, o que graficamente comprova que o comportamento de ambos os índices é similar.

4.2. PROPOSTA DE MACROBERT *ET AL.* (2001) MODIFICADA.

Procurando igualmente buscar uma referência comparativa em outros trabalhos publicados, e por assim ser, uma equação que favorecesse prever a entrada de dados para se obter a variável resposta de interesse e assim definir um fator de correção, resolveu-se utilizar da proposta de MacRobert *et al.* (2011), com atualizações devido ao tipo de máquina e a metodologia, pois este autor adotara uma máquina penetrométrica japonesa, medindo os índices do *DPSH* a cada 30cm. Também adotara as normas ASTM para o ensaio *SPT* e Eurocódigo Parte 7 da EN 1997-2:2007, para o ensaio *DPSH*.

Adotando o critério do autor citado, conforme o item 2.5.3, a função testada será do tipo $N_{40(\bar{m})}/N_{SPT(\bar{m})}$ versus $N_{40(\bar{m})}$, com os dados extraídos da amostra saneada média, visto no item 4.1.3. Busca-se estimar o fator de correção K_{40} para prever o N_{SPT} equivalente $N_{SPT(eq)}$, visto na forma da Equação 28. Diferentemente da proposta de MacRobert *et al.* (2011), o atual trabalho adotou a ABNT e ISO para levantar as amostras de seus índices de resistência do N_{SPT} e N_{DPSH} , respectivamente. Assim, da mesma relação apresentada pelo autor citado, fora realizada este estudo, porém com os índices originários conforme metodologias prescritas nas últimas normas. Conservando a mesma correlação positiva, para que ambos os índices cresçam com a profundidade, é apresentada a relação, conforme Equação 38 e 39.

$$N_{SPT(eq)} = \frac{1}{K_{40}} \times N_{40(\bar{m})} \quad \therefore N_{SPT(eq)} = \frac{N_{40(\bar{m})}}{K_{40}} \quad 38$$

$$K_{40} = \frac{N_{40(\bar{m})}}{N_{SPT(\bar{m})}} \quad 39$$

A forma da Equação 28, sugerida por MacRobert *et al.* (2011) adequada para a Equação 38, coincide com a mesma obtida na literatura quando voltada às correlações *SPT* x *CPT* (e.g., Meyerhof (1956), Costa

Nunes e Fonseca (1959), Velloso (1959), De Mello (1971), Alonso (1980), Danziger e Velloso (1986), Menezes *et al.* (1991); Politano *et al.* (1998), como visto no item 2.5.1.

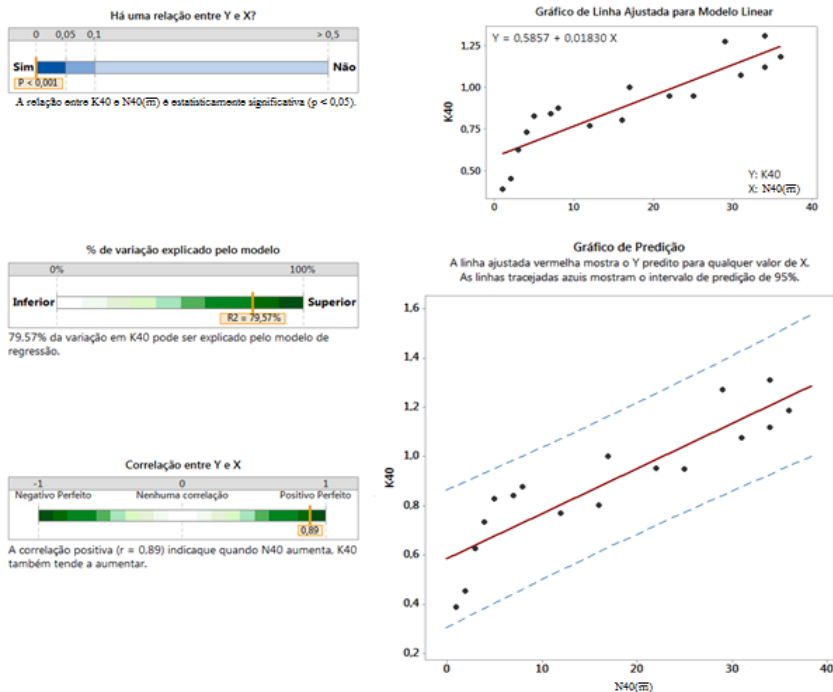
Os referidos autores utilizam a equação do tipo da Equação 40, para estimar a previsão de q_c (do ensaio CPT) sendo K em função do tipo do solo, que será tanto menor quanto menor for a dimensão dos grãos do solo.

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \therefore K = \frac{q_c}{N_{SPT}} \quad 40$$

N_{SPT} sem qualquer correção de energia, conforme apresenta Hachich *et al.* (2009).

Da última amostra saneada média e estudando, da relação K_{40} ($N_{40(\bar{m})}/N_{SPT(\bar{m})}$) versus N_{40m} , obtiveram-se os seguintes resultados, conforme a saída gráfica do Minitab, Figura 74.

Figura 74 – Saída gráfica do Minitab.



A relação linear testada é estatisticamente significativa. O coeficiente de determinação (R^2) informa que 79,57% da variação de K_{40} é explicada pela variação de $N_{40(\bar{m})}$. A correlação é forte e positiva, uma vez que o r é igual a 0,89. A Equação 42 representa o modelo estudado.

$$\frac{N_{40(\bar{m})}}{N_{SPT(\bar{m})}} = K_{40} = 0,5857 + 0,01830.N_{40(\bar{m})} \quad 41$$

Assim, o N_{SPT} equivalente ($N_{SPT(eq)}$), foi obtido da equação de regressão gerada, aplicando a Equação 41 na Equação 39, tem-se a Equação 42.

$$N_{SPT(eq)} = \frac{1}{0,5857+0,01830 \times N_{40\bar{m}}} \times N_{40(\bar{m})} \quad N_{SPT(eq)} =$$

$$\frac{N_{40(\bar{m})}}{0,5857+0,01830 \times N_{40(\bar{m})}} \quad 42$$

Para a amostra selecionada, os índices do $N_{40(\bar{m})}$ variam de no mínimo 2 e no máximo 39 (Tabela 11) e dessa forma, o valor K_{40} ficaria compreendido no intervalo $0,62 \leq K_{40} \leq 1,30$, significando dizer que quanto maiores forem os índices (N_{SPT} e N_{40}), maior será esta correção. Ainda, para solos residuais, o K_{40} também será maior quanto maior for a profundidade ou com o possível aumento da dimensão dos grãos do solo.

No Quadro 1 apresentado em 2.5, os autores fixam os fatores para a relação do tipo $K_1 = N_{DPSH}/N_{SPT}$, semelhante ao atual $K_{40} = N_{40(\bar{m})}/N_{SPT(eq)}$. Observa-se uma boa aproximação para a atual relação estudada, conforme a Tabela 13, quando comparada a relação com os citados autores.

