

**CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS *IN
SITU* DE PENETRAÇÃO DINÂMICA DP COM O ENSAIO
STANDARD PENETRATION TEST**

André Filipe Gonçalves Afonso

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Dezembro de 2016

CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS IN SITU DE PENETRAÇÃO DINÂMICA DP COM O ENSAIO STANDARD PENETRATION TEST

André Filipe Gonçalves Afonso

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientador:

Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula

Dezembro de 2016

Agradecimentos

Dedico este espaço a todos os que contribuíram de alguma forma para o bom êxito deste trabalho. Obrigado.

Ao Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula agradeço o ter aceite a orientação deste trabalho, designadamente os conselhos, apoio, ensinamentos e dedicação.

Agradeço à Direção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, a disponibilidade dos meios que permitiram a realização deste estudo.

Agradeço ainda à Eng.^a Hermínia Morais, ao Sr. Octávio Pereira e Sr. João Pires do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção da ESTIG, pela sua colaboração na realização dos ensaios efetuados, indispensáveis à concretização desta dissertação.

Finalmente, mas não menos importante, o meu especial agradecimento à minha família e amigos que me apoiaram incondicionalmente ao longo deste percurso.

Resumo

O presente trabalho pretende apresentar e correlacionar os resultados obtidos através de ensaios ao solo com o Penetrómetro Dinâmico Superpesado(DPSH) e com o Standard Penetration Test (SPT), executados em diferentes solos na região do nordeste transmontano com o equipamento e os meios disponíveis no Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança.

São tecidas algumas considerações sobre a importância da caracterização geotécnica do solo em espaço urbano, descritas as vantagens e inconvenientes da utilização de ensaios de laboratório e de ensaios *in situ* e referido o carácter complementar dos dois tipos de ensaios.

Nos locais avaliados, foram realizados diversos ensaios de campo e de laboratório, permitindo a identificação dos solos e determinação dos seus parâmetros geotécnicos.

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, foi possível reunir um conjunto de informações sobre os terrenos analisados e sobre as características dos equipamentos utilizados, fundamentais para investigações futuras.

Por ultimo, pretende-se também demonstrar a importância e as vantagens inerentes da associação dos ensaios SPT e DPSH nas campanhas de caracterização geotécnica.

As relações obtidas entre o número de pancadas do DPSH e SPT (N_{SPT}/N_{DPSH}), é de 0,70 a 1,58, e o valor de R^2 varia entre 0,88 a 0,96. Estes coeficientes, sendo próximos da unidade são bons resultados, o que indica uma boa correlação entre os resultados dos dois tipos de ensaios.

Abstract

The present work intends to present and correlate the results obtained from the Dynamic Penetrometer Super Heavy Weight Test (DPSH) and the Standard Penetration Test (SPT), executed in different soils in the northeast region of Portugal and with the equipment available in the geotechnical laboratory of the Polytechnic Institute of Bragança.

Some considerations are made about the importance of geotechnical characterization of soil in urban area. Also the advantages and disadvantages of the use of laboratory and *in situ* tests and the complementarity between this two types of tests are described.

In the analysed sites, several field and laboratory tests were carried out, allowing to soil identification and obtaining the geotechnical parameters.

Through the work carried out, it was possible to gather a set of information of the soils analysed and the characteristics of the test equipment used, fundamental to future research.

Finally, it is also intended to demonstrate the importance and inherent advantages of the association of the SPT and DPSH tests in the *in situ* geotechnical characterization.

Índice

Agradecimentos.....	i
Resumo	iii
Abstract	v
Lista de figuras	ix
Lista de tabelas	xiii
Abreviaturas e Símbolos	xv
1. Introdução.....	1
1.1. Objetivos.....	1
1.2. Metodologia aplicada	2
1.3. Estrutura da tese	3
2. Metodologias de avaliação das características mecânicas de solos.....	4
2.1. Considerações iniciais.....	4
2.2. Ensaio <i>in situ</i> versus ensaios de laboratório	4
2.3. Ensaio <i>in situ</i>	6
2.3.1. Standard Penetration Test (SPT)	11
2.3.1.1. História do SPT	12
2.3.1.2. Equipamento e ensaio.....	15
2.3.1.3. Fatores com influência nos resultados do ensaio SPT	18
2.3.1.4. Correções ao valor do N_{SPT}	21
2.3.1.5. Correlações de N_{SPT} com as características e parâmetros do solo	25
2.3.2. Penetrômetros dinâmicos (DP)	41
2.3.3. Correlações existentes entre o SPT e O DPSH.....	47
2.4. Ensaio de laboratório.....	51
3. Plano de trabalhos e caracterização geotécnica	57
3.1. Considerações iniciais.....	57
3.2. Apresentação do local em estudo	57
3.3. Equipamento utilizado	58

3.4.	Ensaio de identificação.....	60
3.4.1.	Campo Experimental 1	60
3.4.2.	Campo Experimental 2	61
3.4.3.	Campo Experimental 3	62
3.5.	Ensaio SPT	63
3.5.1.	Considerações iniciais	63
3.5.2.	Campo experimental 1	64
3.5.3.	Campo Experimental 2	67
3.5.4.	Campo Experimental 3	71
3.6.	Considerações finais	75
4.	Análise e apresentação dos resultados	77
4.1.	Considerações iniciais	77
4.2.	Critério de seleção dos dados	79
4.3.	Campo Experimental 1	81
4.4.	Campo Experimental 2	83
4.5.	Campo Experimental 3	85
4.6.	Considerações finais	87
5.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	90
	Referências Bibliográficas	92
	Anexos.....	95
	Anexos 1 – Ensaio SPT	
	Anexos 2 – Ensaio DPSH	

Lista de figuras

Figura 1.1 - Esquema geral dos trabalhos desenvolvidos no âmbito do presente trabalho.	2
Figura 2.1 – Corte longitudinal do amostrador SPT, dimensões em mm (EN ISO 22476-3,2006). 15	15
Figura 2.2 – Esquema de execução do ensaio SPT.....	16
Figura 2.3 – Equipamento do ensaio SPT utilizado (trado helicoidal, dispositivo automático de queda e amostrador normalizado de Terzaghi).	17
Figura 2.4 – Estimativa da compacidade em função de N_{SPT} (Skempton (1986))......	27
Figura 2.5 – Relação entre $(N_1)_{60}$ e o índice de compacidade para areias limpas (Mayne et al., 2002).	28
Figura 2.6 – Correlações entre os valores do SPT e o índice de compacidade (Gibbs & Holtz, 1957; Holtz and Gibbs, 1979)......	29
Figura 2.7 – Comparação entre o ábaco de Gibbs y Holtz (1957) com o de Terzaghi e Peck (1948) elaborado por Coffman (1960, citado por IGEOTEST, 2004).	29
Figura 2.8 – Estimativa de Meyerhof (1956) e Peck et al. (1974 citado por IGEOTEST, 2004).	32
Figura 2.9 – Estimativa de ϕ' em função de N_{SPT} e da tensão efetiva vertical (De Mello, 1971 citado por IGEOTEST, 2004).	33
Figura 2.10 – Correlações entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de resistência ao corte de areias (Décourt, 1989; Hatanaka & Uchida, 196 citado por Matos Fernandes, 2011).	35
Figura 2.11 – Estimativa de ϕ' em função de N_{SPT} e OCR (Skempton,1986 citado por Viana da Fonseca ,2004)......	36
Figura 2.12 – Variação de $(N_1)_{60}$ e compacidade relativa com ϕ' e OCR (Stroud,1988 citado por Viana da Fonseca, 2004).	36
Figura 2.13 – Relações de E com o N para solos residuais (Sandroni, 1991).	37
Figura 2.14 – Valores da resistência à compressão simples a partir do N_{SPT} para solos coesivos de diferente plasticidade (NAVFAC, 1971).	39
Figura 2.15 – Estimativa do ângulo de atrito a partir do CPT e da tensão efetiva vertical para areia sílica (Robertson e Campanella, 1983 citado por IGEOTEST, 2004)......	40
Figura 2.16 – Formas alternativas das pontas cónicas para o ensaio de penetração dinâmica DPSH.	44
Figura 2.17 – Relação entre $(N_{60})_{SPT}$ e $(N_{20})_{DPSH}$ com referência às duas áreas do amostrador de Terzaghi (Viana da Fonseca, 1996).	49
Figura 2.18 – Relação entre $(N_{60})_{SPT}$ e $(N_{30})_{DPSH}$ (Muromachi e Kobayashi, 1982 citado por Ferruccio, 1990).	50
Figura 2.19 – Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} segundo Cavaleiro (2001 citado por Bessa, 2009). 51	51
Figura 3.1 – Localização dos campos experimentais	57
Figura 3.2 – Distribuição dos ensaios SPT e DPSH realizados no Campo Experimental 1, 2, 3. ..	58
Figura 3.3 – Penetrómetro dinâmico portátil do Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança.	59

Figura 3.4 – Curva granulométrica média do solo do Campo Experimental 1.	60
Figura 3.5 – Composição granulométrica média do solo do Campo Experimental 1.	61
Figura 3.6 – Curva granulométrica média do solo do Campo Experimental 2.	61
Figura 3.7 – Composição granulométrica média do solo do Campo Experimental 2.	62
Figura 3.8 – Curva granulométrica média do solo do Campo Experimental 3.	62
Figura 3.9 – Composição granulométrica média do solo do Campo Experimental 3.	63
Figura 3.10 – Distribuição dos valores obtidos de N_{SPT} em profundidade.	63
Figura 3.11 – Distribuição dos valores de N_{60} , do SPT, no Campo Experimental 1.	64
Figura 3.12 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do SPT, no Campo Experimental 1.	64
Figura 3.13 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), de acordo com a Tabela 3.2.	66
Figura 3.14 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986), de acordo com a Tabela 3.3.	66
Figura 3.15 – Distribuição dos valores de N_{60} , do SPT, no Campo Experimental 2.	68
Figura 3.16 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do SPT, no Campo Experimental 2.	68
Figura 3.17 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), de acordo com a Tabela 3.6.	69
Figura 3.18 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986), de acordo com a Tabela 3.7.	70
Figura 3.19 – Distribuição dos valores de N_{60} , do SPT, no Campo Experimental 3.	72
Figura 3.20 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do SPT, no Campo Experimental 3.	72
Figura 3.21 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), de acordo com a tabela 3.10.	73
Figura 3.22 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986), de acordo com a Tabela 3.11.	74
Figura 3.23 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967) relativo aos resultados obtidos nos três campos experimentais.	76
Figura 4.1 – Resultado dos ensaios SPT e DPSH no ponto de ensaio S2 do Campo Experimental 1.	77
Figura 4.2 – Distribuição dos valores N_{SPT} considerados em profundidade.	78
Figura 4.3 – Distribuição dos valores N_{DPSH} considerados em profundidade.	78
Figura 4.4 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} considerados.	79
Figura 4.5 – Esquema indicativo das profundidades analisadas.	80
Figura 4.6 – Critério adotado para eliminar os pontos discrepantes (Politano, 1999).	81
Figura 4.7 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 1.	81
Figura 4.8 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 1: Análise global.	82
Figura 4.9 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 1: Análise parcial.	83
Figura 4.10 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 2.	84

Figura 4.11 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 2 – Análise global. ...	84
Figura 4.12 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 2 – Análise parcial... ..	85
Figura 4.13 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 3.	86
Figura 4.14 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 3 – Análise global. ...	86
Figura 4.15 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 3 – Análise parcial... ..	87
Figura 4.16 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} dos Campos Experimentais analisados– Análise parcial.	88
Figura 4.17 – Relação entre os valores obtidos de N_{SPT}/N_{DPSH} e N_{SPT} e os limites teóricos.	89

Lista de tabelas

Tabela 2.1 – Objetivos dos ensaios geotécnicos <i>in situ</i> (IGEOTEST, 2004).	6
Tabela 2.2 – Características de ensaios <i>in situ</i> (Cruz, 2010).	8
Tabela 2.3 – Aplicabilidade dos ensaios <i>in situ</i> (Cruz, 2010).	8
Tabela 2.4 – Qualidade dos parâmetros deduzidos, (Cruz, 2010).	9
Tabela 2.5 – Vantagens e desvantagens do ensaio SPT, adaptado de Mayne et al. (2002).	12
Tabela 2.6 – Países onde o SPT é utilizado (Politano, 1999).	13
Tabela 2.7 – Resumo dos vários fatores que podem afetar os resultados do ensaio SPT (Cavalcante, 2002).	19
Tabela 2.8 – Interferência do tipo e estado do solo na realização e interpretação do ensaio SPT (Nunes Veiga, 2011).	20
Tabela 2.9 – Coeficiente corretivo , C_R , para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986).	24
Tabela 2.10 – Coeficiente corretivo , C_D , para o diâmetro do furo de sondagem (Skempton, 1986).	24
Tabela 2.11 – Coeficiente corretivo , C_N , em função da tensão vertical σ'_v , em kPa (EN ISO 22476-3:2006).	25
Tabela 2.12 – Correlação entre N e I_D em areias (Terzaghi e Peck, 1948, citado por IGEOTEST, 2004).	27
Tabela 2.13 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e I_D (Skempton, 1986, citado por Matos Fernandes, 2011).	27
Tabela 2.14 – Relação entre a consistência de argilas, N e q_u (Terzaghi e Peck, 1967).	28
Tabela 2.15 – Relações entre I_D e ϕ segundo Burmister (1948).	32
Tabela 2.16 – Propriedades comuns dos solos não coesivos (Hunt, 1984).	34
Tabela 2.17 – Relação entre I_D , q_c e ϕ para solos granulares, sem coesão (Meyerhof, 1956 citado por Lopes, 2001).	34
Tabela 2.18 – Correlação entre I_D e o ângulo de resistência ao corte de areias de quartzo (US Army Corps of Engineers, 1993, citado por Matos Fernandes, 2011).	37
Tabela 2.19 – Correlações entre E (MPa) e N_{SPT} (N_{60}) para solos arenosos (Clayton, 1986 citado por Filho, 2010).	38
Tabela 2.20 – Correlações entre E (kPa) e N_{SPT} (N_{55}) para diverso tipos de solos (Bowles, 2001).	38
Tabela 2.21 – Relação entre N_{60} e a consistência das argilas segundo Clayton et al. (1995 citado por Matos Fernandes, 2011).	38
Tabela 2.22 – Propriedades dos solos argilosos (Hunt, 1984 citado por IGEOTEST, 2004).	39
Tabela 2.23 – Ângulo de atrito para areias de quartzo e feldspato a partir da resistência de ponta q_c (Anexo C da parte 2 do EC7).	40
Tabela 2.24 – Correlações entre o SPT e o CPT (Daniziger et al., 1988 citado por Duarte, 2002).	41
Tabela 2.25 – Tipos de penetrômetros dinâmicos (Matos Fernandes, 2011).	42

Tabela 2.26- Dimensões e massas dos quatro tipos de dispositivos para ensaios de penetração dinâmica, adaptado de EN ISO 22476-2:2005.....	43
Tabela 2.27 – Classes de qualidade de amostras de solos para ensaios de laboratório (adaptado de ENV 1997-3, 1999).....	52
Tabela 2.28 – Classificação dos solos (ASTM D2487-85, citado por Ribeiro, 2011).	54
Tabela 2.29 – Propriedades dos diferentes tipos de solo (Ribeiro, 2011).	55
Tabela 3.1- Valores estatísticos de N_{60} e $(N_1)_{60}$ do Campo Experimental 1.	65
Tabela 3.2- Distribuição dos valores de N_{60} , do Campo Experimental 1, segundo as classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967).	65
Tabela 3.3- Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do Campo Experimental 1, segundo as classes de compactidade propostas por Skempton (1986).	66
Tabela 3.4- Valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores.	67
Tabela 3.5- Valores estatísticos de N_{60} e $(N_1)_{60}$ do Campo Experimental 2.	68
Tabela 3.6- Distribuição dos valores de N_{60} , do Campo Experimental 2, segundo as classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967).	69
Tabela 3.7- Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do Campo Experimental 2, segundo as classes de compactidade propostas por Skempton (1986).	70
Tabela 3.8- Valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores.	71
Tabela 3.9- Valores estatísticos de N_{60} e $(N_1)_{60}$ do Campo Experimental 2.	72
Tabela 3.10- Distribuição dos valores de N_{60} , do Campo Experimental 3, segundo as classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967).	73
Tabela 3.11- Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do Campo Experimental 3, segundo as classes de compactidade propostas por Skempton (1986).	74
Tabela 3.12- Valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores.	75
Tabela 3.13- Resumo dos valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} para os três campos experimentais analisados.	75
Tabela 3.14- Classificação do solo analisado e a respectiva compactidade.....	76
Tabela 4.1- Valores dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} do Campo Experimental 1.	82
Tabela 4.2- Valores dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} do Campo Experimental 2.	84
Tabela 4.3- Valores dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} do Campo Experimental 3.	86
Tabela 4.4- Resultados das regressões lineares referentes aos dados dos ensaios SPT e DPSH para os três campos experimentais analisados.	88

Abreviaturas e Símbolos

Alfabeto latino

$(N_1)_{60}$ – Valor de N_{60} corrigido para $E_R = 60\%$ e para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera;

c – Coesão em tensões totais;

c' – Coesão efetiva;

C_D – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o diâmetro do furo de sondagem;

C_E – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a energia;

C_N – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a tensão efetiva vertical;