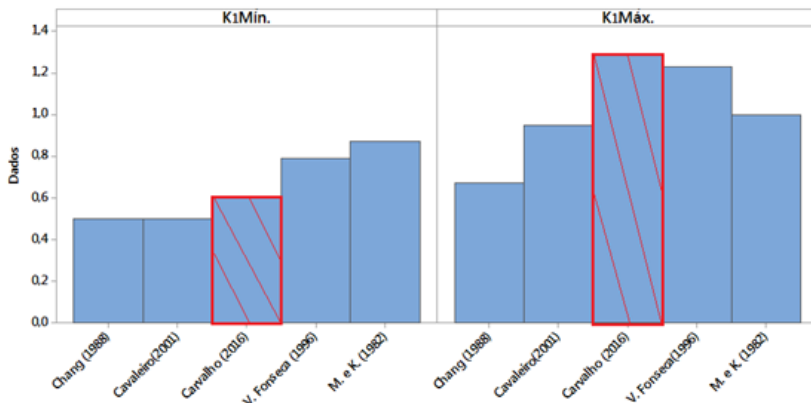
Tabela 13 – Comparação dos fatores de correção de alguns autores.

Autores / Ano	$K_1 = \frac{N_{DPSH}}{N_{SPT}}$
Muromashi e Kobayashi (1982)	$0,87 \leq K_1 \leq 1$
Chang (1988)	$0,50 \leq K_1 \leq 0,67$
Viana da Fonseca (1996)	$0,79 \leq K_1 \leq 1,23$
Cavaleiro (2001)	$0,50 \leq K_1 \leq 0,95$
Carvalho (2017)	$0,62 \leq K_1 \leq 1,30$

Fonte: Autor.

Tomando a Tabela 13 como referência, é proposto um gráfico de distribuição (Figura 75) onde o fator K_1 mínimo e K_1 máximo estariam distribuídos entre o mínimo e o máximo, conforme proposta de seus autores. A proposta desenvolvida nesta dissertação aparece em destaque.

Figura 75 – Gráfico de distribuição de dados ($K_1 = K_{40}$) mínimos e máximos x autores.



Fonte: Autor.

MacRobert *et al.* (2011), por meio da forma da Equação 27 apresenta o fator K_{DPSH} e compara seus resultados com os trabalhos desenvolvidos por Cerms e McKenzie (1988) e Warren (2007), conforme se observa na Tabela 14 (lado esquerdo da tabela). A modificação feita na referida tabela foi a inclusão da coluna que representa a média dos resultados dos autores (lado direito da tabela), assim como a última coluna, que reflete a proposta deste Autor.

Tabela 14 - Comparação dos fatores de correlação.

N30SB	Correlação Média			N40	Correlação Média	
	Fator sobre a escala de N30SB				Fator sobre a escala de N40	
	C & M* (1988)**	Warren (2007)**	Função Proposta ***		Média	Autor ***
0 - 15	0,8	0,9	1	0 - 15	0,9	0,7
15 - 30	1,5	1,1	1,3	15 - 30	1,3	1
30 - 45	2	1,7	1,6	30 - 45	1,8	1,3
45 - 60	3	2,1	1,9	45 - 60	2,3	1,5
60 - 75	4,5	2,3	2,2	60 - 75	3	1,8

* Cerms e McKenzie

** Interpretada graficamente

*** Determinada pelo teorema do valor médio

Fonte: MacRobert *et al.* (2011), modificado pelo Autor.

Observa-se que a validade $N_{40(\bar{m})}$ da proposta e sistema deste autor, através da Equação 41, atende apenas a primeira faixa proposta por MacRobert *et al.* (2011) e os autores citados em seu trabalho. Acima desse intervalo, os valores de K_{40} foram projetados conforme a citada equação. Mesmo assim, pela a ANOVA testada, os valores projetados foram aceitos e validados pelo teste estatístico.

Tabela 15 – ANOVA de um fator.

RESUMO

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância
Autores	5	8	1,6	0,225
Proposta	5	6,3	1,26	0,183

ANOVA

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	0,289	1	0,289	1,416666667	0,268071999	5,317655072
Dentro dos grupos	1,632	8	0,204			
Total	1,921	9				

Fonte: Autor.

As diferenças observadas na Tabela 14 podem estar ligadas ao tipo de equipamento e procedimentos utilizados no presente trabalho, assim como o número de elementos amostrais e tipo de solo característico. Mesmo assim, a diferença não foi significativa. Pela saída da ANOVA executada pelo *Excel* (Tabela 15), para as hipóteses $H_0: \bar{X}_1 = \bar{X}_2$ e $H_1:$

$\overline{X1} \neq \overline{X2}$, mostrou que a hipótese de igualdade deste fator pode ser aceita (*valor-p* $> \alpha$ e $F_{\text{crit}} > F$). Portanto, a média dos K_{DPSH} é semelhante, significando dizer que a proposta deste autor se assemelha àquela proposta por não existir diferença significativa entre as médias.

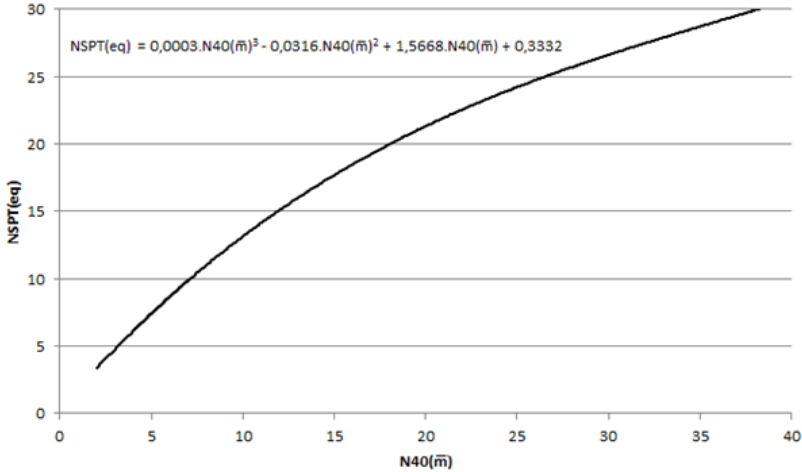
Ao voltar associar o $N_{40(\bar{m})}$, agora com o $N_{\text{SPT}(eq)}$ a cada metro, conforme os dados da Tabela 16, foi possível lançar mão de um ábaco para obter diretamente o $N_{\text{SPT}(eq)}$, quando obtido o $N_{40(\bar{m})}$, conforme é possibilitado pela Figura 76.

Tabela 16 – Dados e índices médios por metro.

Obs.	Prof. (m)	NSPT (\bar{m})	N40(\bar{m})	K40	NSPT(eq)
1	2	4	2	0,62	3
2	3	4	2	0,62	3
3	4	4	3	0,64	5
4	5	6	4	0,66	6
5	6	5	4	0,66	6
6	7	8	7	0,71	10
7	8	10	9	0,75	12
8	9	13	12	0,81	15
9	10	16	17	0,90	19
10	11	19	20	0,95	21
11	12	23	22	0,99	22
12	13	27	26	1,06	24
13	14	28	30	1,13	26
14	15	32	33	1,19	28
15	16	34	34	1,21	28
16	17	37	37	1,26	29
17	18	39	39	1,30	30

Fonte: Autor.

Figura 76 – Ábaco dos índices.

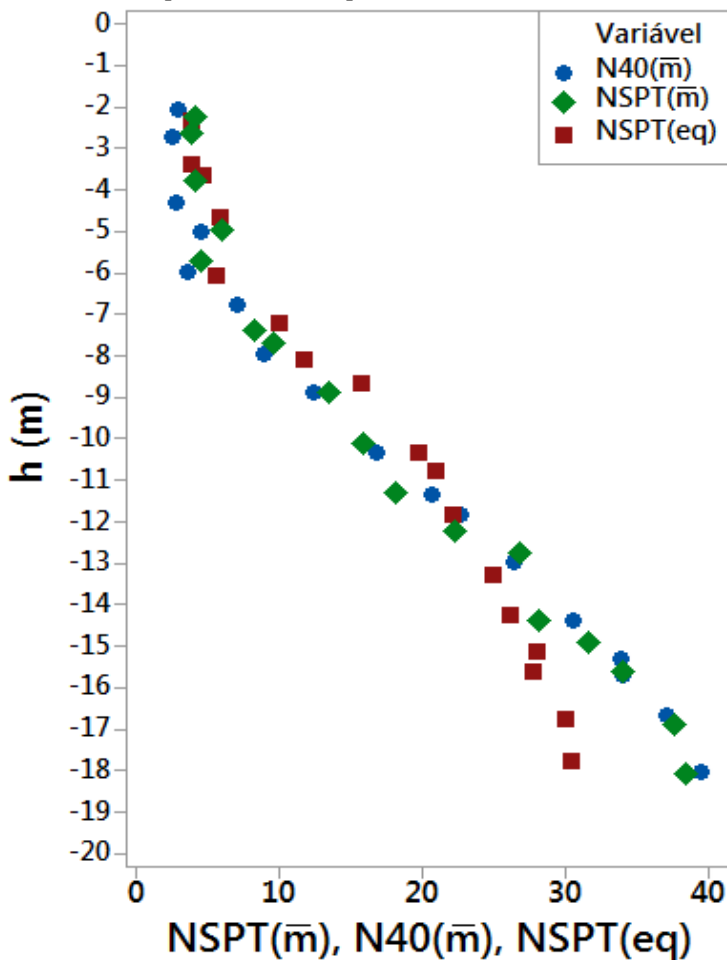


Fonte: Autor.

O comportamento não linear do gráfico da Figura 73 advém da replicação da Equação 42, que como visto não é linear. Portanto, do ábaco da Figura 76, dado qualquer o $N_{40(\bar{m})}$, obtém-se diretamente o $N_{SPT(eq)}$.

Na Figura 77, a título de análise de comportamento gráfico, plotam-se os índices $N_{SPT(\bar{m})}$, $N_{40(\bar{m})}$ e $N_{SPT(eq)}$ contra a profundidade h .

Figura 77 – Índices plotados versus a profundidade.



Observa-se um ponto de inflexão ao final pelos valores do $NSPT_{(eq)}$, muito provavelmente provocado pela disparidade entre os modelos (lineares e não lineares).

4.3. INFLUÊNCIA DA SATURAÇÃO DO SOLO

Após 24 horas do encerramento dos ensaios em campo, o NA do furo SPT e do $DPSH$ eram medidos a partir da boca do furo e em todos eles

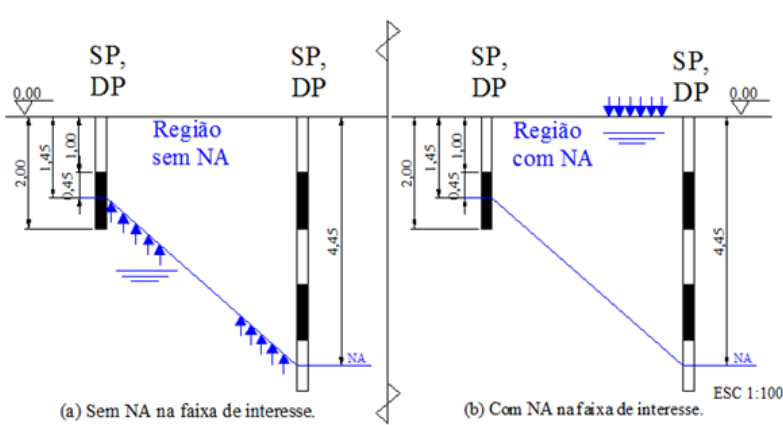
foi verificado que não houve diferença significativa entre as profundidades do NA.

Para testar e comparar os índices *SPT* e *DPSH* nos dois ambientes característicos (com e sem o NA) tratou-se de seleccionar duas faixas de estudo, conforme especificadas seguintes.

- Faixa sem NA: Seleccionada a amostra das campanhas que não se observaram a presença do NA na faixa das profundidades em que se obtiveram os índices válidos (1,45m a 4,45m);
- Faixa com NA: Seleccionada a amostra das campanhas que se observaram a presença do NA na faixa das profundidades em que se obtiveram os índices válidos (1,45m a 4,45m).

A Figura 78 esclarece melhor o esquema para a obtenção dos pares válidos nas faixas métricas seleccionadas.

Figura 78 – Desenho esquemático para a identificação da região com e sem NA.



Fonte: O autor.

Para as amostras representativas de ambas as faixas, as mesmas foram retiradas da amostra global não saneada, cada qual obtida nas respectivas regiões. A profundidade de até 4,45m justifica-se por ser a profundidade limite em que se atendeu o número mínimo de elementos amostrais (n válidos) para a composição estatística, evitando a micronumerosidade. No caso da correlação admitida, com apenas uma

variável independente (N_{40}), portanto, conforme a Equação 33 o número mínimo de elementos amostrais é 6 (seis).

$$n = 3.(k+1) \rightarrow n = 3.(1+2) \therefore n = 6$$

Do Quadro 7 (item 3.6.6), monta-se a Tabela 17 que traz o número de leituras dos índices por intervalo⁶.

Tabela 17 – Número de leituras por intervalo.

Intervalos	Sem NA	Com NA
0 - 1,45	24	29
2,00 - 2,45	10	30
3,00 - 3,45	8	30
4,00 - 4,45	7	32
Total	49	121

Fonte: Autor.

Para a primeira faixa (sem a presença do NA até 4,45m), dos 53 pares de furos, foram selecionados 24 onde o NA não estava compreendido entre 1 e 1,45 metros, 10 furos entre 2 e 2,45 metros e assim por diante, totalizando 49 observações de onde se extraíram os índices que após o saneamento passou para 44, compondo a amostra representativa, conforme a Tabela 18.