C_R – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o comprimento do trem de varas;

c_u – Resistência não drenada;

c_v – Coeficiente de consolidação vertical;

D_{10} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica;

D_{50} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 50% de material passado numa curva granulométrica;

E' – Energia transmitida ao trem de varas em cada pancada no ensaio SPT;

e – Índice de vazios;

E – Módulo de Young, módulo de deformabilidade;

E_p – Energia potencial do martelo do ensaio SPT antes da queda;

E_R – Rácio de energia do ensaio SPT;

g – Aceleração da gravidade;

G_0 – Módulo de distorção elástico (para pequenas deformações);

H – Altura de queda o pilão nos ensaios com penetrómetro dinâmico;

I_D – Índice de compacidade;

k – Coeficiente de permeabilidade;

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso;

M' – Massa do pilão nos ensaios com penetrómetro dinâmico;

M – Módulo de deformabilidade confinada;

N – Número de pancadas para cravar 30 cm o amostrador na 2ª fase do ensaio SPT;

N_{60} – Resultado do ensaio SPT corrigido para $E_R = 60\%$;

OCR – Grau de sobreconsolidação;

S' – Área da base do cone de penetrômetro dinâmico;

S – Área ou superfície;

u – Pressão neutra, pressão na água dos poros ou pressão intersticial;

u_0 – Pressão neutra de repouso;

w – Teor em água;

w_L – Limite de liquidez;

w_P – Limite de plasticidade;

Alfabeto grego

ϕ – Ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte em tensões totais;

ϕ' – Ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte efetivo;

γ – Peso volúmico;

γ' – Peso volúmico submerso;

γ_d – Peso volúmico seco;

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas;

γ_{sat} – Peso volúmico saturado;

γ_w – Peso volúmico da água;

σ' – Tensão efetiva;

Siglas

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials;

ASTM – American Society for Testing Materials;

CEN – Comité Europeu de Normalização;

CPT – Ensaio com o cone-penetrómetro holandês;

CPTU – Ensaio com o piezocone-penetrómetro holandês;

DHT – Ensaio sísmico entre a superfície e pontos no interior de um furo de sondagem;

DMT – Ensaio com o dilatómetro de Marchetti;

DP – Ensaio com o penetrómetro dinâmico;

DPH – Ensaio com o penetrómetro dinâmico pesado;

DPL – Ensaio com o penetrómetro dinâmico leve;

DPM – Ensaio com o penetrómetro dinâmico médio;

DPSH – Ensaio com o penetrómetro dinâmico superpesado;

EC – Eurocódigo;

EN – Norma Europeia;

FVT – Ensaio de cone rotativo, vane test;

ISSMFE – International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering;

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

NP – Norma Portuguesa;

PLT – Ensaio de carga em placa;

PMT – Ensaio com o pressiómetro Ménard;

SCPTU – Ensaio sísmico de CPTU;

SPT – Standard penetration test.

1. Introdução

A maioria dos casos de acidentes ou anomalias em estruturas ou edifícios são devidas a fundações deficientes; parte das deficiências terá origem em erros de conceção e projeto, mas a maior parte tem como fonte o incorreto ou inexistente conhecimento do terreno, a escolha errada do método de fundação ou a deficiente execução (Coelho, 1996). Assim, uma correta caracterização do maciço é fundamental para o desenvolvimento adequado de um projeto.

A avaliação das características das camadas de solo no âmbito da Engenharia Civil é efetuada com recurso a um vasto conjunto de ensaios, quer realizados em campo, quer em laboratório. A caracterização geotécnica do terreno através da realização de ensaios *in situ* torna-se imprescindível em obras de engenharia, pois permitem testar os materiais nas suas condições naturais, permitindo obter resultados de forma relativamente rápida e económica, evitando os problemas relacionados com a recolha de amostras.

1.1. Objetivos

O principal objetivo do presente estudo consiste em correlacionar os resultados obtidos dos ensaios efetuados com o Penetrómetro Dinâmico Superpesado, DPSH, e com os do Standard Penetration Test, SPT, executados em diferentes solos na região do nordeste transmontano, com os equipamentos disponíveis no Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança.

São tecidas algumas considerações sobre a importância da caracterização geotécnica do solo em espaço urbano, e descritas as vantagens e inconvenientes da utilização dos ensaios de laboratório e *in situ* e sobre a sua complementaridade. Para tal, efetuou-se uma pesquisa bibliográfica com o objetivo de analisar a investigação que tem sido produzida neste domínio de forma a comparar com os resultados obtidos.

Com o presente trabalho, pretende-se demonstrar a importância e as vantagens inerentes da associação dos ensaios SPT e DPSH nas campanhas de caracterização geotécnica. Nos locais analisados, foram realizados diversos ensaios de campo e de laboratório, permitindo a obtenção dos parâmetros geotécnicos caracterizadores dos diferentes solos.

No desenvolvimento deste trabalho, foi possível reunir um conjunto de informações sobre os terrenos analisados e sobre as características dos equipamentos utilizados, fundamentais para investigações futuras.

1.2. Metodologia aplicada

A metodologia adotada para a realização deste trabalho passa numa primeira fase pela pesquisa, compilação e assimilação de dados bibliográficos referentes aos penetrómetros dinâmicos e às correlações existentes entre estes.

Procedeu-se de seguida ao reconhecimento dos campos experimentais a analisar e à execução dos ensaios SPT e DPSH. Os ensaios de laboratório só foram realizados após a realização do ensaio SPT, visto que as amostras de solo utilizadas na análise granulométrica são as provenientes do amostrador do ensaio SPT.

Todos os ensaios *in situ* e ensaios de laboratório foram realizados com o equipamento existente no Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, seguindo-se as normas, especificações e procedimentos recomendados pelos organismos da especialidade

A investigação efetuada pode ser agrupada em quatro fases seguintes: 1 - recolha de dados, 2 - trabalhos de campo, 3 - ensaios de laboratório e 4 - análise dos resultados obtidos. Na Figura 1.1 apresenta-se de forma esquemática as principais operações que se desenvolveram no âmbito deste estudo.

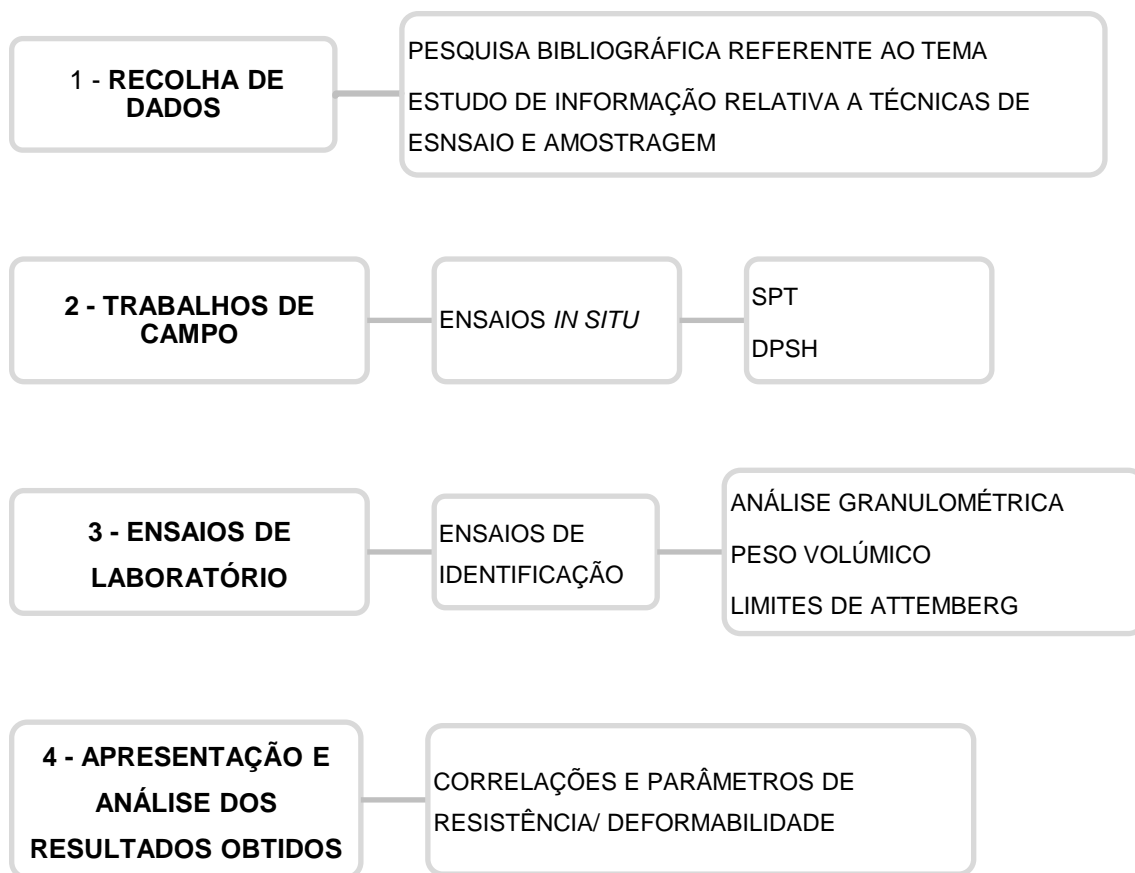


Figura 1.1 - Esquema geral dos trabalhos desenvolvidos no âmbito do presente trabalho.

1.3. Estrutura da tese

O trabalho está organizado em cinco capítulos. No Capítulo 1, são apresentados os objetivos propostos e a metodologia adotada.

No Capítulo 2, aborda-se a temática da caracterização geotécnica dos solos através da utilização de ensaios *in situ* e ensaios de laboratório e é referida a sua importância, procedendo-se à revisão bibliográfica dos mesmos. São apresentadas correlações entre os ensaios de campo SPT e DPSH, e entre estes e os parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo propostas por diversos autores.

A caracterização geotécnica dos solos em análise é efetuada no Capítulo 3, onde são definidas as metodologias seguidas nos trabalhos de campo e apresentados os resultados destes e dos ensaios de laboratório. Encontra-se ainda apresentado neste capítulo a análise estatística dos dados obtidos no ensaio SPT, tendo sido determinada a densidade relativa e o ângulo de atrito dos solos analisados através das correlações apresentadas no Capítulo 2.

No Capítulo 4, são expostos os critérios de seleção dos dados para a correlação entre os ensaios SPT e DPSH, e apresentados os resultados das correlações efetuadas.

As considerações finais constam no Capítulo 5, onde é feita a análise e a enumeração dos resultados a retirar.

2. Metodologias de avaliação das características mecânicas de solos

2.1. Considerações iniciais

A seguir é abordada a temática da caracterização geotécnica através da utilização de ensaios *in situ* e ensaios de laboratório. É descrita a metodologia de execução de cada ensaio e procedeu-se à revisão bibliográfica dos ensaios de campo.

2.2. Ensaio *in situ* versus ensaios de laboratório

Atualmente, tem vindo a ser considerado que os dois tipos de ensaios, de laboratório e *in situ*, não se substituem, mas pelo contrário complementam-se, uma vez que ambos apresentam vantagens e inconvenientes.

Os ensaios *in situ* têm lugar nas condições ambientais naturais, o que por exemplo é fundamental na determinação das tensões *in situ*. É vantajoso executar estes ensaios quando são intercetadas formações nas quais não seja possível efetuar uma amostragem representativa, existindo equipamentos que permitem a obtenção de informação contínua, como por exemplo o Cone Penetration Test (CPT). Assume grande importância o facto de o volume de solo analisado ser muito maior do que o correspondente a uma amostra de laboratório. No entanto, as condições de fronteira são, em geral, mal conhecidas, bem como as condições de drenagem durante o ensaio, não sendo viável o estudo em termos de tensões efetivas (Duarte, 2002).

Os ensaios de laboratório têm a grande vantagem de terem bem definidas as condições de fronteira e condições de drenagem bem controladas. As características físicas e químicas do solo a estudar são bem conhecidas e também as trajetórias de tensões, que são previamente selecionadas e depois impostas durante o ensaio. O campo de deformações é geralmente uniforme para níveis baixos de solitação. Quanto à velocidade de imposição das solitações, ela é em regra muito maior do que a que realmente se verifica em obra. A principal limitação dos ensaios de laboratório prende-se com a dificuldade de dispor de amostras realmente indeformadas, ou seja, verdadeiramente representativas. A falta de representatividade agrava-se em solos que apresentam heterogeneidade a uma certa escala, dada a desproporção entre as dimensões da amostra relativamente ao maciço. Merece ainda atenção, o facto de as condições de fronteira poderem ser afetadas pelo contacto entre a amostra e o aparelho de ensaio (Duarte, 2002).

Evidentemente, no laboratório é onde se podem estudar as propriedades dos solos em condições estritamente controladas. No obstante, o ponto de partida é sempre o mesmo: a amostra inalterada.

Têm havido progressos nos métodos de recolha de amostras intactas, mas resulta ser sempre uma operação que altera mais ou menos as propriedades originais do solo. O posterior transporte e armazenamento podem aumentar ainda mais essa perturbação. A recolha de amostras inalteradas, por outro lado, só é possível em solos que apresentem um nível mínimo de coesão.

Outros inconvenientes das amostras são a modesta representatividade da massa total do solo e o facto de que os ensaios costumam ser lentos e caros.

Além dessas questões, não se pode esquecer que os ensaios de laboratório apresentam igualmente objeções de natureza teórica no que concerne à sua interpretação e à utilização que se pode fazer com os resultados obtidos.

Os ensaios *in situ*, que não estão isentos de crítica, permitem solicitar o solo no seu meio natural e em parte evitam a alteração inerente às amostras. Por outro lado, apresentam outras valiosas vantagens: são rápidos, relativamente económicos e fornecem uma abundante quantidade de dados.

Desta forma, a partir da década de 70, a tendência, pelo menos para problemas relacionados com fundações, orientou-se claramente para os ensaios *in situ* em detrimento dos ensaios de laboratório.

Existe também uma interessante sinergia entre os ensaios *in situ* e os ensaios de laboratório. Os conhecimentos obtidos pela nova geração de ensaios de laboratório permitem interpretar de uma forma mais completa os ensaios *in situ*, por outra parte, os ensaios *in situ* utilizam-se na avaliação da qualidade das amostras.

No geral, os ensaios *in situ* apresentam-se como uma alternativa aos ensaios de laboratório, uma vez que:

- Permitem obter informações necessárias para avaliar qualitativamente e quantitativamente o comportamento geotécnico dos maciços e dos materiais que os constituem através de parâmetros geomecânicos, nomeadamente a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade, para apoio no desenho e conceção do projeto de obras de engenharia (barragens, túneis, taludes, entre outras).
- São métodos expeditos e rápidos para determinação de parâmetros geotécnicos dos maciços;
- São mais baratos que os ensaios de laboratório;
- São realizados nos maciços em condições naturais permitindo uma análise global tanto do maciço como da envolvente e quando executados em forma de campanha geotécnica, por meio de combinação de vários tipos de ensaio tende a fornecer dados bastante fiáveis o que permite efetuar um dimensionamento mais racional das construções, evitando gastos desnecessários e diminuindo prazos de execução.

2.3. Ensaaios *in situ*

A utilização de ensaios geotécnicos *in situ* num determinado local tem como principal objetivo a determinação das propriedades do solo necessárias para o dimensionamento de estruturas geotécnicas, constituindo por vezes o meio mais fiável para a determinação de parâmetros a serem usados em análise e dimensionamento geotécnico ou para avaliação de perfis do subsolo (Viana da Fonseca, 1996).

Os objetivos fundamentais da utilização dos ensaios geotécnicos *in situ* são a caracterização do terreno, a determinação das propriedades específicas do solo, o controlo de obras e a verificação de hipóteses de cálculo e análise retrospectivo. Estes conceitos encontram-se resumidos na Tabela 2.1 (IGEOTEST, 2004).

Tabela 2.1 – Objetivos dos ensaios geotécnicos *in situ* (IGEOTEST, 2004).

Para o projeto	Caracterização do terreno Parâmetros de cálculo Modelação
Comportamento do terreno	Durante a construção Durante a exploração
Controlo e verificação	Do terreno Das estruturas

Das metodologias comuns de análise geotécnica *in situ*, salientam-se as seguintes como indispensáveis para uma boa caracterização dos maciços (Viana da Fonseca, 2004):

- i. Mapeamento: a definição geomorfológica e material de zonas permite decisões mais fáceis sobre as soluções para as obras geotécnicas (cartas geotécnicas);
- ii. Bases de dados materiais e zonais: descritivos do mapeamento anterior permitem partir para caracterizações mais direcionadas quando definidos os objetivos geotécnicos da obra;
- iii. Métodos de prospeção geofísica: podem extrapolar com alguma eficiência profundidades aproximadas de rocha como do firme rochoso (em prática corrente geotécnica) se não houver forte proliferação de heterogeneidades;
- iv. Sondagens de furação com recolha de amostras: em solos residuais as técnicas de amostragem devem ter em consideração a sensibilidade destes materiais que mesmo com os maiores cuidados, são sempre perturbados na sua integridade estrutural;
- v. Poços de inspeção: ideais para recolha de amostras em materiais mais sensíveis – como os residuais – pois permitem a cravação estática lenta e controlada e (ou) a bizelagem de

- blocos indeformados nas paredes dos poços; têm claras limitações na profundidade a atingir;
- vi. Amostragem a trado: servem como estimativa preliminar para a definição do perfil rocha-solo;
 - vii. Ensaio *in situ*: devem ser sempre usados e os seus resultados cruzados para se obterem correlações paramétricas valiosas; este foi um dos objetivos principais do trabalho realizado; ensaios mais robustos como o SPT são tidos como mais úteis na avaliação da estratigrafia enquanto outros, mais sofisticados, como os pressiómetros, podem simular as trajetórias de tensões representativas de algumas obras geotécnicas no entanto, dadas as suas características, são limitados a maciços brandos e homogêneos.