Tabela 18 – Amostra Global Saneada Média, sem NA

Observações	h(m)	N40(m)	NSPT(m)
22	2	2	5
10	3	6	6
6	4	5	5
6	5	7	7

Fonte: Autor.

De igual maneira, para o caso da região com NA, dos 53 pares de duros, foram selecionados 121 observações, que após o saneamento

⁶ O último intervalo possui 7 leituras (elementos) dos índices. Abaixo desse intervalo, alcançou-se um número inferior de leituras, causando a micronumerosidade.

passou para 80, compondo a amostra representativa, conforme a Tabela 19.

Tabela 19 – Amostra Global Saneada Média, com NA.

Observações	h(m)	N40(m)	NSPT(m)
22	2	1	5
18	3	2	4
20	4	3	9
20	5	4	6

Fonte: Autor.

Aplicando a metodologia da comparação de funções lineares, busca-se saber se o NA possui ou não influência significativa na relação estudada para o trecho selecionado. Para tanto, registra-se para cada metro, a média dos índices válidos do $N_{SPT(\bar{m})}$ e $N_{40(\bar{m})}$, com e sem a presença do NA (Quadro 18). A montagem do problema ficará conforme apresentado na Tabela 20.

Quadro 17 – Distribuição dos índices com e sem a presença do nível d'água.

NA	N40(m)	NSPT(m)
	(x)	(y)
Sem NA	2	5
	6	6
	5	5
	7	7
Com NA	1	5
	2	4
	3	9
	4	6

Fonte: Autor.

Os parâmetros obtidos estão contidos na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros resultantes

Parâmetros	Reta A (Sem NA)	Reta B (Com NA)	Reta (Z)
a	3,964	4,000	4,952
b	0,357	0,800	0,246
n	4	4	8
□	2	2	6
SQR	0,964	10,800	14,968

Fonte: Autor.

Aplicando os parâmetros na Equação 34, encontra-se o $F_{cal} = 0,5447$. O F_{tab} é encontrado na tabela F de *Fisher-Snedecor*, para $\alpha = 0,05$, $v1 = 4$ e $v2 = 2$, ou usando a função do Excel® “ $INV F(\alpha, v1, v2)$ ”, resultando $F_{tab} = 6,944$.

Como $F_{cal} < F_{tab}$, conclui-se, com o risco $\alpha = 5\%$, que o fator considerado (NA) não causa efeito sobre as variáveis em estudo, ou seja, com 95% de confiança, aceita-se a hipótese nula de que não existe diferença significativa entre as retas. Portanto, para este estudo, com as amostras selecionadas e à profundidade limite, o nível d’água não influencia na correlação dos índices estudados.

4.4. INFLUÊNCIA DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

Conforme o seu método descrito no item 3.4 e aplicando o conceito de comparação de funções lineares, para o presente caso, busca-se saber se as unidades geotécnicas consideradas possuem ou não influência significativa na relação estudada. Para tanto, monta-se o problema conforme o Quadro 18.

Quadro 18 – Distribuição das médias dos índices a cada metro os índices.

Unid. Geotécnica	Prof. h	N40	NSPT	Unid. Geotécnica	Prof. h	N40	NSPT
SEDIMENTAR	2	2	4	RESIDUAL	2	2	4
	3	2	4		3	2	4
	4	4	5		4	2	4
	5	5	5		5	3	6
	6	8	7		6	4	4
	7	8	8		7	6	7
	8	12	11		8	9	8
	9	13	15		9	11	10
	10	16	15		10	15	12
	11	21	21		11	18	17
	12	23	25		12	20	16
	13	26	27		13	24	26
	14	30	29		14	28	23
	15	30	30		15	29	23
	16	32	32		16	33	32
	17	35	34		17	36	34
	18	33	31		18	38	34

Fonte: Autor.

Os parâmetros obtidos estão contidos na Tabela 21.

Tabela 21 – Parâmetros resultantes.

Parâmetros	Reta Sed.	Reta Res.	Reta (Z)
A	1,044	1,524	1,342
B	0,951	0,850	0,899
N	17	17	34
□	15	15	32
SQR	21,065	61,750	108,076

Aplicando os parâmetros na Equação 34, encontra-se o $F_{cal} = 4,575$. O F_{tab} é encontrado na tabela F de Fisher-Snedecor, para $\alpha = 0,05$, $v1 = 2$ e $v2 = 30$, ou usando a função do Excel® “ $INV F(\alpha, v1, v2)$ ”, resultando $F_{tab} = 3,316$.

Como $F_{cal} > F_{tab}$, conclui-se que ao nível de significância de $\alpha = 5\%$, o fator considerado (tipo de solo) causa efeito sobre as variáveis em estudo. Assim, com 95% de confiança, aceita-se que existe diferença significativa entre as retas, portanto, para este estudo, com as amostras selecionadas e com os tipos de solos que compuseram as unidades geotécnicas definidas, estas influenciaram na correlação dos índices

estudados, o que era de fato esperado, pois a resistência maior ou menor do solo sempre estará em razão do tipo do solo.

Conclui-se assim que, na Equação 42, o valor do índice esperado de $N_{SPT(eq)}$ é provocado não só pela alternância do índice $N_{40(\bar{m})}$, mas também depende da variável unidades geotécnicas. Por assim ser, poderia suscitar a coparticipação de duas equações distintas ou o coeficiente de correção K_{40} para cada tipo de solo, não sugerido neste trabalho.

Na prática, em campanhas de sondagem que se pretenda agregar informações de penetrômetros contínuos tipo *DPSH* juntamente com os índices do ensaio *SPT*, deve-se levar em consideração as unidades geotécnicas definidas conforme o tipo do solo característico da região.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Serão apresentadas a seguir as principais conclusões da presente pesquisa em sintonia com os objetivos específicos definidos desta dissertação, além de algumas sugestões para trabalhos futuros que poderão trazer contribuições adicionais ao tema analisado.

5.1. CONCLUSÕES

A presente pesquisa buscou correlacionar o ensaio SPT com o ensaio DPSH, através da seleção e análise de 40 campanhas de sondagens SPT e DPSH, executados em 22 bairros da região urbana da cidade de Joinville/SC. Das 770 leituras obtidas dos respectivos índices de resistência (N_{SPT} ; N_{DPSH}), e, submetidos ao rigor estatístico, procurou-se avaliar, conjuntamente, a influência dos universos geotécnicos e o nível d'água presente na região.

Preliminarmente, os dados sem tratamentos estatísticos, contou com alta variabilidade de seus índices. De maneira geral, o ensaio SPT se mostrou mais disperso que o DPSH, podendo tal variabilidade estar relacionada com a energia depositada no sistema (principalmente com a altura de queda do martelo), uma vez que no SPT o disparo é manual e no DPSH, é automático e frequente. Apesar disso, a correlação (r) foi considerada forte (0,60 a 0,90), o coeficiente de determinação (R^2) alcançou 50% revelando que os modelos explicaram somente 50% da variabilidade dos dados, portanto, merecendo passar por um saneamento amostral.

A realização do saneamento amostral na amostra originária permitiu a diminuição da variabilidade encontrada na amostra global, uma vez que a retirada de elementos de forma controlada, as discrepâncias diminuíram. Também se observou que as amostras possuíam distribuição normal e houve aumento da força de correlação r , por consequência, um maior coeficiente de determinação, R^2 , validando, portanto as relações estudadas.

Procurando obter um único índice a cada metro investigado, um novo estudo foi realizado selecionando as amostras saneadas anteriores e obtendo-se novas amostras tomadas a partir da média de todos dos índices de cada metro. Os comportamentos dos gráficos de dispersão mostraram que o modelo mais adequado seria a relação linear. Também houve

acréscimos do R^2 . No caso, chegaram-se às seguintes conclusões para esta etapa:

- Com os coeficientes de correlação e determinação altos e levemente maiores que os das etapas anteriores, comprova-se que a relação adotada foi estatisticamente significativa;
- Atenderam-se os pressupostos para aceitabilidade através de testes estatísticos;
- Atribuiu-se que o modelo de regressão fosse mais bem representado por uma equação linear ($N_{SPT(m)} = 1,533 + 0,9400 \times N_{40}$), pois as equações polinomiais (quadrática e cúbica), com seus R^2 maiores que a linear, observou-se a presença de *outlier*, rejeitando a hipótese de considerá-las, além de ter sido rejeitada a hipótese da regressão pela ANOVA.
- Para o modelo adotado, o coeficiente de determinação (R^2) explica que 99,54% da variação do $N_{SPT(m)}$ pode ser explicado pela variação do $N_{40(m)}$. Que a correlação (r) igual a 1,0 é tida como positiva e perfeita, ou seja, uma mudança em $N_{40(\bar{m})}$ está associada a uma mudança proporcional e direta do $N_{SPT(\bar{m})}$.
- Demais testes numéricos e gráficos foram igualmente satisfatórios.

Esta abordagem preliminar permitiu dar suporte à continuidade do estudo, bem como modelou adequadamente os dados, permitindo que os resultados fossem comparados com os atuais estudos desenvolvidos sobre o tema. Ao adequar o presente estudo para o de MacRobert *et al.* (2011), verificou-se uma boa aproximação dos dados apresentados. Do contrário, o trabalho de Vidal e Boopp (2014), não conseguiu ser significativo ao ponto de considerá-lo nesta pesquisa.

Para a amostra representativa, independentemente da sazonalidade, o NA presente nos furos considerados não influenciou os resultados obtidos, significando dizer que o nível d'água presente no solo não é um fator que possa influenciar significativamente a relação estudada. Além disso, não se observou pontos de inflexões que pudessem estar relacionados à presença d'água.

As unidades geotécnicas identificadas influenciaram os resultados obtidos, merecendo um maior estudo sobre esta sua coparticipação.

Finalmente, de todo o conteúdo apresentado nesta dissertação, observou-se que as relações dos índices medidos por meio das funções

obtidas foram satisfatórias e aceitas, validando, portanto, a coparticipação do ensaio DPSH no cenário das investigações geotécnicas disponíveis no mercado nacional.

5.2. RECOMENDAÇÕES

Limitado ao tema da comparação entre esses diferentes tipos de ensaios dinâmicos, um descontínuo (*SPT*) e outro contínuo (*DPSH*), nem tudo foi possível considerar neste estudo. Desta feita, sugere-se que o presente estudo avance sobre alguns tópicos, quais sejam:

- Comparação entre as resistências dinâmicas do *SPT* e *DPSH* ($N_{SPT} \times q_d$), onde q_d é a resistência dinâmica de ponta, obtida das leituras do N_{20} , transformadas em resistência, que leva em conta a inércia do conjunto poteira-haste-batente;
- Aprofundamento da comparação entre o *SPT* mecanizado e o *DPSH*;
- Comparação do uso do torque entre os dois sistemas (*SPT-T* x *DPSH-T*), uma vez que a atual norma da ISO, 22476-2:2012, recomenda o uso do torque a cada metro;
- Estudo dos índices N_{SPT} e N_{DPSH} e suas correlações considerando a perda de energia, cada qual em seu sistema (manual e mecanizado ou ambos mecanizados), pois essa perda não foi atribuída e nem medida na presente dissertação;
- Aplicar a análise de variância (ANOVA) para avaliar a igualdade das médias das amostras de N_{20} e assim identificar o perfil do solo. Podendo o solo possuir consistência ou compacidade semelhante, e, admitindo que o comportamento dos índices em cada etapa de penetração (20cm) possuem médias iguais para confirmar a hipótese nula ou refutar tal hipótese quando não possuírem médias iguais. Desta forma, é possível desenvolver um código para apoiar a interpretação dos ensaios *DPSH*.
- Aprofundamento do estudo estimativa de capacidade de carga de estacas, através de ensaios *DPSH*;
- Mapeamentos e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios *DPSH*.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Normalização/Objetivos**. Disponível em: <http://www.abnt.org.br/normalizacao/o-que-e/objetivos> Acesso em 08 fev. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). **Manual de Sondagens**. 5. ed. São Paulo: ABGE, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6023: **Informação e documentação: referências: elaboração**. Rio de Janeiro, 2002. 24 p.

ASSUNÇÃO, J. W. (2002). **Curvas de dosagem para concretos convencionais e aditivos confeccionados com materiais da região noroeste do Paraná**. Dissertação de Pós-Graduação - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

ALBIERO, J. U. (1990). **Correlação entre resistência de cone Q_c e resistência à penetração (SPT) para solos lateríticos**. IX COBRAMSBF, Salvador, Bahia, vol. 2, pp. 187-194.

ALVES, A. **Avaliação da Capacidade de Suporte e Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplanagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone**. 2002. Dissertação de Pós-Graduação - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

ANDRIOTTI, J. L. S. **Fundamentos de Estatística e Geoestatística**. São Leopoldo: Unisinos, 2003.

Aoki, N, Cintra, J.C.A. (2000). **The application of energy conservation Hamilton's Principle to the determination of energy efficiency in SPT tests**. VI International Conference on the Application of the Stress-Wave Theory to Piles, São Paulo, p. 457-460.

ARAÚJO, C. M. S. *et al.* **Especificação e procedimentos de sondagem à percussão de simples reconhecimento – SPT**. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, São Paulo/SP, n. 68, p. 40-48, maio. 2016.

AVESANI, F. P. B. (2010). **Sísmica up-hole em conjunto com sondagem DPSH**. 2010. 44f. Monografia - Universidade Estadual Paulista – UNESP, São Paulo.

AZEVEDO, C.P.B.; GUIMARÃES, M.G.D. **Proposição de uma equação de correlação entre resultados de sondagens tipo DPL e valores NSPT**. Puerto Iguazú; ERIAC, 2009.