Três fatores principais devem ser tidos em conta na seleção dos ensaios *in situ* para a caracterização mecânica dos solos (Viana da Fonseca, 2004):

- i. A variabilidade destes materiais tem que ser bem avaliada;
- ii. A vasta gama de rigidez e resistência que tipifica um dado maciço natural impõe tecnologias que se adaptem facilmente a respostas heterogêneas (equipamentos suficientemente potentes) sem descurar as exigências de uma boa sensibilidade para avaliação paramétrica;
- iii. A interpretação tem que ser adequada a diferentes condições de textura, anisotropia e saturação dos solos.

Segundo Broms e Flodin (1988 citado por Santos de Souza, 2009), os primeiros ensaios de penetração ao solo foram introduzidos pelos chineses há cerca de 2000 anos atrás, mas refere que só na época dos Romanos é que as investigações ao subsolo começaram a ser executadas de forma regular, para servir de apoio à execução de estradas e pontes militares assentes em solos com baixa capacidade de suporte.

Nas últimas décadas houve um grande desenvolvimento deste tipo de ensaios, fruto por um lado do avanço tecnológico que se tem assistido, e por outro a normalização dos procedimentos de execução, equipamentos e métodos de análise. A existência regular, desde os anos 70, de conferências e simpósios internacionais sobre este tema também influenciou positivamente na sua evolução.

Nas tabelas seguintes é apresentado um resumo de informações relacionadas com ensaios *in situ*, em termos de características gerais, domínio de aplicação e de qualidade dos parâmetros resultantes, adaptado de Cruz (2010).

Tabela 2.2 – Características de ensaios *in situ* (Cruz, 2010).

	SPT/DP's	PLT	FVT	SCPTU	PMT	DMT
Equipamento	Simple e robusto	Simple e robusto	Simple e robusto	Complexo e robusto	Complexo e sensível	Simple e robusto
Execução	Fácil	Fácil	Fácil	Fácil	Complexo	Fácil
Tipo Perfil	Contínuo/ Descontínuo	Descontínuo	Descontínuo	Contínuo	Descontínuo	Contínuo
Interpretação	Empírica	Teórica	Teórica	Teórica Empírica	Teórica Empírica	Teórica Empírica
Tipo de Solo	Todos os tipos	Aterros, Solos acima do nível freático	Argilas moles	Argilas muito moles a rígidas, areias muito soltas a medianamente compactas	Todos os tipos	Argilas muito moles a rígidas, areias muito soltas a medianamente compactas Aterros
Tipo de Informação	Qualitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa
Informação Geotécnica	Compactação e consistência derivado de modelos parametrizados	Módulos de deformabilidade e capacidade de carga de fundações superficiais	Resistência ao corte não drenado	Avaliação contínua da densidade e resistência, Avaliação descontínua da rigidez e das propriedades hidráulicas	Compressibilidade e capacidade de carga	Estado de tensão, histórico de tensões, resistência e propriedades hidráulicas

SPT/DP'S: Standard Penetration Test/ Penetrômetros dinâmicos; PLT: Ensaio de carga em placa; FVT: Vane test; SCPTU: Ensaio sísmico de CPTU; PMT: Pressiómetro de Menard; DMT: Dilatómetro de Marchetti.

Tabela 2.3 – Aplicabilidade dos ensaios *in situ* (Cruz, 2010).

	Tipo de solo					
	Gravilhas	Areias		Siltes	Argilas	
		Soltas	Densas		Moles	Compactas
SPT e DP's	2 a 3	1	1	2	3	3
PLT	4	1	1	1	1	1
FVT	4	4	4	3	1	2
CPT (Mec)	2 a 3	1	2	1	1	2
CPT (Elect)	3	1	2	1	1	2
SCPTU	3	1	2	1	1	2
PMT	2	2	1	1	1	1
SBPT	3	2	2	1	1	1
DMT	3	1	2	1	1	2

1: Alto; 2: Moderado; 3: Limitado; 4: Inapropriado

Tabela 2.4 – Qualidade dos parâmetros deduzidos, (Cruz, 2010).

	Tipo de solo/perfil	u	γ	c_u	ϕ	I_D	M	G_0	K_0	OCR	C_v	k
SPT	Perfuração	--	3	3	3	2	3	3	--	--	--	--
DP's	--	--	--	3	3	2	3	3	--	--	--	--
FVT	Perfuração	--	--	1	--	--	--	--	--	2 / 3	--	--
PLT	--	--	--	2	3	--	1	1	--	--	--	--
PMT	Perfuração	--	--	2	3	3	2	2	3	3	--	--
CPTu	1 / 1	1	2	2	2	2	3	3	--	3	1 / 2	2
SCPTu	1 / 1	1	2	1 / 2	2	1 / 2	1 / 2	1	--	2	1 / 2	2
DMT	1 / 1	3	2	1 / 2	2	1 / 2	1 / 2	2 / 3	2 / 3	2	--	--
SDMT	1 / 1	3	1	1 / 2	2	1 / 2	1	1	2	2	--	--
CH	Perfuração	--	--	--	--	--	--	1	--	2	--	--

1: Alto; 2: Moderado; 3: Limitado; --: Inapropriado

u – Pressão neutra; γ – Peso volúmico; c_u – Resistência não drenada; ϕ – Ângulo de atrito; I_D – Índice de compacidade; M – Módulo de deformabilidade; G_0 – Módulo de distorção; K_0 – Coeficiente de impulso; OCR – Grau de sobreconsolidação; c_v – Coeficiente de consolidação vertical; k – Coeficiente de permeabilidade.

Como se pode verificar através da análise das tabelas apresentadas, cada ensaio tem as suas vantagens e desvantagens dependendo do tipo de solo a caracterizar e da qualidade dos parâmetros a inferir, por essa razão torna-se interessante combinar vários tipos de ensaios nas campanhas geotécnicas, em que as desvantagens de um ensaio podem ser ultrapassadas pelas vantagens de outro. A realização de campanhas combinando vários tipos de ensaios aumentam o nível de eficiência do conjunto, resultando nas seguintes vantagens (Cruz, 2010):

- O aumento do número de parâmetros geotécnicos avaliados, como resultado da soma de várias combinações de ensaios;
- Mais parâmetros de ensaio estão disponíveis para combinar, e assim surgem mais possibilidades para deduzir parâmetros geotécnicos que não poderiam ser obtidos de outra forma;
- Geralmente, cada ensaio tem as suas próprias vantagens e limitações, que são diferentes em cada caso, portanto, pares combinados dão a possibilidade de corrigir ou completar as informações obtidas, trazendo confiança aos parâmetros desejados;
- O cruzamento de informação do mesmo parâmetro geotécnico obtido por mais de um ensaio permite a calibração das correlações, bem como a deteção de inadequada aplicação de metodologias decorrentes, o que pode ser muito útil na caracterização de materiais não conhecidos, ou quando o ambiente geológico é muito diferente daqueles que suscitou a cada correlação específica;

- Possibilidade de combinar testes adaptados às condições locais, a fim de avaliar as informações de boa qualidade nos estratos com diferentes níveis de resistência à penetração. Em alguns casos é possível conseguir isso com custos mínimos.

Em geral, as combinações de ensaios devem ser selecionadas, incluindo sempre um ensaio contínuo. Usar o ensaio DPSH com o SPT pode ser um método interessante, pois o seu princípio de funcionamento semelhante torna mais fácil resolver uma correlação local entre os resultados dos dois ensaios, e fornece um log contínuo e dinâmico, pode ser trabalhado tanto na via de correlações SPT tradicional como através de um ponto dinâmico de resistência, q_d (Ribeiro, 2011).

Aproveitar a informação, qualitativa e quantitativa, que se poder obter da simples operação de cravar um dispositivo penetrante num maciço, foi um recurso que se apresentou, como é óbvio, desde as fases primitivas da sistematização da prospeção geotécnica (Folque, 1996). Surgiram assim numerosos “penetrómetros”, dispositivos mais ou menos normalizados, em regra atuados por percussão, a partir dos quais se deduziram correlações com características mecânicas dos solos ensaiados. Muitos destes equipamentos já caíram em desuso e outros tiveram apenas aceitação regional.

Porém, universalizaram-se três tipos de penetrómetros, de cujos resultados se tem feito largo uso para identificação, caracterização e quantificação de características mecânicas de terrenos: o ensaio de penetração SPT – “Standard Penetration Test”, o ensaio de penetração estática CPT – “Cone Penetration Test” e, os ensaios penetrométricos dinâmicos com ponteiros cónicas DP – “Dynamic Probing” (penetrómetros dinâmicos).

Vários autores dedicaram-se ao estudo dos referidos ensaios, cujas descrições, críticas e recomendações, se encontram em numerosos trabalhos, de quais são exemplo (Duarte,2002): Meyerhof (1956), Terzaghi & Peck (1967), Sanglerat (1972), Schmertmann (1970, 1971, 1979), Kovacs et al. (1977, 1978), Lambe & Witman (1979), Kovacs (1979), Riggs (1986), Chang (1988), Folque (1982, 1988 e 1996), Castro (1988), Novais Ferreira et al. (1990), Moitinho de Almeida (1991), Ladeira & Ferreira Gomes (1992), etc.

De acordo com o referido anteriormente, o presente estudo incidiu sobre a utilização dos seguintes penetrómetros dinâmicos:

SPT – Standard Penetration Test;

DPSH - Dynamic Probing Super Heavy (Penetrómetro Dinâmico Super Pesado).

Estes ensaios são designados por penetrómetros dinâmicos devido ao facto da penetração da ponteira/amostrador no solo se dever à ação da queda de um martelo de massa M a uma altura H .

A seguir são apresentadas as metodologias de execução destes dois ensaios.

2.3.1. Standard Penetration Test (SPT)

O Standard Penetration Test, mais conhecido pela sigla SPT, é o ensaio *in situ* de penetração dinâmica mais usado em todo mundo (Matos Fernandes, 2011). Este ensaio tem como objetivo determinar, em profundidade, a resistência dos solos à penetração dinâmica de um amostrador normalizado, através do número de pancadas necessárias para este penetrar no terreno um determinado comprimento (N_{SPT}), permitindo simultaneamente a sua identificação através da análise das amostras de solo remexidas retiradas do amostrador, possibilitando assim o reconhecimento geotécnico do solo. Estas duas vertentes tornam o ensaio num método de caracterização geotécnica muito atrativo.

O SPT é utilizado principalmente para determinar os parâmetros de resistência e de deformação de solos sem coesão (solos granulares), podendo também ser utilizado em outros tipos de solos, como por exemplo, para a determinação da consistência em solos coesivos (solos argilosos) bem como a caracterização de rochas brandas.

A vantagem deste ensaio está em se poder associar a resistência à penetração e a recolha de amostras ao longo de um perfil geotécnico. É um ensaio simples de se realizar, tendo como principais limitações o uso de correlações empíricas para parametrização geotécnica que podem variar muito com o tipo de maciço e com o tipo de equipamento utilizado (Viana da Fonseca, 1996).

A evolução do SPT está associada à sua simplicidade e robustez, aliada ao seu baixo custo. A sua utilização generalizada durante décadas em todo o mundo, permitiu acumular resultados de condições geotécnicas diversas, contribuindo para que certos autores apresentassem propostas de correlações entre o N_{SPT} e outros valores de ensaios como o CPT (Castro, 1988), o DPL e DPSH (Viana da Fonseca, 1996) e com outros parâmetros dos solos dos quais se destacam: densidade relativa, ângulo de atrito interno e módulo de deformabilidade (solos arenosos), resistência à compressão simples (solos argilosos), assentamentos e capacidade de carga e suscetibilidade de maciços arenosos em relação à liquefação.

Contudo, a sua enorme divulgação teve como consequência uma diversidade de aparelhos e sistemas operacionais que, a par da grande dependência que o operador tem na qualidade dos resultados, faz destes aspetos elementos muito desvantajosos. Atualmente, existem diversos documentos normativos relevantes referentes ao ensaio de campo SPT, sendo eles: ASTM D1586, EN ISO 22476-3 e AASHTO T-206.

Embora atualmente seja um ensaio normalizado, os resultados do ensaio podem ser significativamente influenciados por diversos fatores, como referido anteriormente, nomeadamente pelos operadores, dispositivos de cravação, tipos de solo, e pelas condições de amostragem, como demonstrado em pesquisas recentes sobre o assunto (Cavalcante, 2002; Odebrecht, 2003...), dando lugar a algumas interrogações importantes sobre a análise dos dados obtidos.

Na Tabela 2.5 apresenta-se uma síntese das vantagens e desvantagens da utilização do ensaio SPT.

Tabela 2.5 – Vantagens e desvantagens do ensaio SPT, adaptado de Mayne et al. (2002).

Vantagens	Desvantagens
Permite obter uma amostra e um valor em simultâneo.	A recolha simultânea resulta em má qualidade, tanto para a amostra como para o número.
Simple e robusto.	Perturbação da amostra.
Adequado a muitos tipos de solos.	Número grosseiro para análise.
Realizável em rochas brandas.	Não aplicável em argilas ou siltes muito moles.
Disponível em todo o mundo.	Grande variabilidade e incerteza.

Devido à grande variedade de fatores que afetam os resultados do SPT, a utilização das correlações existentes tem de ser tomada com cautela. Dependendo das condições e objetivos da caracterização geotécnica, é recomendável a execução de outros tipos de ensaios para comparação e complemento, como por exemplo: CPT, DPL, DPSH, pressiómetro, ensaios geofísicos, etc.

2.3.1.1. História do SPT

O SPT foi introduzido nos Estados Unidos em 1902 pelo engenheiro Charles R. Gow. O aparecimento deste ensaio surgiu devido à necessidade de melhorar e padronizar o processo de identificação dos tipos de solos que existiam até essa data, dado que até ao século XIX, os métodos usados para fazer a identificação do tipo de solo se baseavam na análise dos resíduos que se obtinham da perfuração com circulação de água e também através de escavações de grande envergadura, dando origem a uma pobre identificação do tipo de solo e das suas propriedades (Cavalcante, 2002).

Desde o seu aparecimento até aos dias de hoje, o SPT passou por várias mudanças, devidas à evolução do equipamento e a alteração dos procedimentos do ensaio. No entanto, a sua utilização destaca-se a partir da década de 1940, com relevância em 1948 da publicação do livro “Soil Mechanics in Engineering Practice” escrito por Terzaghi & Peck. (Matos Fernandes, 2011).

Com a publicação deste livro, Terzaghi e Peck contribuíram para uma utilização mais sistemática e racional do ensaio SPT, em que para além de apresentar as primeiras correlações entre índices de resistência à penetração do ensaio com propriedades do solo que ainda atualmente são aceites, descreve e faz importantes recomendações quanto ao próprio equipamento e aos procedimentos do ensaio, como a fixação da altura de queda e o peso do martelo (Cavalcante, 2002).

Desde então, a utilização deste ensaio *in situ* disseminou-se praticamente em toda a parte do mundo, tendo sido adaptado às diferentes condições geotécnicas, como se pode constatar na Tabela 2.6 (Politano, 1999). Tal facto contribuiu para que fossem desenvolvidas correlações

empíricas entre o número de pancadas necessárias para penetrar num determinado tipo de solo com as suas características de resistência e de deformabilidade.

Tabela 2.6 – Países onde o SPT é utilizado (Politano, 1999).

País	Emprego	
	Amplio	Ocasional
África do Sul	•	
Alemanha	•	
Argentina	•	
Austrália	•	
Bélgica		•
Brasil	•	
Canadá	•	
China	•	
Cingapura	•	
Espanha	•	
Estados Unidos	•	
Filipinas	•	
França		•
Grécia	•	
Hong Kong	•	
Índia	•	
Israel	•	
Itália	•	
Japão	•	
Malásia	•	
Marrocos		•
Nigéria	•	
Noruega		•
Paraguai	•	
Polónia		•
Portugal	•	
Reino Unido	•	
Suécia		•
Tailândia	•	
Ex-Tchecoslováquia		•
Turquia	•	
Venezuela	•	

A propagação do ensaio SPT conduziu a que os equipamentos e as metodologias de execução do ensaio divergissem de país para país e por vezes dentro do mesmo país. Tornava-se então clara a necessidade de proceder à normalização do ensaio.

Apesar de o SPT ser definido como standard, só na década de 60 é que surgiram as primeiras tentativas oficiais de normalização do ensaio e a preocupação com a questão dos fatores que afetam o SPT, surgindo em 1967 a primeira versão da norma da ASTM (American Society for Testing and Materials) designada por “Tentative Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils” (ASTM D1586/58T, Cavalcante, 2002).

Nos anos seguintes houve grande preocupação com a questão da energia efetiva que atinge o amostrador, contribuindo para esse estudo os trabalhos de Palacios (1977), Schmertman

(1976,1978, 1979), Schmertman e Palacios (1979), Kovacs (1979, 1980, 1981 e 1994), Kovacs & Salomone (1982 e 1984) e Kovacs et al. (1977 e 1978) (Cavalcante, 2002).