BAILLOT, R.T. e RIBEIRO JR., A. (1999). **Sondagem a Percussão: Comparação entre Processos Disponíveis para Ensaios SPT. Solos e Rochas**. V. 22, N. 3. ABMS. São Paulo.

BARBETTA, P. A. **Estatística aplicada às Ciências Sociais**. 8. Ed. rev. – Florianópolis: Ed. Da UFSC, 2012. 318p.

BARBOSA, A. **Estudos preliminares sobre o campo térmico de Joinville, SC**. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, SC, 2009. 87p.

BELINCANTA, A. **Energia dinâmica no SPT, resultados de uma investigação teórico-experimental**. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica, USP, São Paulo-SP, 2004.

BELINCANTA, A. **Energia dinâmica no SPT: resultados de uma investigação teórico-experimental**. 217 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

BESSA, C.S.R.B. **Caracterização Mecânica dos Maciços Através de Ensaios “In Situ”**. Dissertação de Mestrado, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal, 2009.

BICALHO, K. V.; SANTOS, M. D.; BARBIERI, M.L. (2016). **Correlações entre resultados de Sondagens SPT e Ensaio de Penetração Dinâmica Contínua (PD) para Areias da Grande Vitória**. XVIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, MG.

BPI CONSULTING. *Anderson-Darling test for normality*. 2011. Disponível em: <<http://www.spforexcel.com/anderson-darling-test-for-normality>>. Acesso em: 12 out. 2010.

C. MacRobert, D. Kalumba y P. Beales. *Correlating Standard Penetrating Test and Dynamic Probe Super Heavy Penetration Resistance Values in Sandy Soils*. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, Volume 53 Number 1, April 2011.

CAMPOS, M. S. **Desvendando o MINITAB**. Rio de Janeiro: Qualitymark, 2003.

CARVALHO, I. S.. **Proposta para Certificação das Empresa de Sondagens à Percussão – TIPO SPT**. *Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Mato Grosso*, Cuiabá, Mato Grosso, 2012.

CASELLA, G; BERGER, R.L. **Inferência estatística**. 2 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2010.

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** - Revista Brasileira de Geotecnia , São Paulo, v. 24, n.2, 2001.

CAVALCANTE, E. H. **Investigação teórico-experimental sobre o SPT**. 410p. Tese (Doutorado) – Coppe-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

CAVALCANTE, E. H., Danzinger, F. A. B. & Danzinger, B. R. (2006). **O SPT e alguns desvios da norma praticados no Brasil**. Cobramseg, Curitiba, PR, Brasil. Anais eletrônicos (acessado em 28/12/2015)

CINTRA, C. A. *et al.* **Fundações: ensaios estático e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Texto, 2013.

CINTRA, J.C.; AOKI, N; ALBIERO. (2011). **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 140p.

CONCIANI, W. (2006). **Fundações para construção de Habitação de Interesse Social no Estado de Mato Grosso**. Cuiabá: CEFETMT.

CONCIANI, W. **Fundações - Projeto resulta em ensaios simplificados para casas populares**. Revista Habitare, 04/2008. Disponível em: <<http://www.habitare.org.br/ConteudoGet.aspx>> Acesso em: 02.jun.2015, 15:34:23.

DANTAS, R.A. **Engenharia de avaliações: uma introdução à metodologia científica**. São Paulo: Pini, 2005.

DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. A. (1986). **Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua**. VIII COBRAMSRF - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, RS., pp. 103-113.

DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7ed. – São Paulo: PC Editorial Ltda, 2012.

DAVISON DIAS, R. **Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais**. Revista do Instituto Geológico (IG). Vol. Especial. São Paulo, 1995. p. 51-55.

Disponível em:
<<http://ppegeo.igc.usp.br/pdf/rig/v16nesp/v16nespa07.pdf>>. Acesso em: 01 mai. 2016.

DAVISON DIAS, R. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese de Doutorado em Engenharia - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro. RJ, 1987, 309p.

DE MIO, G. & GIACHETTI, H. L. **O Uso Combinado de Sondagens CPTU, DPSH e coleta de amostras utilizando um penetrômetro automático multifunção**. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. 2002, Ouro Preto/MG.

DELATIM, I. J.; OLIVEIRA, E.; MONTICELI, J. J., VAS, L. P. **Manual de Sondagens** – Boletim n° 3. 5ed. São Paulo: ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2013, 203p. (Boletim livro)

ENGEORPS e PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE: **Plano Municipal de saneamento Básico de Joinville – SC (2010)**. Disponível em:

<http://sistemaspmj.joinville.sc.gov.br/documentos_vivacidade/1022-PMJ-PMS-RTP003-R1.pdf>. Acesso em 08/02/2016.

Atala Abad, C. A. (2011). **Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de**

penetración. Universidad Nacional de Ingeniería. Programa Cybertesis PERÚ

FATMA (2002). **Atlas ambiental do complexo hídrico da Baía da Babitonga.** Florianópolis: SDM.

FERNANDES, M.M. **Mecânica dos Solos.** Vol.2, 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 576p.

GADEIKIS S., ŽARŽOJUS G., URBAITIS D.: **Comparing CPT and DPSH in Lithuanian soils, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.** Volume 2&3: Technical Papers, Session 3: Applications, Paper No. 3–22, 2010.

GOLDBERGER, Arthur (1989). “**The ET Interview: Arthur S. Goldberger**”. *Econometric Theory*, vol 5: 133-160.

GONÇALVES, Mônica Lopes. **Geologia para planejamento de uso e ocupação do município de Joinville. 1993.** Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) – Instituto de Geociência, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993. Disponível em: <<http://www.teses/disponiveis/44/44133/tde-22062015-133432/>>. Acesso em 2016-06-02.

GONÇALVES, Vítor *et al.* (2009) - **Dados geotécnicos e geofísicos : exploração de novas formas de visualização.** In Encontro Português de Computação Gráfica, 17, Covilhã, 29-30 de Outubro - Actas. Covilhã : Microsoft : UBI. P. 207-211

GRANDISK, P. **Do mau uso da inferência estatística aplicada às avaliações imobiliárias.** 12p. V Seminários Internacional da LARES (Latin American Real Estate Society) realizado em São Paulo, setembro de 2005. Disponível em <<http://www.mrcl.com.br/trabalhos/grandiski.pdf>> Acesso em 05/02/2016

GUJARATI, Damodar. **Econometria Básica.** Rio de Janeiro: Elsevier, 2006.

HACHICH, W., VILLEFORT, L. F. C. B., SCHMIDT, C. F.(2006). **Comparações entre os processos manual e mecanizado de execução**

do **SPT**. XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, PR, Brasil

HIGASHI, R. A. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, 2006.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Mapa de Biomas do Brasil. 2004**. Disponível em: id_noticia=169>. Acesso: 15 jul. 2014. <http://www.ibge.gov.br/home/presidencia/noticias/noticia_visualiza.php?>

IPPUJ - FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE. *Joinville Bairro a Bairro*, 2005.

ISSMFE (1989). Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16, **Report with reference test procedures CPT-SPT-DP-WST**. Information No. 7, Swedish Geotechnical Institute.

LAPPONI, J.C. **Estatística usando Excel**. 4. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2005.

LOBO, O, B. (2005) **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicando os conceitos de energia do ensaio SPT**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Univ. Fed. do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LUKARIANTCHUKI, J. A. (2012) **Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica**. 2012. 365 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos.

LYOMASA, W. S. **Manual de sondagens** – Boletim n° 3, 4ed. – São Paulo: ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. (Série boletim), 1999, 73p. (boletim livro)

MACROBERT, C.; KALUMBA, D.; BEALES, P. **Correlating Standard Penetration Test and Dynamic Probe Super Heavy penetration resistance values in sandy soils.** J. S. Afr. Inst. Civ. Eng., Apr 2011, vol.53, no.1, p.46-54. ISSN 1021-2019

_____. **Test procedures and design use in South Africa.** Civil Engineering, p. 29, 2010.

MARTINS, J. B. e MIRANDA, T. F. S. (2003). **Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal - Algumas Correlações.** Disponível em: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/2547>. Acesso em 17.jun.2016.

MELO FILHO, H. B. **Aplicação do cone de penetração dinâmica (CPD) como alternativa para fundações rasas.** Dissertação de Mestrado. Universidade de Campina Grande/Paraíba, 2007.

MIGUEL, M. G. **Estudo Preliminar de Estimativa de Capacidade de Carga de estacas, Utilizando Parâmetros do Ensaio de DPSH, em Londrina/PR.** V Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura, Vol. 1, pp.1-3, Maringá, PR, Brasil, 2005.

MINITAB. **Guia de introdução ao Minitab 17.** Disponível em: http://www.minitab.com/uploadedFiles/Documents/getting-started/Minitab17_GettingStarted-pt.pdf Acesso em 20.jan.2016.

MONTEIROS, M. D.; ROCHA, H. C.; NETO, F. R. **Avaliação da qualidade das sondagens geotécnicas à percussão nos projetos.** Revista de Engenharia Out./Nov./2011 - ANO 69 - N.º 607 www.brasilengenharia.com.br , ENGENHO editora técnica, acessado em 28/12/2015.)

MONTGOMERY, D. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros.** Rio de Janeiro: LTC, 2015.

MORAES, M. L. **Estacas de compactação para melhoramento de solos arenosos fofos e uso de penetrômetro dinâmico pesado na avaliação dos resultados.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória/ES, Julho, 2008.

MORAES, M. L.; BICALHO, K. V.; ZANDONADE, E.; CASTELLO, R. R. (2006). **Estudo de Resultados de Sondagens SPT e Ensaio de Penetração Dinâmica Contínua (PD) para Areias da Grande Vitória – ES**. Disponível em: <<http://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/IIgeojovem2006/2006-moraes-bicalho.pdf>> Acesso em: 04.jan.2016.

NILSSON, T.U. **O Penetrômetro Portátil DPL Nilsson**. V SEFE 2004 - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, SP, Brasil, 10p.

NILSSON, T. U. **Comparações entre DPL Nilsson e SPT**. Geosul 2004 – Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba, PR, Brasil, 10p.

ODEBRECHT, E. (2003). **Medidas de Energia no Ensaio do SPT**, Tese Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, 230p.

ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F.; ROCHA, M. M.; LOBO, B. O.; ROSA, S. D. (2008). **Novas Tendências do SPT**. Anais – XIV – COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Búzios/RJ.

OLIVEIRA, E. S. **Análise de dados não-normais no contexto da metodologia six sigma**. Trabalho de diplomação (Graduação em Engenharia de Produção e Gestão) – Instituto de Engenharia de Produção e Gestão, Universidade Federal de Itajubá – UNIFEI, Itajubá, 2005.

OLIVEIRA, E. C. (2008). **Comparação das diferentes técnicas para a exclusão de outliers**. ENQUALAB – Congresso de Qualidade em Metrologia. São Paulo/SP.

PASTORE, E. L. **Olhar para além da crise**. Revista Fundações & Obras Geotécnicas. São Paulo, Ano 6, n.69, p.3, jun. 2016

PEREIRA, R.S. **Estatística e suas Aplicações**. Porto Alegre: Grafosul, 1970.

PEREIRA, T. C.. **Uma contribuição para a determinação de propriedades físicas de materiais granulares compactos, com recurso a penetrômetro dinâmico ligeiro**. Mestrado Integrado em Engenharia

Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

POLITANO, U. F; CASTELLO, R. R. (1982). **Densificação de areia com rolo vibratório para fundação direta**. VII COBRAMSRF - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Olinda, Recife, PE.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE: **Plano Municipal de saneamento Básico de Joinville – SC (2010)**. Disponível em: <http://sistemaspmj.joinville.sc.gov.br/documentos_vivacidade/1022-PMJ-PMS-RTP003-

PRUDÊNCIO, Jr., L. R. **Apostila da Disciplina Métodos Estatísticos**. 2013. 88f. Universidade Federal de Santa Catarina, Núcleo de Pesquisa em Construção, Curso de Mestrado em Engenharia Civil.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

RELATÓRIO FINAL DAS ATIVIDADES DO LABGRID. **Laboratório de Gestão de Riscos de Desastres**. Florianópolis, 2014. Centro Universitário de Estudos e Pesquisa sobre Desastres da Universidade Federal de Santa Catarina – CEPED/UFSC.

RIBEIRO, J. M. C. **Avaliação e correlação de parâmetros físicos e mecânicos de um solo residual granítico**. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal/2011.

RIBEIRO, J.M.G. e OLIVEIRA, T.M.N. **Cartilha Geográfica: Bacias hidrográfica dos Rios Cubatão (Norte) e Cachoeira**. 1ed. Joinville. Mercado de Comunicação, 2014. 40p. Disponível em <<http://www.cubataojoinville.org.br/index.php?site=publicacoes>> Acesso em 08/02/2016.

RICHARDSON, R.J. **Pesquisa Social – Métodos e Técnicas**. São Paulo: Atlas, 1989.

RODRIGUES, J. C. **Geologia para engenheiros civis**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1978.

RÖHM, S.A. (1984). **Considerações sobre Penetrômetros Dinâmicos Leves Aplicados na Construção e Avaliação de Pavimentos de Baixo Custo**. Dissertação de mestrado EESC/USP. São Carlos, 109 p.

SANTA CATARINA. Departamento Estadual de Geografia e Cartografia. **Mapa geral do Estado de Santa Catarina**. Florianópolis, 1958. 1 mapa: 78 x 57 cm. Escala: 1:800:000.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado de Coordenação Geral e Planejamento. Subsecretária de Estudos Geográficos e Estatísticos. **Atlas escolar de Santa Catarina/Secretaria de Estado de Coordenação Geral e Planejamento, Subsecretária de Estudos Geográficos e Estatísticos**. Rio de Janeiro, Aerofbto Cruzeiro, 1991, 96p.