Entretanto, em 1986, Skempton sugere a normalização dos resultados em relação a uma energia de referência, ou seja, o valor de N_{SPT} deve ser corrigido para um valor único de energia de referência na ordem do 60 % da energia teórica. Com este procedimento, os resultados de ensaios executados em diferentes partes do mundo com diferentes métodos de execução e com equipamentos com eficiências de ordem diferente, passaram a poder ser comparados entre si.

Só em 1988, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE) publicou um documento estabelecendo procedimentos internacionalmente considerados como de referência para o SPT (ISSMFE-TC16, 1988). Este documento apresentou um trabalho de análise sobre vários aspetos do ensaio, relativamente à furação, tipo de varas, tipo de amostrador e metodologia de execução do ensaio, assim como sobre a sua aplicabilidade ao projeto de fundações diretas e adaptações ao ensaio, de modo a aplicá-lo ao dimensionamento de fundações profundas e ensoleiramentos. Foram também analisadas questões relacionadas com a sua aplicabilidade a diferentes tipos de materiais (argilas rijas e rochas brandas). No seguimento deste trabalho o ISSMFE apresentou um documento de referência onde constam os procedimentos padrão do ensaio normalizado (ISSMFE-TC16, 1989), no sentido de estabelecer métodos que permitissem comparar resultados dos ensaios SPT efetuados de forma diferenciada.

Estudos experimentais mostraram que para o efeito era necessário estabelecer comparações ao nível da energia efetivamente transmitida ao trem de varas em cada pancada do martelo.

As características das varas e do martelo afetam a penetração, dado que para um dado solo o valor N_{SPT} é inversamente proporcional à energia aplicada ao trem de varas (E'). Se num determinado solo a uma determinada profundidade, forem realizados ensaios SPT com dois sistemas distintos (martelo/varas) e aplicarem diferentes energias ao amostrador (E'_1 e E'_2), serão necessariamente obtidos diferentes valores de resistência à penetração. Este facto é traduzido pela seguinte equação.

$$N_1 \cdot E'_1 = N_2 \cdot E'_2 \quad (2.1)$$

Este aspeto mostrou-se decisivo, porque os mesmos estudos mostraram que a energia em cada pancada pode ser substancialmente inferior à energia potencial do martelo antes da queda, E_p ($E_p = 63,5 \times 0,76 = 48,26 \text{ kg.m}$ ou $E_p = 474 \text{ J}$). Com efeito, em alguns sistemas o processo de manobra do martelo não permite que a queda seja completamente livre, o que evidentemente reduz a energia cinética na altura do choque com o batente. Por outro lado, alguma energia é dissipada no próprio batente, crescendo tal dissipação com o peso deste (Matos Fernandes, 2011).

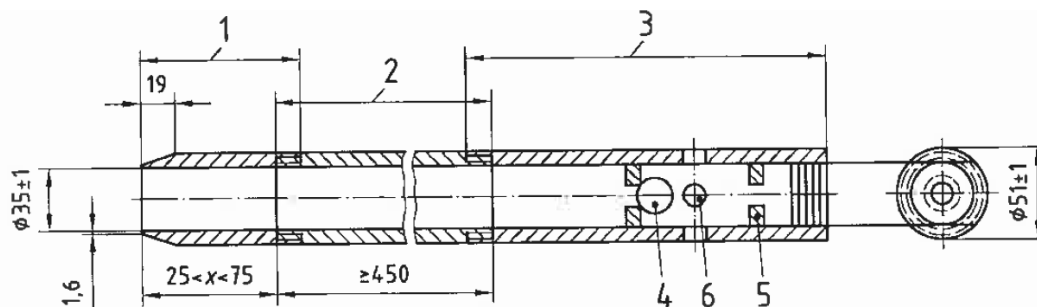
2.3.1.2. Equipamento e ensaio

Numa descrição geral, o saio SPT é um ensaio dinâmico, que consiste em cravar um amostrador normalizado no fundo de um furo de sondagem, à custa do impacto de um martelo de 63,5 kgf de peso que cai a uma altura de 76 cm.

O ensaio é constituído por um amostrador, um conjunto de varas de aço, um martelo e por um dispositivo de elevação que permite elevar o martelo, deixando-o cair em queda livre até atingir o batente ligado ao trem de varas.

De seguida são descritos os vários elementos constituintes deste ensaio, de acordo com a norma EN ISO 22476-3: 2006.

O amostrador consiste num tubo de aço bipartido, com diâmetro exterior e interior de 51 mm e 35mm, respetivamente, sendo este composto na parte inferior por um anel cortante que é biselado na boquilha para facilitar a penetração do dispositivo no solo. Na outra extremidade é colocada uma peça de rosca para amarração ao trem de varas que estabelece a ligação até á superfície, dotada de uma válvula de esfera antirretorno e de orifícios laterais para purga do ar e da água durante a cravação, de acordo com a Figura 2.1. O amostrador do ensaio SPT é usualmente denominado por amostrador normalizado de Terzaghi.



Legenda:

- | | |
|-----------------------------|------------------------------------|
| 1 – Ponta; | 4 – Válvula antirretorno; |
| 2 – Tubo central bipartido; | 5 – Cavilas de retenção da esfera; |
| 3 – Cabeça; | 6 – Orifício de ventilação; |

Figura 2.1 – Corte longitudinal do amostrador SPT, dimensões em mm (EN ISO 22476-3,2006).

As varas de aço devem ter rigidez suficiente de forma a evitar a encurvadura das mesmas durante a execução do ensaio, devendo estas ter uma massa igual ou inferior a 10 kg/m. Periodicamente, deverão ser inspecionadas de forma a verificar o desvio relativo de cada barra, que não deve ser superior a 1/1200 m, medindo ao longo de todo o seu comprimento.

As normas atuais só contemplam os dispositivos automáticos de queda. Só estes dão garantias que os golpes são efetuados com a mesma frequência e com a mesma altura de queda do martelo.

O dispositivo de queda não deverá exceder os 115 kg, sendo este constituído por três partes:

- Batente: em aço maciço, deverá possuir uma superfície lisa de modo a garantir a transferência total de energia que chega do martelo e se transmite às varas, e por consequência ao amostrador;
- Martelo: também designado por pilão, cuja massa é de $63,5 \pm 0,5$ kg;
- Sistema de elevação do martelo: sistema que eleva o martelo até uma altura de 760 ± 10 mm, sendo que, uma vez atingida essa altura o martelo é lançado em queda livre.

A execução do ensaio SPT encontra-se dividida em 2 fases, consistindo em três penetrações sucessivas de 15 cm do amostrador, conforme se indica na Figura 2.2.

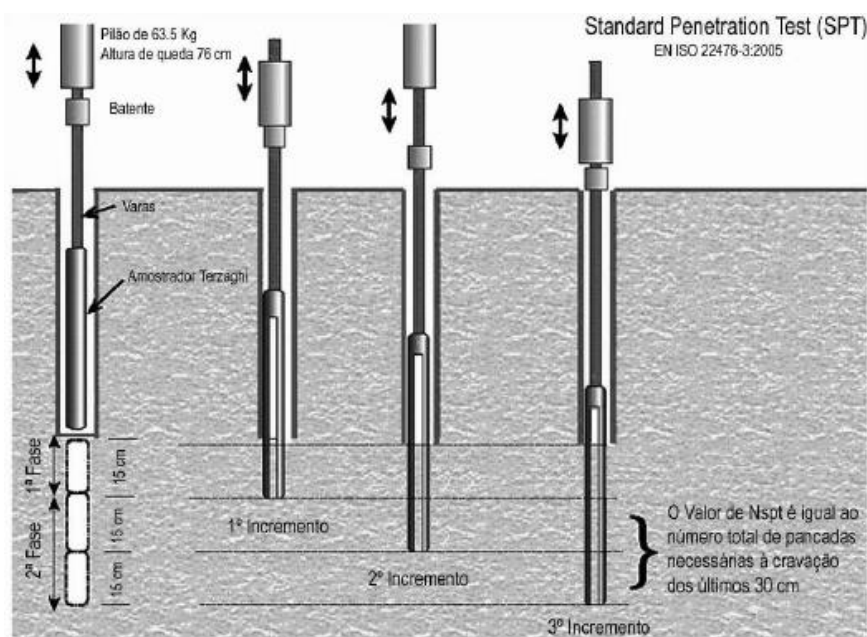


Figura 2.2 – Esquema de execução do ensaio SPT.

Na primeira fase, após estar efetuado o furo de sondagem à cota de execução do ensaio e encontrando-se este devidamente limpo do material remexido pela furação, coloca-se o amostrador na base do terreno da sondagem e crava-se 15 cm no solo, registando-se o número de pancadas correspondentes à profundidade de penetração. O valor obtido nesta fase é meramente indicativo, dado que só se pretende ultrapassar a camada de solo que se encontra remexida devido à perfuração.

A segunda fase consiste em cravar o amostrador mais 30 cm, sendo esta fase subdividida em 15cm cada. O número total de pancadas para penetrar os 30 cm é considerado o resultado do ensaio, sendo este valor designado por N_{SPT} , a partir do qual se pode deduzir a resistência do solo.

De acordo com a norma EN ISO 22476-3, se na primeira fase do ensaio o número de golpes atinge os 50 sem que se verifique a penetração dos 15 cm, ou o mesmo número seja atingido na segunda fase sem a penetração dos 30 cm do amostrador, a cravação é interrompida, registando-se o

comprimento de penetração verificado. Esta situação é na linguagem corrente designada por “nega”. Neste caso poderá obter-se o valor de N_{SPT} para a penetração de 30 cm por meio de extrapolação.

Em Portugal, existe a prática de considerar 60 e não os 50 golpes como critério para a definição da nega. Para rochas brandas a norma ISO refere a possibilidade de aumentar o limite do número de golpes para 100.

A razão para o valor de N_{SPT} ser obtido como o somatório dos dois tramos de 15 cm, prende-se com o facto de permitir detetar eventuais heterogeneidades significativas no total dos 30 cm envolvidos no ensaio, nomeadamente a existência de camadas de compactidade significativamente diferente ou de blocos de rocha soltos.

Terminadas as duas fases do ensaio procede-se à recolha do amostrador, sendo este aberto em duas meias canas para colheita da amostra do solo em análise, de acordo com a Figura 2.3. Após a recolha do solo do amostrador, executa-se novamente na fase inicial do ensaio, mas a outra profundidade. A cravação do amostrador é efetuada, em regra, com espaçamentos de 1,5 m ou inferior, caso se verifique mudança de estrato.



Figura 2.3 –Equipamento do ensaio SPT utilizado (trado helicoidal, dispositivo automático de queda e amostrador normalizado de Terzaghi).

Parte da amostra de solo dos últimos 30 cm, em cada ensaio, é identificada e guardada sendo posteriormente analisada para definição da estratigrafia do terreno.

O SPT é recomendado para fornecer resultados eficazes numa gama muito alargada de tipos de solos, desde solos argilosos a cascalho fino, não sendo recomendado para solos moles, devido ao facto de os resultados serem pouco significativos.

Durante a execução do ensaio é necessário ter em consideração alguns aspetos, nomeadamente:

- O furo de sondagem no qual será realizado o ensaio deverá ser feito de modo a não perturbar significativamente o terreno que se pretende estudar. Tendo isto em conta, as sondagens por injeção de água são de evitar uma vez que provocam uma significativa alteração do terreno;

- Antes de se introduzir o amostrador no furo é de importância fundamental a limpeza do mesmo, tendo sempre o cuidado de não perturbar o terreno no qual se pretende realizar o ensaio;
- Aquando da extração do amostrador do furo, este deverá ser retirado com cuidado de modo a evitar danos no equipamento, mas principalmente evitar que o nível de descompressão seja elevado;
- Durante a execução do ensaio deve-se ter o cuidado de não o realizar a uma velocidade demasiada elevada, isto é, o número de pancadas do martelo por minuto não deverá exceder um determinado valor, sendo usual adotar uma velocidade de ensaio nunca superior a 30 pancadas por minuto.

Mesmo tendo em conta os aspetos referidos anteriormente, a supervisão durante a realização do ensaio assim como a formação da equipa técnica é de importância fundamental, uma vez que, caso haja uma falha num destes, os resultados obtidos poderão não ser representativos e/ou fidedignos.

2.3.1.3. Fatores com influência nos resultados do ensaio SPT

Existem vários fatores que influenciam o valor do N_{SPT} , estando essencialmente associados ao equipamento utilizado, à técnica do operador e ainda às condições geotécnicas. Dentro desses fatores, há os que não podem ser quantificados como por exemplo, o fator humano. Para tentar minimizar o seu impacto, existem fatores que são abrangidos por uma normalização, como as características do furo, o ritmo de percussão, o tipo de equipamento, a profundidade do ensaio, a situação relativamente ao nível freático e as características do solo. A seguir referem-se alguns desses fatores.

Fatores relacionados com os equipamentos:

- Martelo: tipo de martelo, massa e altura do mesmo, diâmetro da vara de guiamento e suas condições de lubrificação, verticalidade do martelo durante as pancadas;
- Massa do batente e diâmetro de impacto;
- Frequência das pancadas;
- Varas de sondagem: tipo de varas, com especial enfoque à sua massa e comprimento;
- Revestimento: fundamentalmente diâmetro do revestimento e condições de colocação;
- Amostrador: diâmetro, rugosidade externa e interna, forma e estado da boquilha, área e condições de limpeza das válvulas de antirretorno.

Fatores relacionados com os procedimentos:

- Técnica de perfuração;
- Uso de circulação de água na perfuração acima do nível freático;
- Avanço, limpeza e estabilidade do furo;

- Profundidade do furo e posição relativa do revestimento;
- Intervalo de tempo entre perfuração e execução do ensaio;
- Espaçamento entre ensaios;
- Profundidade de execução do ensaio;
- Erros de contagem, medidas e notas de ocorrência.

Fatores relacionados com as condições:

- Tipo de material (tipo de solo ou rocha);
- Resistência;
- Compacidade relativa ou consistência;
- Permeabilidade;
- Grau de saturação;
- Fábrica do solo ou rocha;
- Posição dos níveis freáticos e posição relativa do nível de água no furo de sondagem.

Cavalcante (2002), realizou um trabalho profundo sobre os vários fatores de que influenciam os valores de N_{SPT} . Na Tabela 2.7 encontra-se apresentado um resumo de alguns desses fatores referidos pelo próprio.

Tabela 2.7 – Resumo dos vários fatores que podem afetar os resultados do ensaio SPT (Cavalcante, 2002).

Causas	Efeito	Influência no valor de N_{SPT}
Limpeza dos furos inadequada	O ensaio não é realizado sobre o solo natural	Aumenta ou diminui
Não manutenção do nível adequado da água no furo	Instabilidade do fundo do furo	Diminui
Altura de queda inadequada	Energia varia	Aumenta ou diminui
Massa do martelo inadequada	Energia varia	Aumenta ou diminui
Sistema de golpeio excêntrico	Redução de energia	Aumenta
Queda do martelo condicionada	Redução de energia	Aumenta
Ensaio iniciado acima do pé do revestimento	Amostrador cravado em solo compactado artificialmente	Aumenta muito significativamente
Pouco cuidado na leitura de N_{SPT}	Resultados pouco precisos	Aumenta ou diminui
Utilização de amostradores não padronizados	Correlações não válidas	Aumenta ou diminui
Solos cascalhentos	Amostrador obturado e/ou encravado	Aumenta
Utilização de varas flexíveis	Transmissão de energia ao amostrador deficiente	Aumenta

É necessário referir que o SPT foi desenvolvido por Terzaghi para avaliar areias e os ensaios realizados a pequenas profundidades. Hoje o ensaio é feito, com algum atrevimento, a qualquer profundidade e em qualquer tipo de solo. Após muitos anos de ensaios e comparações com outros tipos de ensaios, prevalece a ideia de que o ensaio SPT é válido em areias ou siltes compactos, desde que o nível freático esteja abaixo da zona de ensaio (Ladeira, 2002 citado por Durte, 2002).

Na Tabela 2.8 está representado o tipo de interferências do estado e tipo de solo na realização e interpretação do ensaio SPT (Nunes Veiga, 2011).

Tabela 2.8 – Interferência do tipo e estado do solo na realização e interpretação do ensaio SPT (Nunes Veiga, 2011).

Tipo e estado do solo	Interferência no ensaio
Solos submersos e muito permeáveis	Geralmente descomprimem-se e o valor do N_{SPT} obtido é muito inferior ao real.
Solos granulares finos (areias e siltes) submersos	Além da descompressão, podem liquefazer, pelo que o valor do N_{SPT} obtido é muito inferior ao real; a liquefação destes solos ocorre facilmente porque estão submersos e a pancada do martelo provoca vibração, causando liquefação.
Solos granulares soltos	O valor do N_{SPT} é menor que o real, porque o peso das varas contribui para a penetração.
Areias compactas	O valor de N_{SPT} é maior que o real, porque o efeito dinâmico de transferência de impacto, vibração e encurvadura do trem de varas diminui substancialmente a energia de queda do martelo.
Seixos	O N_{SPT} poderá ser muito maior que o real se os seixos obstruírem a boca ou penetrarem no amostrador (será fácil verificar após o ensaio).
Solos argilosos ou siltosos subconsolidados	O ensaio não deve ser realizado porque a energia de impacto é demasiado elevada e N_{SPT} é sempre inferior ao real; água serve como elemento lubrificante; devem-se utilizar outros métodos para obter a resistência dos solos.
Argilas sobreconsolidadas	N_{SPT} poderá ser muito maior que o real, porque a água que satura os poros dessas argilas poderá ser elemento resistente ao impacto do amostrador, pelo facto da sua permeabilidade ser baixíssima.
Solos com alta percentagem de micas	N_{SPT} poderá ser muito mais baixo pelo facto das micas servirem como elemento lubrificante à penetração do amostrador.
Solos cimentados	N_{SPT} será muito maior que o real.
Solos congelados	O valor de N_{SPT} será muito superior ao real e não terá nenhum significado.