SANTOS, H. G. *et al.* **Sistema brasileiro de classificação dos solos**. - 2ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2006. 306p.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina Textos, 2000. 189p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. – 2.3d. São Carlos: Oficina de Textos, 2012. 223p.

SILVA, A. **Estatística aplicada com o Minitab**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2015.

SILVA, D. F.; MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A. **Estudo Preliminar de Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas Através de Ensaio DPL e DPSH em Londrina/Pr**. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotecnia (COBRAMSEG), 2006.

SOUZA, J. M. S. (2009). **A Influência da Compacidade das Areias nas Correlações entre os Ensaio de Cone e o SPT**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Centro de Tecnologia e Ciência. Rio de Janeiro, RJ, 249p.

SOUZA, G. D. B. (2016). **Caracterização de unidades geotécnicas com ênfase na capacidade de suporte do subsolo no Município de Florianópolis/SC com base em um banco de dados de sondagem à**

percussão (SPT). Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, SC.

SPAGNOLI, G. **An Empirical Correlation Between Different Dynamic Penetrometers. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**. Volume 12, 2008 — Bundle C. p. 1-11.

THIESEN, S. **Aplicação de Ferramenta SIG para Mapeamento Geotécnico e Cartas de Aptidão para Fundação a partir de Ensaios SPT: Um Estudo de Caso em Blumenau/SC**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, SC, 2016.

TSUHA, C. H. C. **Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e em sapata**. Dissertação, 2003.

UBERTI, A.A.A. (2011). **Boletim técnico do levantamento da cobertura pedológica do Município de Joinville**. Disponível em http://sistemaspmj.joinville.sc.gov.br/documentos_vivacidade/Mapa%20de%20Fragilidade%20Ambiental%20de%20Joinville/Boletins/Boletim%20Técnico%20do%20Município%20de%20JOINVILLE%20-%20RF.pdf. Acesso em 10 jan. 2016.

VEIGA, A. Q. N.(2011). **Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros-Leiria**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Coimbra. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Coimbra, Portugal,362p.

VIANA DA FONSECA, A. (1996). **Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações diretas**. Tese de doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal.

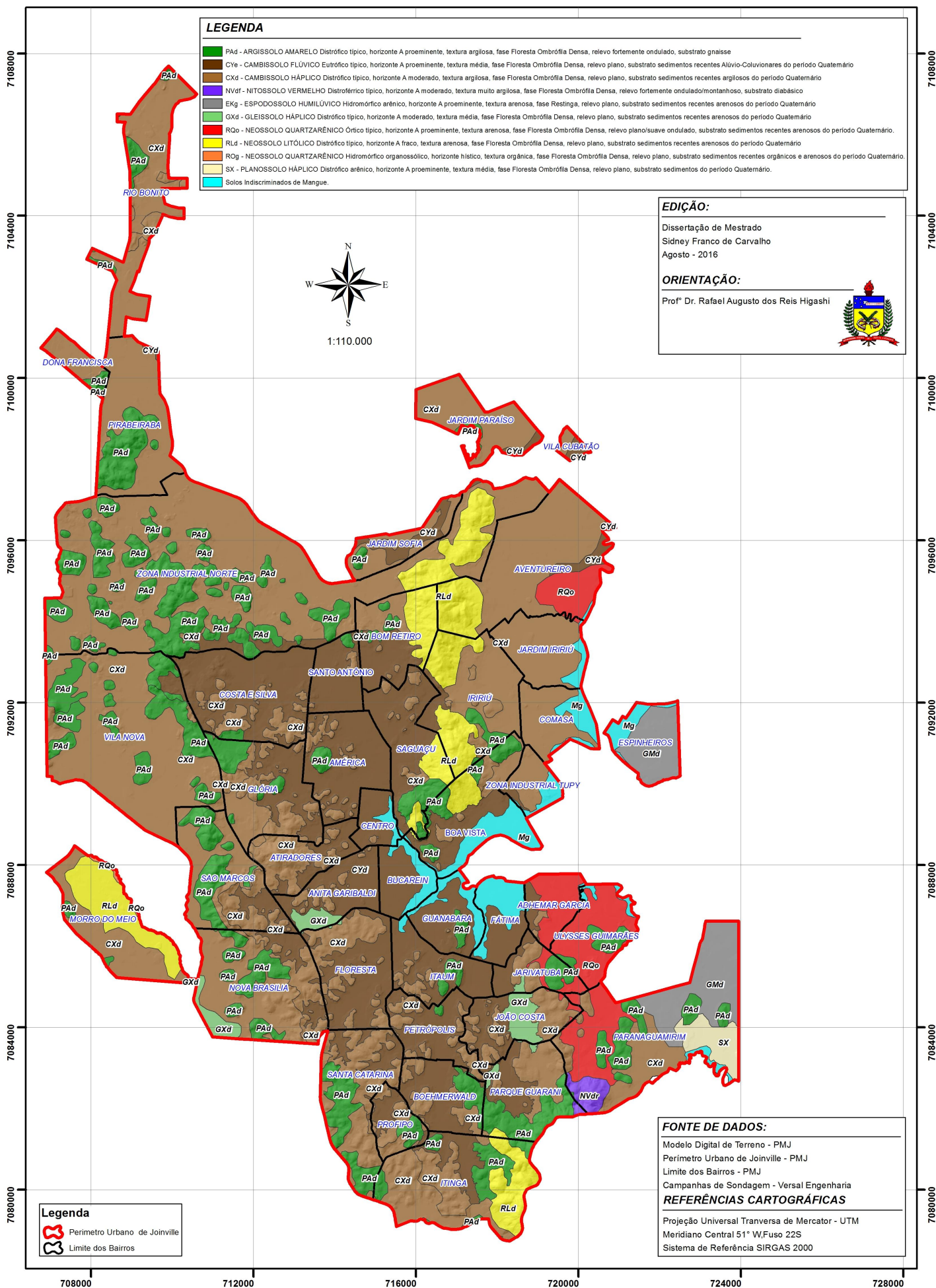
VIDAL, S. A e BOOPP, M.J. **Correlación de resultados ensayos DPSH e SPT em suelos finos**. VIII Congreso Chileno Ingeniería Geotécnica, 2014.

WERKEMA, M. C. C. (1996). **Como estabelecer conclusões com confiança: entendendo inferência estatística**. Belo Horizonte/MG: Fundação Christiano Ottoni, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 279p.

ZUQUETTE, L.V. Importância do mapeamento geotécnico no uso e ocupação do meio físico: fundamentos e guia para elaboração. Tese (Livre Docência). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, 1993.

**ANEXO A - MAPA PEDOLÓGICO DA ÁREA URBANA DE
JOINVILLE.**

MAPA PEDOLÓGICO



APÊNDICE A - MAPA DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS.

MAPA GEOLÓGICO