- Eficiência do ensaio SPT

Durante a execução do ensaio SPT, quando o martelo é posicionado a uma determinada altura, este possui uma energia potencial que é transformada em energia cinética quando largado em queda livre. No entanto, a energia potencial não é totalmente transformada em energia cinética devido à existência de perdas de energia, mais que não seja pelo atrito existente entre o martelo e a vara de guiamento, levando a que a velocidade do martelo no momento do impacto seja inferior à velocidade de queda livre. A redução de energia nesta fase depende do tipo de martelo, das

condições de operação, da altura de queda, inclinação e lubrificação do sistema de queda. Caso não houvesse atrito ou perdas de qualquer natureza, a energia potencial seria totalmente transformada em energia cinética.

Existem também perdas de energia no momento do impacto entre o martelo e o batente de que resulta a conseqüente propagação da onda de choque ao longo do trem de varas, em que a energia cinética disponível no instante do impacto não é na sua totalidade transformada em energia cinética e elástica contida na onda de compressão, devido às perdas de energia relacionadas ao mau contacto entre as duas superfícies, ao desalinhamento destas, entre outros fatores. A energia transmitida ao trem de varas depende não só do martelo, mas também das condições inter-faciais, martelo-batente-varas.

A relação entre a energia cinética e a energia potencial corresponde à eficiência do sistema.

Por haver variações consideráveis de eficiência entre os vários dispositivos, é reconhecida a importância da determinação da energia disponível do equipamento utilizado em cada campanha de prospeção de modo a avaliar o seu grau de eficiência.

Atualmente, existem três métodos para a determinação da energia real transferida às varas do ensaio SPT. O primeiro método, é designado por E2F, baseia-se na energia medida apenas com base em valores de força, não fazendo uso dos valores da velocidade. O segundo método, é designado por EF2 e representa a energia medida apenas com base em valores de força. Neste caso, apenas será necessário um medidor de força já que a energia será calculada a partir da multiplicação ao quadrado da força registada.

O terceiro método é designado por EFV, representa a energia medida com base em valores de força e velocidade em função do tempo. Este método só pode ser usado tendo a instrumentação de uma ou mais varas por meio de extensómetros (que permitem obter a força, F) e de acelerómetros (os quais permitem determinar a velocidade de propagação da onda de choque, v), ligados a um sistema de aquisição de dados, cuja interpretação é feita por software comercial apropriado (Cavalcante, 2002).

2.3.1.4. Correções ao valor do N_{SPT}

No sentido de se determinarem alguns parâmetros dos solos, poderá ser necessário corrigir o valor de N_{SPT} de modo a minimizar a influência negativa de alguns fatores que intervêm na sua obtenção.

A norma EN ISO 22476-3: 2006, recomenda um conjunto de correções a fazer ao número N obtido diretamente do ensaio SPT. Os fatores que devem ser corrigidos compreendem a energia transmitida ao trem de varas (C_E), o comprimento do trem de varas (C_R), o diâmetro do furo (C_D) e o ajuste devido ao nível de tensões efetivas à profundidade do ensaio (C_N).

Logo, o resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido para uma tensão vertical de 1 atmosfera, $(N_1)_{60}$, para os solos granulares é obtido a partir da equação 2.2.

$$(N_1)_{60} = C_E \cdot C_R \cdot C_D \cdot C_N \cdot N_{SPT} \quad (2.2)$$

Onde:

N_{SPT} – Valor de N considerando a energia de referência de 60%.

$(N_1)_{60}$ – Valor de N_{60} normalizado para uma tensão efetiva de repouso de 1 atmosfera (1 bar ou 100 kPa);

C_E – Coeficiente corretivo relacionado com a energia transmitida ao trem de varas;

C_R – Coeficiente corretivo relacionado com o comprimento do trem de varas;

C_D – Coeficiente corretivo relacionado com o diâmetro do furo;

C_N – Coeficiente corretivo relacionado com o efeito da sobrecarga em solos arenosos.

É necessário referir que apesar de o uso dos coeficientes corretivos para a energia de cravação (C_E) e para a tensão efetiva à profundidade do ensaio (C_N) ser consensual entre diversos autores, o mesmo não acontece com os coeficientes corretivos para o comprimento do trem de varas (C_R), o efeito do diâmetro do furo de sondagem (C_D). Isto significa que diversos autores desprezam estes últimos coeficientes corretivos, considerando-os unitários.

Assim, a equação 2.2 vem simplificada e aparece na forma:

$$(N_1)_{60} = C_E \cdot C_N \cdot N_{SPT} = C_N \cdot N_{60} \quad (2.3)$$

onde N_{60} corresponde ao número de pancadas corrigidas pelo coeficiente corretivo da energia de cravação para um aparelho com eficiência de 60%.

Para solos não granulares considera-se o valor de N_{60} , uma vez que o fator corretivo C_N só se aplica a solos granulares, resultando na equação 2.4.

$$N_{60} = C_E \cdot N_{SPT} \quad (2.4)$$

A seguir é descrito como se obtém cada um dos fatores de correção do valor de N_{SPT} .

- Energia transmitida ao trem de varas

Como já referido anteriormente, as perdas de energia do dispositivo de disparo do martelo devidas ao método de disparo, ao tipo de martelo e de batente, entre outros fatores, fazem com que a energia de disparo em cada golpe possa ser inferior à energia potencial, E_p , do martelo antes da queda ($E_p = 48.26 \text{ kgm}$ ou $E_p = 474 \text{ J}$).

Estudos efetuados por vários autores, levaram à conclusão de que a energia transmitida ao trem de varas pelo mecanismo do ensaio SPT com disparo automático do martelo (normalmente utilizados nos países Europeus e EUA), é de aproximadamente 60% da energia potencial, ou seja, apresenta uma eficiência na ordem dos 60% ($E_{60} = 0,6 \times 474 = 284,40 \text{ J}$). Nos equipamentos SPT que recorrem a sistemas manuais de libertação do martelo, muito utilizados por exemplo no Brasil, em que é necessário elevar e largar o martelo através de um dispositivo de corda e roldana, as perdas de energia são superiores e a eficiência reduz para valores da ordem dos 45%.

Por essa razão, é necessário um coeficiente de correção para transformar os valores de N_{SPT} em relação a um valor de referência da eficiência do equipamento, de modo a ser possível comparar os valores, independentemente do equipamento utilizado. A norma EN ISSO 22476-3:2006 considera o coeficiente de energia, C_E , para ter em consideração as perdas de energia relativamente a uma eficiência padrão de 60% considerada por Skempton (1986), de acordo com a equação 2.6.

$$E_r = \frac{E'}{E_p} \times 100 \quad (2.5)$$

$$C_E = \frac{E_r}{60} \quad (2.6)$$

$$N_{60} = C_E N \quad (2.7)$$

Onde:

E_r – relação de energias do equipamento de ensaio utilizado;

E' – energia de impacto transmitida ao trem de varas;

E_p – energia de impacto teórica disponível (energia potencial);

N_{60} – valor de N considerando a energia de referência de 60%.

Ao efetuar um ensaio SPT, é necessário transformar o resultado, N , no valor que se obteria se o equipamento utilizado tivesse uma eficiência de 60%, de acordo com a equação 2.7. Esse resultado é designado por N_{60} .

Nesse sentido, é fundamental quantificar a influência das várias metodologias de execução do ensaio nas correlações obtidas entre N_{SPT} e os parâmetros geotécnicos – método de disparo da massa ou o tipo de martelo – para a uniformização dos resultados, N_{60} .

Em Portugal, os mecanismos de disparo do martelo em uso desde o início da década de 1990 são os de disparo automático (Lopes, 2001). Tendo o sistema neste caso uma eficiência na ordem dos 60%, o fator $E_r/60$ toma o valor 1, o que significa que o valor de N_{SPT} obtido diretamente do ensaio já corresponde ao valor padrão $N_{60} = N$.

Caso o mecanismo de disparo seja manual, tendo estes uma eficiência de aproximadamente 45%, N_{60} toma o valor de $0,75N$.

Para corrigir corretamente o valor de N_{SPT} para N_{60} é necessário efetuar a medição da energia de impacto real transmitida ao trem de varas, E' , para poder calcular E_r , utilizando um dos métodos descritos anteriormente.

- Comprimento do trem de varas e diâmetro do furo

Como já referido, é também necessário efetuar a correção dos resultados obtidos devida ao comprimento do trem de varas, pelo facto de estudos dinâmicos mostrarem que a energia aplicada em cada golpe do martelo só é absorvida na sua totalidade pelo trem de varas quando o comprimento deste é tal que o peso do trem de varas é maior ou igual ao peso do martelo. Para ter em consideração este aspeto, é necessário corrigir o valor de N por meio de um coeficiente minorativo, C_R , indicado na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Coeficiente corretivo, C_R , para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986).

Comprimento das hastes (m)	Coeficiente corretivo, C_R
> 10	1,0
6 - 10	0,95
4 - 6	0,85
3 - 4	0,75

Relativamente ao diâmetro do furo de sondagem, quanto maior esse diâmetro maior será a profundidade do solo perturbado abaixo do fundo do furo, havendo alteração da tensão efetiva média. Para se considerar o efeito do diâmetro pode usar-se um coeficiente corretivo adequado, C_D , de entre os apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Coeficiente corretivo, C_D , para o diâmetro do furo de sondagem (Skempton, 1986).

Diâmetro do furo (mm)	Coeficiente corretivo, C_D
65 - 115	1,0
150	1,05
200	1,15

As correções referidas só se utilizam normalmente na presença de solos granulares, em solos coesivos a influência do diâmetro do furo de sondagem é desprezável (IGEOTEST,2004).

- Efeito da sobrecarga em solos arenosos

No caso dos solos arenosos é necessário ter em consideração ainda o efeito da sobrecarga à profundidade do ensaio, dado que o valor de N aumenta com a tensão média, ou seja, com a profundidade. Foi estabelecido o conceito de resultado normalizado, N_f , o resultado que seria obtido com um dado sistema num dado solo para uma tensão efetiva vertical de repouso igual a 1 atmosfera (aproximadamente 1 bar ou 100 kPa). O valor de N_f é obtido através da aplicação do

fator corretivo C_N apresentado na Tabela 2.11, definido em função do tipo de consolidação e da compactidade relativa.

Tabela 2.11 – Coeficiente corretivo, C_N , em função da tensão vertical σ'_v , em kPa (EN ISO 22476-3:2006).

Tipo de consolidação	Compactidade relativa I_p (%)	Fator de correção C_N
Normalmente consolidado	40 a 60	$200/(100+\sigma'_v)$
	60 a 80	$300/(200+\sigma'_v)$
Sobreconsolidado	–	$170/(70+\sigma'_v)$

Para solos arenosos normalmente consolidados é corrente o uso da seguinte expressão para calcular C_N :

$$C_N = \left(\frac{98 \text{ kPa}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (2.8)$$

sendo σ'_{v0} a tensão efetiva vertical à profundidade a que N_{60} foi obtido.

Esta expressão de natureza empírica foi proposta por Liao e Whitman (1985), e é baseada em resultados de ensaios com câmaras de calibração, câmaras essas que permitem realizar ensaios SPT sobre solos granulares reconstituídos em laboratório sob tensões efetivas médias distintas.

Em geral não é recomendável que os valores de C_N sejam inferiores a 0,5 ou superiores a 2,0 (Matos Fernandes, 2011). A norma EN ISO 224763:2006 refere que o valor de C_N não deve ser superior a 1,5.

2.3.1.5. Correlações de N_{SPT} com as características e parâmetros do solo

Os parâmetros geotécnicos que habitualmente mais se correlacionam com os resultados do SPT são a compactidade, ângulo de atrito em solos arenosos e consistência e resistência ao corte não drenada em solos argilosos (WELTMAN & HEAD, 1983; BONCHERE, 1991; FOLQUE, 1992). As correlações entre os parâmetros geotécnicos dos solos devem ser encaradas como correlações qualitativas e não tanto como quantitativas, isto devido ao elevado nível de perturbação, resultante do tipo de cravação, tornando-se assim demasiado grosseiras (Santos, 2008).

A vasta utilização do SPT tem permitido uma série de correlações com diferentes parâmetros geotécnicos, entre os quais:

- Densidade relativa (D_r), tendo em conta a influência da profundidade;
- Compactidade para solos granulares e consolidação para solos coesivos;
- Ângulo de atrito em solos granulares (ϕ);

- Velocidade de propagação das ondas sísmicas ou ondas de corte (V_s)

Para além das correlações já referidas existem ainda outras, estando estas associadas a parâmetros de deformabilidade. Contudo, e uma vez que o ensaio não possui sensibilidade suficiente para a avaliação desses parâmetros, considera-se essas correlações demasiado abusivas/exageradas. Johnston em 1983 evidenciou, que o ensaio SPT consistia num ensaio de resistência, o qual solicita o solo para um estado de rotura. Daí, qualquer correlação com a deformabilidade do solo obriga-nos a assumir uma relação constante entre esta e resistência, o que do ponto de vista desse autor, conduz a desvios acentuados em relação à situação real.

- Índice de compacidade, I_D

O índice de compacidade, I_D (ou densidade relativa, D_r), é usado para quantificar o grau de imbricamento das partículas do solo (aplicável exclusivamente em solos granulares com menos de 15% de finos) isto é, é um parâmetro que fornece informação quanto à compressibilidade de um determinado solo. Este parâmetro varia de 0 a 100%, sendo que quanto maior for o índice de compacidade menos compressível será o solo.

O índice de compacidade é definido pela seguinte expressão:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100(\%) \quad (2.9)$$

Sendo:

e – Índice vazios natural, sendo o índice de vazios que um determinado solo arenoso exhibe *in situ*;
 e_{max} , e_{min} – Índices de vazios máximo e mínimo, de um determinado solo, determinados experimentalmente.

Terzaghi e Peck (1948) publicaram a primeira correlação entre os valores retirados do SPT e o índice de compacidade, representado na Tabela 2.12, válida para areias quartzosas, sendo posteriormente modificada por Skempton (1986) para ter em conta as normalizações do valor de N , $(N_1)_{60}$, de acordo com a Tabela 2.13, válida para areias normalmente consolidadas. Esta é das correlações mais usadas entre a compacidade dos solos arenosos e os valores do ensaio.

O intervalo de valores normalizados do ensaio SPT deve ser limitado a $(N_1)_{60} < 60$, devido ao facto de acima deste valor poder ocorrer esmagamento dos grãos devido às elevadas forças de compressão dinâmica.

Tabela 2.12 – Correlação entre N e I_D em areias (Terzaghi e Peck, 1948, citado por IGEOEST, 2004).

N	Compacidade	I_D (%)
<4	Muito solta	<20
4-10	Solta	20-40
10-30	Medianamente densa	40-60
30-50	Densa	60-80
>50	Muito densa	80-100

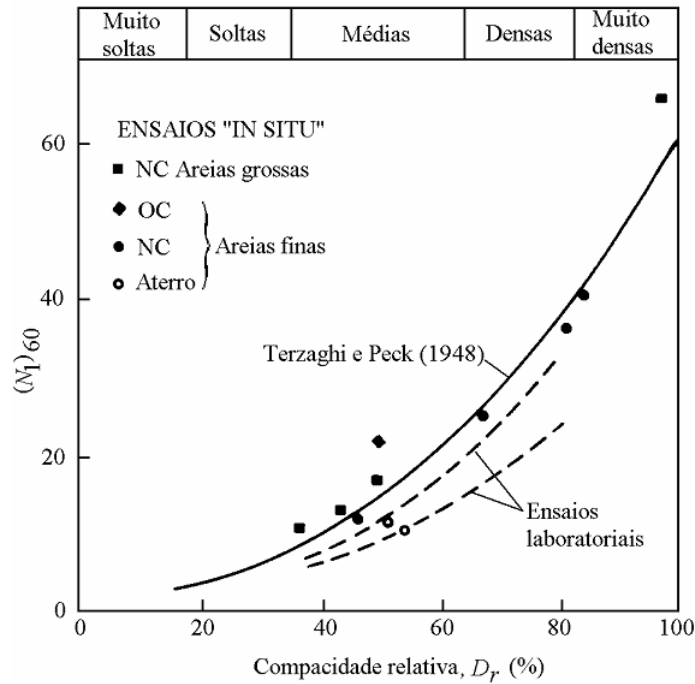


Figura 2.4 – Estimativa da compacidade em função de N_{SPT} (Skempton (1986)).

Tabela 2.13 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e I_D (Skempton, 1986, citado por Matos Fernandes, 2011).

$(N_1)_{60}$	Compacidade	I_D (%)
0-3	Muito solta	0-15
3-8	Solta	15-35
8-25	Medianamente densa	35-65
25-42	Densa	65-85
>42	Muito densa	85-100

Notas:

Para $I_D \geq 0,35$, $(N_1)_{60} / I_D^2 = 60$;

Para areias grossas N deve ser reduzido multiplicando pelo fator 55/60;

Para areias finas N deve ser aumentado multiplicado pelo fator 65/60.

A Figura 2.5, Mayne et al. (2002) apresenta essencialmente a mesma correlação juntamente com outras determinações experimentais obtidas por diferentes autores.

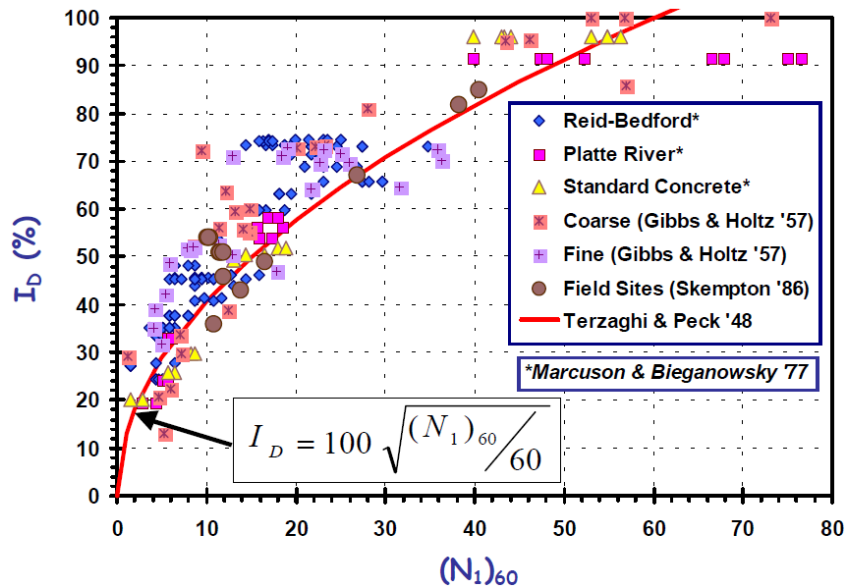


Figura 2.5 – Relação entre $(N_1)_{60}$ e o índice de compactação para areias limpas (Mayne et al., 2002).

Terzaghi e Peck (1967) estabelecem uma relação entre N e a consistência dos solos finos correlacionando com o valor da resistência à compressão simples (q_u), Tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Relação entre a consistência de argilas, N e q_u (Terzaghi e Peck, 1967).

N	Consistência	q_u (kg/cm^2)
<2	Muito mole	<0,25
2-4	Mole	0,25-0,50
4-8	Média	0,50-1,00
8-15	Dura	1,00-2,00
15-30	Muito dura	2,00-4,00
>30	Rija	>4,00

Posteriormente aos trabalhos de Terzaghi e Peck, Gibbs e Holtz (1957), demonstraram que o valor de N não depende unicamente do valor da densidade relativa, mas também da tensão efetiva vertical. Na Figura 2.7 apresenta-se a comparação entre o ábaco de Gibbs e Holtz com o trabalho de Terzaghi e Peck realizada por Coffman (1960).

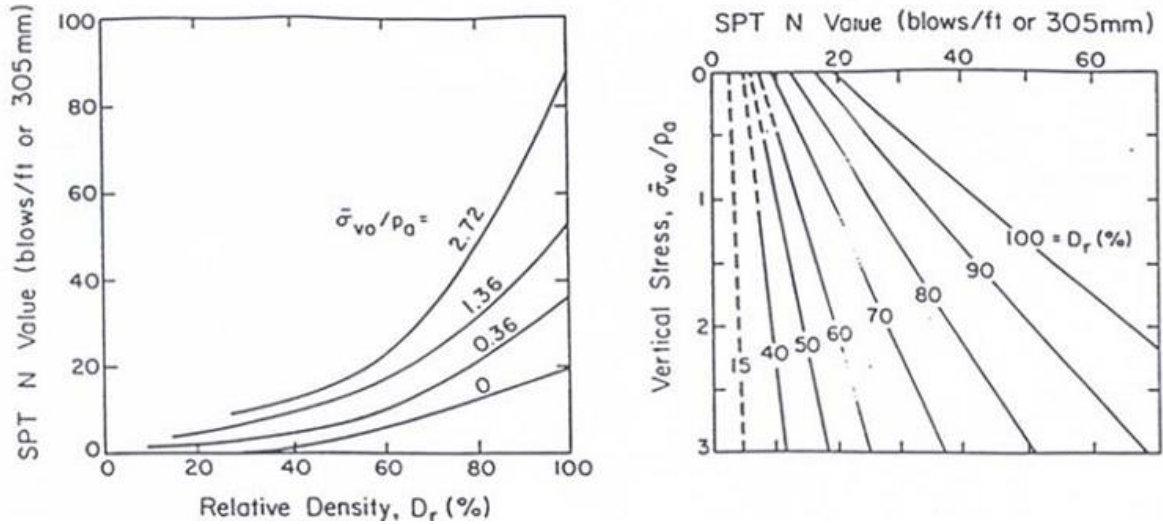


Figura 2.6 – Correlações entre os valores do SPT e o índice de compactidade (Gibbs & Holtz, 1957; Holtz and Gibbs, 1979).

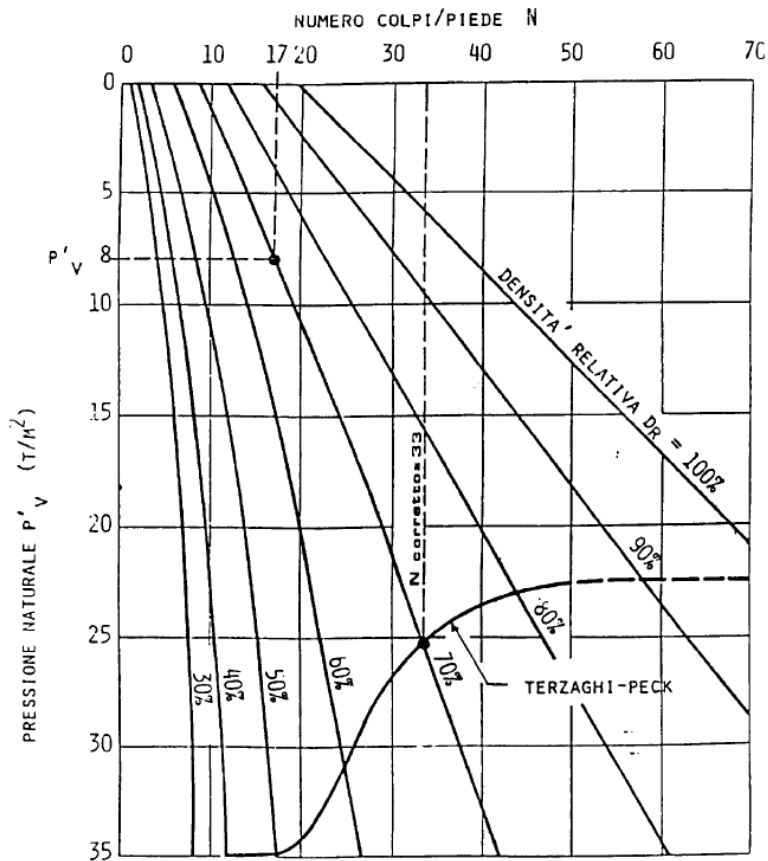


Figura 2.7 – Comparação entre o ábaco de Gibbs y Holtz (1957) com o de Terzaghi e Peck (1948) elaborado por Coffman (1960, citado por IGEOTEST, 2004).

Para a aplicação deste ábaco é necessário ter em conta a compressibilidade dos solos arenosos. Um aumento de mica ou carbonato, por exemplo, faz que um solo arenoso seja mais compressível. Por conseguinte, ao aplicar este ábaco nesses casos, é necessário considerar (Cestari, 1990, citado por IGEOTEST, 2004):

- Para valores de $I_D < 70\%$, os valores obtidos do ábaco são superiores aos reais;

- Para valores baixos de tensão efetiva vertical (<5 kPa), o índice de compacidade é demasiado alto,
- A sua utilização não é apropriada para valores de $N < 10$.

Mayerhof (1957) ajustou o ábaco de Gibbs e Holtz através da expressão:

$$I_D = \sqrt{\frac{N}{23 \cdot \sigma'_{v0} + 16}} \quad (2.10)$$

em que a tensão efetiva vertical está expressa em kgf/cm².

Giuliani e Nicoll (1982) efetuaram análises estatísticas detalhadas de diversos métodos. Relativamente aos ábacos de Gibbs e Holtz propuseram a seguinte relação:

$$\frac{I_D}{100} = 1,5 \cdot \left(\frac{N}{F}\right)^{0,222} - 0,6 \quad (2.11)$$

Sendo F:

$$F = 0,0065 \cdot \sigma'_{v0}{}^2 + 1,68 \cdot \sigma'_{v0} + 14 \quad (2.12)$$

e a tensão efetiva vertical está expressa em t/m².

Para o trabalho de Bazaraa (1967), estes mesmos autores propuseram:

$$\frac{I_D}{100} = 0,2236 \sqrt{\frac{N}{a + b \cdot \sigma'_{v0}}} \quad (2.13)$$

Sendo:

σ'_{v0}	a	b
< 15 t/m ²	1,00	0,20
> 15 t/m ²	3,25	0,05

Por sua vez Giuliani e Nicoll propuseram:

$$\frac{I_D}{100} = \frac{\sqrt{N}}{4,188 + 0,639 \cdot \sigma'_{v0}{}^{0,606}} \quad (2.14)$$

sendo a tensão efetiva vertical em t/m².

Segundo vários autores, esta relação ajusta-se melhor aos ábacos de Gibbs e Holtz para confinamento elevado ($\sigma'_{v0} > 20$ t/m²) e para baixos valores de N , para valores baixos σ'_{v0} as curvas de Bazaraa são mais indicadas.

Existem, além dos expostos, numerosos trabalhos sobre a quantificação do I_D . Muitos deles tentam explicar os desvios dos diferentes métodos. Erros de cerca de 20% foram indicados por Távenas et

al. (1973). As maiores divergências observam-se para valores elevados do índice de compacidade (Marcuson et al., 1977 citado por IGEOEST,2004).

A técnica do ensaio, assim como a granulometria, a composição e a forma das partículas são fatores que influenciam a correlação. Algumas das correlações publicadas tentam levar em conta estes fatores, considerando, por exemplo o índice de uniformidade.

Skempton (1986), resumindo a informação disponível até ao momento, conclui que as correlações originais de Terzaghi e Peck são perfeitamente válidas desde que se utilize os valores normalizados $(N_1)_{60}$. Segundo este autor, esta relação pode ser expressa por:

$$\frac{(N_1)_{60}}{I_D^2} = a + b \cdot \sigma'_{v0} \quad (2.15)$$

onde a tensão efetiva vertical está expressa em kPa/cm². Esta expressão é análoga às deduzidas por Meyerhof e Bazarra.

Os parâmetros a e b podem ser considerados constantes no intervalo $0,85 > I_D > 0,35$ e $2,5 > \sigma'_{v0} > 0,5$ kgf/cm² (Cestari, 1990).

O grau de sobreconsolidação do depósito interfere na equação 2.15, incrementando o valor do coeficiente b .

- Ângulo de atrito, ϕ

Os dados que se obtêm do ensaio SPT permitem estimar o ângulo de atrito, ϕ , dos materiais granulares, podendo este ser estimado indiretamente através dos valores estimados do I_D , como diretamente a partir do valor N_{SPT} , como tem sido usual atualmente. Algumas destas correlações são a seguir indicadas.

A Figura 2.8 representa conjuntamente os ábacos empíricos propostos por Meyerhof (1956) e Peck et al. (1974).

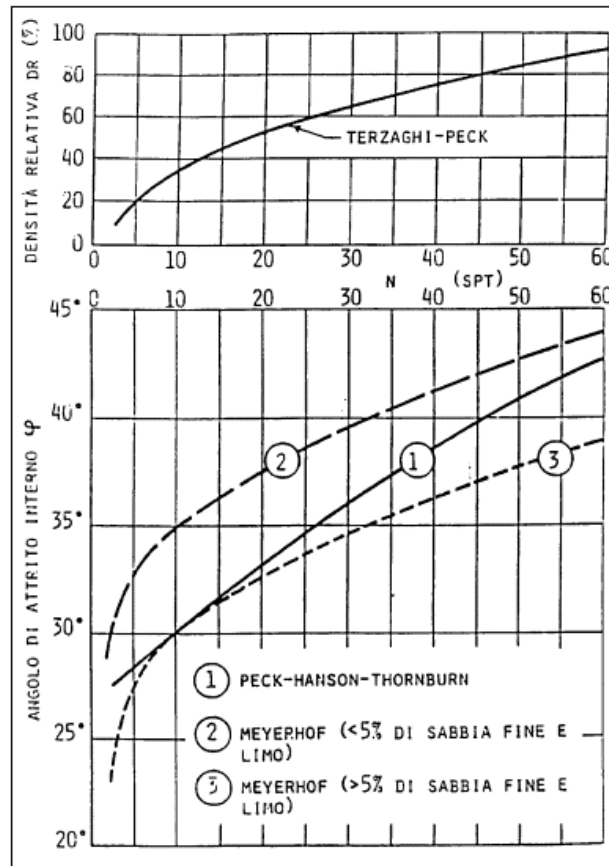


Figura 2.8 – Estimativa de Meyerhof (1956) e Peck et al. (1974 citado por IGEOEST, 2004).

As expressões de Meyerhof (1956) são expressas pelas equações 2.16 e 2.17, sendo:

Para > 5% de areia fina e limo:

$$\phi = 25 + 0,15.I_D\% \quad (2.16)$$

Para < 5% de areia fina e limo:

$$\phi = 30 + 0,15.I_D\% \quad (2.17)$$

Burmister (1948) propôs correlações entre I_D e ϕ em função da granulometria do solo. As expressões desenvolvidas por este autor estão apresentadas na Tabela 2.15

Tabela 2.15 – Relações entre I_D e ϕ segundo Burmister (1948).

Gravilha uniforme	$\phi' = 38,0 + 0,08.I_D$	(2.18)
Areia grossa	$\phi' = 34,5 + 0,100.I_D$	(2.19)
Areia média	$\phi' = 31,5 + 0,115.I_D$	(2.20)
Areia fina	$\phi' = 28,0 + 0,140.I_D$	(2.21)

Através de métodos estatísticos Giuliani e Nicoll (1982) propuseram:

$$tg(\phi) = 0,575 + 0,361 \cdot I_D^{0,866} \quad (2.22)$$

sendo que esta relação não é válida para areias finas limosas saturadas com baixos valores de N .

Diversos autores propuseram correlações diretas entre o valo de N_{SPT} e o ângulo de atrito, de modo a evitar as aproximações através de duas correlações, isto é, entre N_{SPT} e I_D , e entre este e ϕ .

As dispersões entre os resultados utilizando as correlações diretas podem ser consideráveis. Muromachi (1974) propôs a correlação expressa na equação 2.23.

$$\phi = 20 + 3,5 \cdot \sqrt{N} \quad (2.23)$$

Na Figura 2.9 está representada um ábaco proposto por De Mello (1971). Para valores baixos de σ_{v0} (< 10 kPa), ϕ' resulta sobrestimado, e para valores de $\phi' > 38^\circ$ (Cestari, 1990).

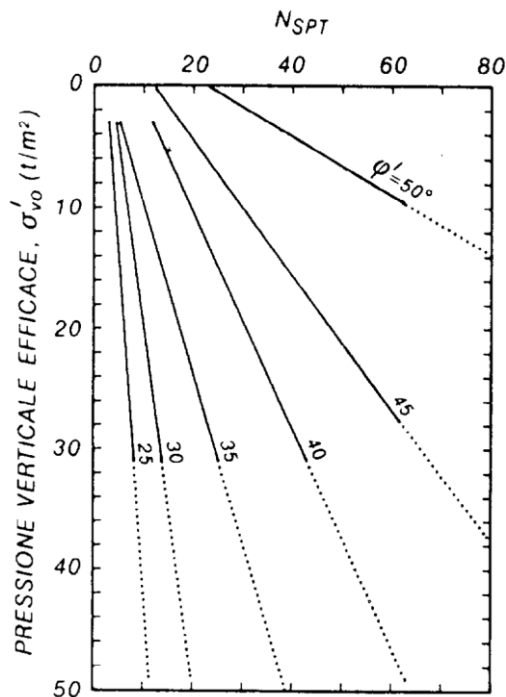


Figura 2.9 – Estimativa de ϕ' em função de N_{SPT} e da tensão efetiva vertical (De Mello, 1971 citado por IGEOEST, 2004).

Na Tabela 2.16, está representada correlações do valor de N_{SPT} e parâmetros básicos de solos granulares classificados de acordo com o critério de Casagrande proposta por Hunt (1984).

Tabela 2.16 – Propriedades comuns dos solos não coesivos (Hunt, 1984).

Material	Compacidade	I_D (%)	N_1	Peso volúmico seco γ_d (g/cm ³)	Índice de vazios e	Ângulo de atrito ϕ
GW: Cascalho bem graduado, mistura de cascalho e de areia	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Medianamente densa	50	55	2,08	0,28	36
	Solta	25	< 28	1,97	0,36	32
GP: Cascalho mal graduado, mistura de cascalho e de areia	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Medianamente densa	50	50	1,92	0,39	35
	Solta	25	< 20	1,83	0,47	32
SW: Areias bem graduadas, areias com cascalho	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Medianamente densa	50	35	1,79	0,49	34
	Solta	25	< 15	1,70	0,57	30
SP: Areias mal graduadas, areias com cascalho	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Medianamente densa	50	30	1,67	0,60	33
	Solta	25	< 10	1,59	0,65	29
SM: Areias siltosas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Medianamente densa	50	25	1,55	0,74	32
	Solta	25	< 8	1,49	0,80	29
ML: Siltes inorgânicos, areias muito finas	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Medianamente densa	50	20	1,41	0,90	31
	Solta	25	< 4	1,35	1,00	27

Para solos granulares sem coesão e tendo por base a correlação apresentada por Terzaghi e Peck (1967) para I_D , Meyerhof (1956) apresenta a relação, expressa na Tabela 2.17, entre N , ϕ e a resistência de ponta (q_c) do CPT, definindo-se assim uma das primeiras correlações entre o SPT e o CPT.

Tabela 2.17 – Relação entre I_D , q_c e ϕ para solos granulares, sem coesão (Meyerhof, 1956 citado por Lopes, 2001).

Compacidade	I_D	N_{SPT}	ϕ	q_c (kg/cm ²)
Muito solto	<0,2	<4	<30	<20
Solto	0,2-0,4	4-10	30-35	20-40
Médio	0,4-0,6	10-30	35-40	40-120
Denso	0,6-0,8	30-50	40-45	120-200
Muito denso	>0,8	>50	>45	>200

No sentido de obter o valor do ϕ a partir do SPT, vários autores prestaram as suas contribuições, algumas mais discutíveis que outras, utilizando parâmetros intermediários ou não. Kulhawy e Mayne (1990) propuseram uma aproximação à obtenção de ϕ a partir de N de acordo com a equação 2.24.

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N}{12,2 + 0,2 \cdot \sigma'_v} \right)^{0,34} \quad (2.24)$$

Em 1989, Behpoor e Ghahramani propõem uma correlação entre N e q_u e o módulo de elasticidade (E) de solos coesivos:

$$q_u \text{ (kPa)} = 15 \cdot N \quad (\text{para } N < 25) \quad (2.25)$$

$$E \text{ (MPa)} = 0,17 \cdot N \quad (\text{para } N < 25) \quad (2.26)$$

Num trabalho utilizando amostras de areias congeladas e posteriormente submetidas a descongelamento e ensaios triaxiais, de modo a obter o ângulo de atrito de pico, e correlacionando os resultados com o valor de N obtidos em furos adjacentes aos da amostragem, corrigindo os valores de N , foi possível a Hatanaka e Uchida (1996) obter a equação 2.27 em termos de tensões efetivas.

$$\phi = [15,4 \cdot (N_1)_{60}]^{0,5} + 20 \quad (2.27)$$

Na Figura 2.10 está representado a correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ , dada pela equação 2.27 e a proposta por Décourt (1989).

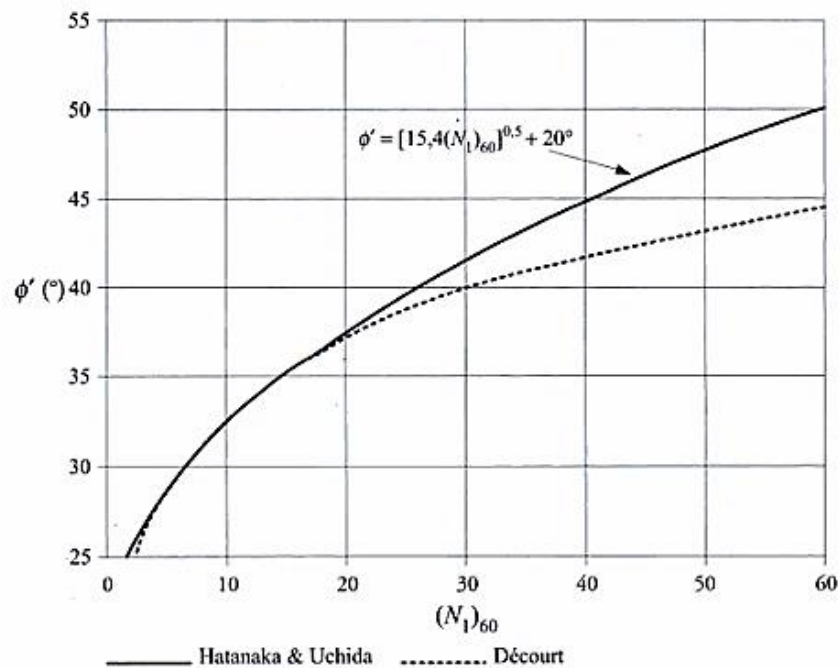


Figura 2.10 – Correlações entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de resistência ao corte de areias (Décourt, 1989; Hatanaka & Uchida, 1996 citado por Matos Fernandes, 2011).

Nas Figuras 2.11 e 2.12 são apresentadas as relações entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito propostas por Skempton (1986) e Stround (1988).

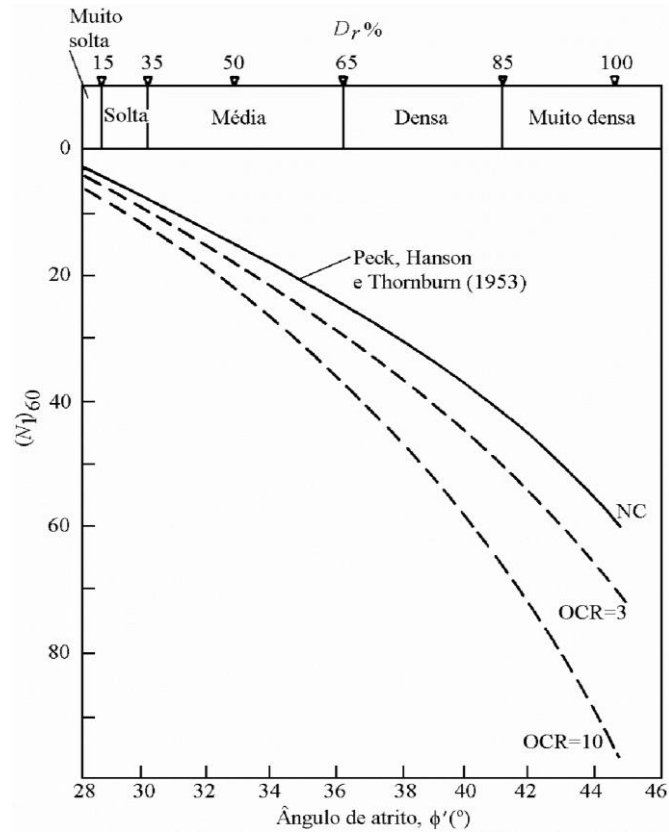


Figura 2.11 – Estimativa de ϕ' em função de N_{SPT} e OCR (Skempton, 1986 citado por Viana da Fonseca, 2004).

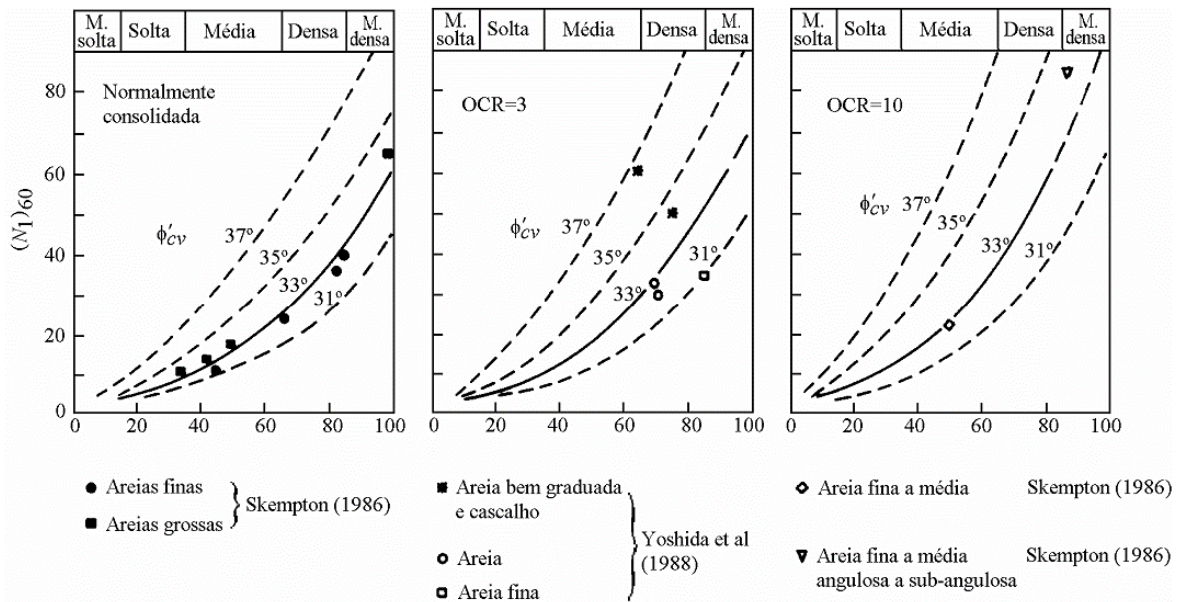


Figura 2.12 – Variação de $(N_1)_{60}$ e compacidade relativa com ϕ' e OCR (Stroud, 1988 citado por Viana da Fonseca, 2004).

A Tabela 2.18 mostra uma correlação entre o índice de compacidade e ângulo de resistência ao corte de areias de quartzo (US Army Corps of Engineers, 1993, citado por Matos Fernandes, 2011).

Tabela 2.18 – Correlação entre I_D e o ângulo de resistência ao corte de areias de quartzo (US Army Corps of Engineers, 1993, citado por Matos Fernandes, 2011).

I_D (%)	ϕ' , areias finas		ϕ' , areias médias		ϕ' , areias grossas	
	Uniformes	Bem graduadas	Uniformes	Bem graduadas	Uniformes	Bem graduadas
40	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	43
80	39	41	41	43	43	44
100	42	43	43	44	44	46

- Módulo de deformabilidade, E

Existem também diversas propostas publicadas para relacionar os resultados do ensaio SPT com o módulo de deformabilidade dos solos, E .

Um desses exemplos é a expressão obtida da análise de resultados de ensaios de carga em placa realizada na Universidade Católica do Rio de Janeiro.

$$E(\text{MPa}) = 2,9 \cdot N + 2,7 \quad (2.28)$$

Blight (1997) refere uma correlação do N_{SPT} para solos residuais com E , de acordo com a equação 2.29.

$$E(\text{MPa}) = 1,6 \cdot N \quad (2.29)$$

Por outro lado, Sandroni (1991) usou resultados de ensaios de carga em placa em solos residuais de gnaiss com a finalidade de obter o valor de E para estes solos, como mostrado da Figura 2.13.

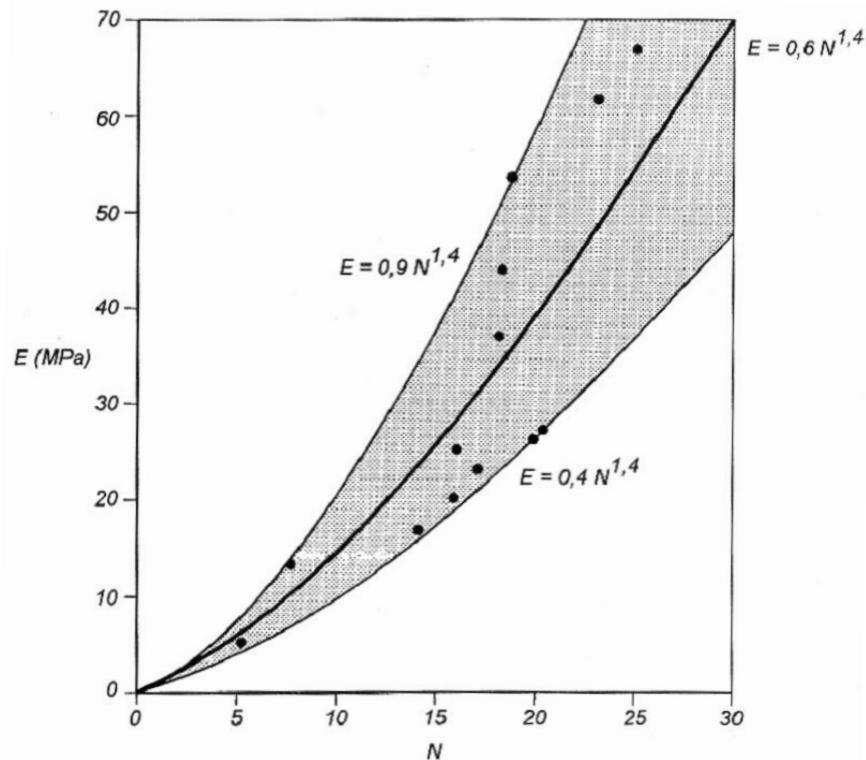


Figura 2.13 – Relações de E com o N para solos residuais (Sandroni, 1991).

Clayton (1986), com dados de Burland e Burbidge (1985) obteve os dados apresentados na Tabela 2.19.

Tabela 2.19 – Correlações entre E (MPa) e $N_{SPT}(N_{60})$ para solos arenosos (Clayton, 1986 citado por Filho, 2010).

N	Média	Limite Inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

Bowles (2001) apresenta várias correlações entre o valor N_{SPT} com o módulo de deformabilidade, E , de acordo com a Tabela 2.20.

Tabela 2.20 – Correlações entre E (kPa) e $N_{SPT}(N_{55})$ para diverso tipos de solos (Bowles, 2001).

Tipo de Solo	SPT
	$E = 500 \cdot (N_{SPT} + 15)$
Areia normalmente consolidada	$E = 7000 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$
	$E = 6000 \cdot N_{SPT}$
	$E = (15000 \text{ a } 22000) \cdot \ln N_{SPT}$
Areia Saturada	$E = 250 \cdot (N_{SPT} + 15)$
Areia sobreconsolidada	$E = 40000 + 1050 \cdot N_{SPT}$
	$E = 1200 \cdot (N_{SPT} + 6)$
Cascalho arenoso	$E = 600 \cdot (N_{SPT} + 6)$ $N_{SPT} \leq 15$
	$E = 600 \cdot (N_{SPT} + 6) + 2000$ $N_{SPT} > 15$
Areia Argilosa	$E = 320 \cdot (N_{SPT} + 15)$
Areia siltosa	$E = 300 \cdot (N_{SPT} + 6)$

- Solos coesivos

Nos solos coesivos (solos argilosos), as correlações baseadas nos resultados do ensaio SPT só se devem considerar como orientativas.

A Tabela 21 inclui uma classificação dos solos argilosos quanto à consistência proposta por Clayton et al. (1995).

Tabela 2.21 – Relação entre N_{60} e a consistência das argilas segundo Clayton et al. (1995 citado por Matos Fernandes, 2011).

N_{60}	0 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	30 - 60	> 60
Consistência	muito mole	mole	firme	rija	muito rija	dura

A dispersão das correlações nos solos coesivos é muito maior do que nos solos granulares. As pressões intersticiais que se geram no momento da penetração do amostrador e os atritos gerados afetam substancialmente os resultados.

Muitos investigadores tentaram encontrar correlações entre o valor de N_{SPT} e a resistência à compressão simples de solos argilosos. A dispersão dos resultados obtidos é muito grande, como se pode verificar na Figura 2.14 (NAVFAC, 1971).

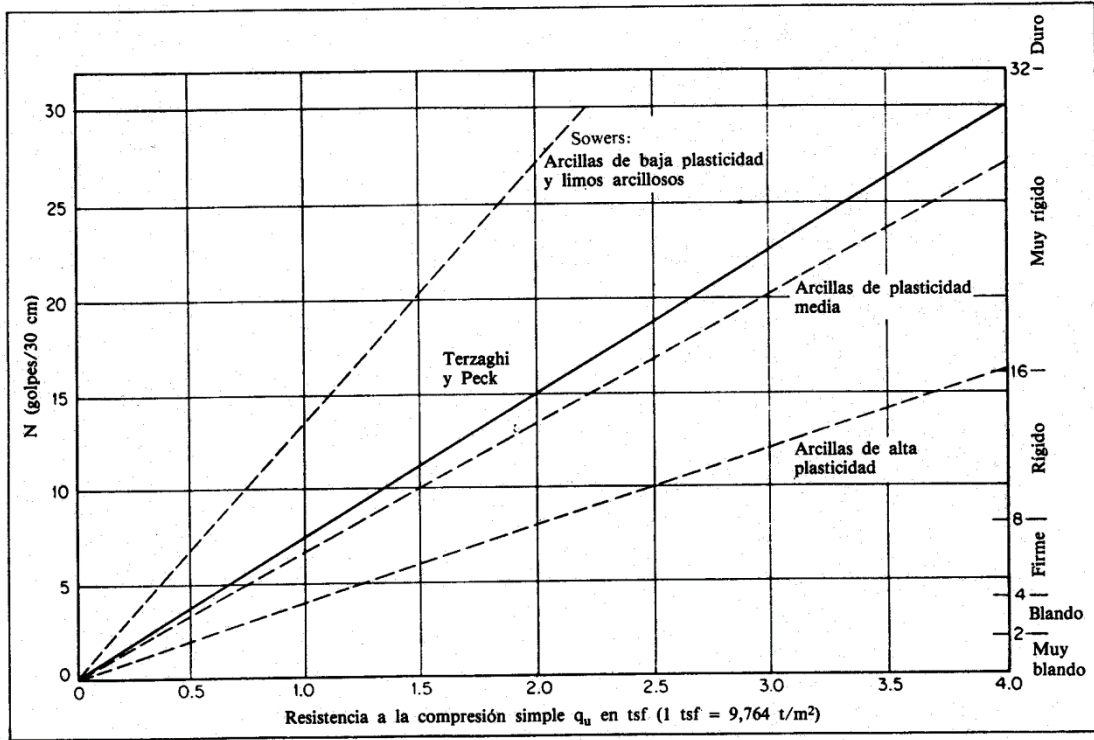


Figura 2.14 – Valores da resistência à compressão simples a partir do N_{SPT} para solos coesivos de diferente plasticidade (NAVFAC, 1971).

Na Tabela 2.22 encontra-se representado correlações entre N_{SPT} , a densidade saturada e a resistência à compressão simples, segundo a adaptação de Hunt (1984) aos trabalhos de Terzaghi e Peck (1948).

Tabela 2.22 – Propriedades dos solos argilosos (Hunt, 1984 citado por IGEOEST, 2004).

Consistência	N	Identificação manual	γ_{sat} g/cm ³	q_u (kg/cm ²)
Dura	> 30	Marca-se dificilmente	>2,0	>4,0
Muito rígida	15-30	Marca-se com a unha do polegar	2,08-2,24	2,0-4,0
Rígida	8-15	Marca-se com o polegar	1,92-2,08	1,0-2,0
Média	4-8	Moldável através de pressões fortes	1,76-1,92	0,5-1,0
Branda	2-4	Moldável através de pressões fracas	1,60-1,76	0,25-0,5
Muito branda	< 2	Desfaz-se entre os dedos	1,44-1,60	0-0,25

- Correlações indiretas entre resultados de ensaios

É comum apresentar-se correlações entre N_{SPT} e q_c (resistência de ponta) do ensaio CPT para, a partir do conhecimento do q_c , se deduzirem os parâmetros mecânicos dos solos utilizando as correlações mais fiáveis entre q_c e E .

Estudos de carácter regional com uma análise de mais de 200 casos de ensaios CPT e SPT em vários locais da Região Norte, conduziram a uma relação $q_c(MPa)/N_{SPT}$ que oscila entre 0,35 e 0,50 (Viana da Fonseca et al., 1994).

Este tipo de correlação é de muita importância nos solos residuais, pois estes apresentam zonas mais resistentes que impedem a prossecução do CPT, limitação que não ocorre com o SPT. Usando uma correlação $q_c/N_{SPT} = 0,4$ obtém-se parâmetros de resistência e de deformabilidade através do q_c .

O Eurocódigo 7 (EC7) apresenta na parte 2 uma sugestão para a obtenção do ângulo de atrito para areias de quartzo e feldspato, esta sugestão utiliza uma correlação entre o valor de q_c e o ângulo de atrito, de acordo com a Tabela 2.23.

Tabela 2.23 – Ângulo de atrito para areias de quartzo e feldspato a partir da resistência de ponta q_c (Anexo C da parte 2 do EC7).

Compacidade relativa	Resistência de ponta q_c (Mpa) a partir do ensaio CPT	ϕ'
Muito baixa	0-2,5	29-32
Baixa	2,5-5,0	32-35
Média	5-10	35-37
Elevado	10-20	37-40
Muito elevado	> 20	40-42

Outras relações entre o valor de q_c e ϕ' foram estabelecidas, mas levando em linha de conta a importante influência do estado de tensão vertical in situ, como por exemplo a proposta por Robertson e Campanella (1983), de acordo com a Figura 2.15.

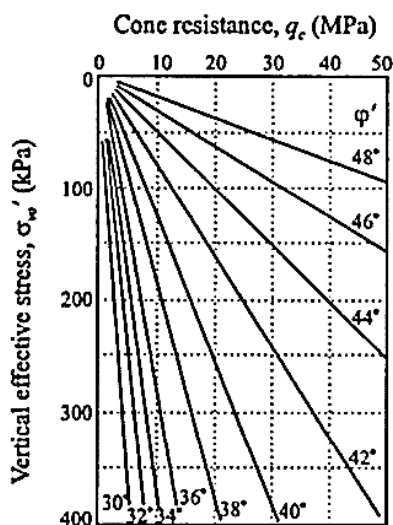


Figura 2.15 – Estimativa do ângulo de atrito a partir do CPT e da tensão efetiva vertical para areia sílica (Robertson e Campanella, 1983 citado por IGOTEST, 2004).

Para o módulo de deformabilidade é recomendado pelo EC7 o uso da seguinte equação:

$$E = 3,5 \cdot q_c \quad (2.30)$$

Na Tabela 2.24 está representado um resumo de um conjunto de correlações entre o SPT e o CPT apresentado por Daniziger et al. (1988 citado por Duarte, 2002).

Tabela 2.24 – Correlações entre o SPT e o CPT (Daniziger et al., 1988 citado por Duarte, 2002).

País	Referência	Rocha	Solo residual	SPT	CPT	q_c/N^* (média)
Brasil	Barata et al. (1978)	gnaise	Argila silto-arenosa	manual	mecânico	0,15-0,25
			Areia silto-argilosa			0,20-0,35
	Alonso (1980)	gnaise	Silte arenoso	manual	mecânico	0,31-0,34
			Areia e silte			0,26-0,50
			Argila siltosa			0,72
Velloso (1981)	gnaise	Areia siltosa Silte arenoso	manual	mecânico	0,50 0,40-0,47	
Rocha Filho & Carvalho (1988)	gnaise	Areia siltosa	manual	eléctrico	0,3-0,5	
Nigéria	Ajayi & Balogun (1988)	-	Argila arenosa (laterite)	semiautomático	mecânico	0,32
			Argila arenosa (saprólito)			0,42
Singapura	Chang (1988)	granito rocha sedimentar	Silte argilo-arenoso Silte argiloso e arenoso	-	-	0,21 0,18
Portugal	Viana da Fonseca (1996)	granito	Areia siltosa	automático (Dando)	mecânico	0,7

* q_c/N em MPa por pancada por 0,3 m.

2.3.2. Penetrómetros dinâmicos (DP)

Os ensaios de penetração dinâmica fazem parte dos meios mais antigos de prospeção do subsolo, permitindo de forma simples e rápida investigar as condições dos solos *in situ*, obtendo-se informações geotécnicas praticamente em contínuo.

A execução do ensaio consiste na determinação do número de golpes, N , através da ação de um martelo em queda livre sobre o conjunto constituído, por um batente, um trem de varas e uma ponta cónica, para que ocorra determinado comprimento de penetração desta. Teoricamente, a resistência à penetração resulta apenas de forças de reação do terreno sobre a superfície cónica da ponta, dado que o diâmetro das varas é inferior ao da base do cone da ponta (Matos Fernandes, 2011).

Ao ser um sistema de prospeção muito antigo e de fácil execução, fez com que houvesse grande variedade de penetrómetros com características diferentes, havendo uma grande dispersão dos tipos de equipamentos.

A normalização estabelecida pelo “ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing) – DP Working Party:1988, classificou os penetrómetros dinâmicos em função da energia de penetração, no qual os equipamentos existentes foram uniformizados em 4 níveis energéticos:

- ligeiros (ou leves): PDL (Dynamic Probing Light);
- médios: DPM (Dynamic Probing Medium)
- pesados: DPH (Dynamic Probing Heavy);
- superpesados: DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).

A Tabela 2.25 inclui a classificação dos quatro tipos de penetrómetros em função da massa do martelo de acordo com Matos Fernandes (2011).

Tabela 2.25 – Tipos de penetrómetros dinâmicos (Matos Fernandes, 2011).

Tipo	Sigla	M, Massa do martelo (kg)
Ligeiro ou leve	DPL	$M \leq 10$
Médio	PDM	$10 < M < 40$
Pesado	DPH	$40 \leq M \leq 60$
Superpesado	DPSH	$60 < M$

Em Portugal, os penetrómetros de utilização mais corrente são o PDL e o DPSH, estando os procedimentos de execução e análise regulados segundo a norma europeia EN ISO 22476-2:2005.

Em relação aos ensaios mais conhecidos de penetração (SPT e CPT), os ensaios DP, devido à grande manobrabilidade, execução elementar e baixo custo relativo e estando associados a grandes rendimentos constituem uma opção bastante atrativa a incluir em campanhas de caracterização geotécnica. A sua utilização constitui a forma mais simples de se obter, no campo, o grau de compacidade ou consistência de um solo e conseqüentemente a sua capacidade de carga.

Devido ao facto de haver o registo do número de golpes em profundidade de forma contínua, ao contrário do SPT, constituem os métodos mais adequados para a avaliação da posição do “firme” e como detetores de obstáculos pontuais ou singularidades, do maciço natural ou criados pelo homem (Viana da Fonseca, 1996).

A utilização destes ensaios é viável em materiais que apresentam resistência apreciável à penetração de outros equipamentos, em que ao ser possível utilizar mais do que uma energia de penetração permite cobrir uma vasta gama de tipos de solos, desde argilas moles, siltes, areias e cascalhos, solos residuais ou argilas rijas.

Os ensaios de penetração dinâmica realizam-se normalmente em fases de prospeção preliminar, fornecendo indicações qualitativas e quantitativas das características do subsolo. O ensaio pode servir para a determinação das características e espessura de materiais de cobertura e de solos de

alterados, deteção de irregularidades no subsolo, determinação espacial de camadas irregulares e localização de níveis de elevada rigidez (Rodrigues, 2003).

Quando se dispõe de informação geológica (por exemplo sondagens na proximidade) podem correlacionar-se os resultados com as diferentes camadas de solos atravessados. São ensaios muito utilizados em estudos geotécnicos para a fundação de estruturas em obras lineares e edifícios.

De forma a normalizar os equipamentos e metodologias de ensaio, a norma EN ISO 22476-2:2005 especifica exatamente as dimensões e massas dos quatro tipos de dispositivos para ensaios de penetração dinâmica, de acordo com a Tabela 2.26.

Tabela 2.26- Dimensões e massas dos quatro tipos de dispositivos para ensaios de penetração dinâmica, adaptado de EN ISO 22476-2:2005.

Dispositivos para ensaios de penetração dinâmica	Símbolo	Un.	DPL (ligeiro)	DPM (médio)	DPH (pesado)	DPSH (super pesado)	
						DPSH-A	DPSH-B
Dispositivo de queda							
Massa do martelo, M	m	kg	10 ± 0,1	30 ± 0,3	50 ± 0,5	63,5 ± 0,5	63,5 ± 0,5
Altura de queda, H	h	mm	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Batente							
Diâmetro	d	mm	50 < d < D _h ^a	50 < d < D _h ^a	50 < d < 0,5D _h ^a	50 < d < 0,5D _h ^a	50 < d < 0,5D _h ^a
Massa (máx.) incluindo barra guia	m	kg					
Cone de 90°							
Área nominal da base	A	cm ²	10	15	15	16	20
Diâmetro da base, nova	D	mm	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	45,0 ± 0,3	50,5 ± 0,5
Diâmetro da base, usada (mín.)		mm	34	42	42	43	49
Comprimento da camisa cilíndrica	L	mm	35,7 ± 1	43,7 ± 1	43,7 ± 1	90,0 ± 2 ^b	51,0 ± 2
Comprimento da ponta cónica		mm	17,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	22,5 ± 0,1	25,3 ± 0,4
Desgaste máx. admissível da ponta		mm	3	4	4	5	5
Varas^c							
Massa (máx.)	m	kg/m	3	6	6	6	8
Diâmetro exterior (máx.)	d _e	mm	22	32	32	32	35
Desvio da vara ^d :							
nos 5 m inferiores		%	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
nos restantes		%	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Energia específica por pancada	E _n	kJ/m ²	50	100	167	194	238

a : D_h - diâmetro do martelo. Em caso de este ser de forma retangular, assume-se a menor dimensão como equivalente ao diâmetro.

b : Somente da ponta perdida.

c : O comprimento máximo das hastes não deve exceder os 2 m.

d : Desvio das hastes em relação à vertical.

Nota: As tolerâncias indicadas são as tolerâncias de fabrico.

Tal como no ensaio SPT, existem certas características do equipamento que podem influenciar os resultados dos ensaios, como por exemplo:

- diâmetro da ponta cónica;
- o comprimento do trem de varas;
- desvio das varas em relação à vertical;

- as perdas de energia do sistema de penetração.

Segundo a norma EN ISO 22476-2:2005, antes de iniciar a execução do ensaio deve proceder-se à verificação de todas as componentes do aparelho, em especial às dimensões da ponta cônica, à verticalidade das varas e ao funcionamento dos dispositivos de medição e de registo. Durante a execução do ensaio, o trem de varas e o sistema de penetração devem manter-se na vertical, não devendo existir desvios superiores a 2%. As pontas cónicas dos penetrómetros têm que fazer um ângulo de 90° com o vértice, podendo estas ser recuperáveis ou perdidas, de acordo com a Figura 16.

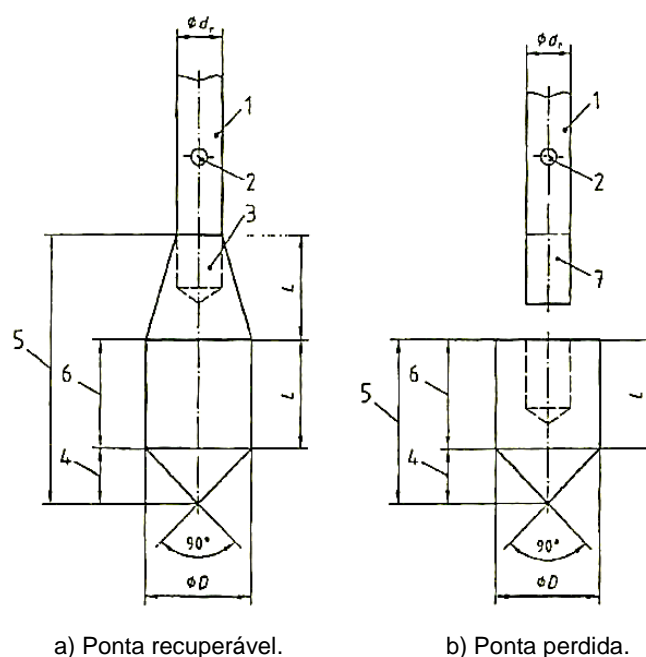


Figura 2.16 – Formas alternativas das pontas cónicas para o ensaio de penetração dinâmica DPSH.

A seleção do tipo de penetrómetro dinâmico resulta de opções na prospeção e do conhecimento prévio das características dos terrenos, de forma que a energia deste seja apropriada à profundidade que se pretende alcançar e ao tipo de terreno.

A seguir são descritas algumas características relevantes, dos quatro tipos de penetrómetros dinâmicos, necessárias para ter em consideração nas prospeções geotécnicas:

- O DPL aplica-se a profundidades não superiores a 8 m. A massa do martelo é de 10 kg e a altura de queda de 0,5 m. Conta-se o número de pancadas para que ocorra uma cravação de 10 cm (N_{10}).
- O DPM pode ir até aos 20 m de profundidade. A massa do martelo, que cai livremente de uma altura de 0,5 m, é de 30 kg. Regista-se o valor de N_{10} com o avanço em profundidade.
- O DPH alcança profundidades entre os 20 e os 25 m. A altura da queda é de 0,5 m, em que a massa do martelo é de 50 kg e regista-se o valor de N_{10} .
- A norma subdivide o DPSH em DPSH-A e DPSH-B, dependendo se a altura de queda do martelo é de 0,5 ou de 0,75 m, respetivamente, sendo a massa do martelo de 63,5 kg. O

DPSH alcança profundidades superiores a 25 m, sendo o registo do número de golpes efetuado para que ocorra a cravação da ponteira cónica de 10 cm (N_{10}) ou de 20 cm (N_{20}).

De referir, que em termos de energia cinética o ensaio DPSH-B assemelha-se ao ensaio SPT, o que permite o estabelecimento de relações diretas entre estes dois tipos de ensaios de penetração. É prática corrente relacionar os valores resultantes do ensaio DPSH-B (N_{DPSH}) com os valores do SPT (N_{SPT}), e a partir daí obter os parâmetros geotécnicos.

Esta associação entre os ensaios é frequente nas campanhas de caracterização geotécnica de áreas com alguma dimensão, permitindo combinar uma malha mais alargada de ensaios SPT com outra mais apertada de ensaios DPSH, mais rápidos e económicos de executar, resultando numa caracterização mais completa do terreno.

Segundo a norma EN ISO 22476-2:2005, o intervalo normal da operação em relação ao número de golpes deve estar entre $N_{10} = 3$ e 50 para o DPL, o DPM e o DPH e entre $N_{20} = 5$ e 100 para o DPSH-A e o DPSH-B. No caso de a resistência à penetração ser baixa, como acontece em argilas brandas, pode-se registar a profundidade de penetração por golpe. Em solos duros ou em rochas brandas, quando a resistência à penetração é muito alta ou excede o intervalo normal de golpes, pode-se registar a penetração por um certo número de golpes como alternativa aos índices N .

De forma a comparar os resultados de diferentes penetrómetros é corrente adotar a chamada energia específica por pancada, E_n , que traduz a energia cinética do martelo por unidade de área da secção da ponta, de acordo com a equação 2.31.

$$E_n = \frac{m \cdot g \cdot h}{A} \quad (2.31)$$

sendo g a aceleração da gravidade.

Fazendo uso de dois sistemas, I e II, com valores de energia específica E_n^I e E_n^{II} , os respetivos resultados, N_I e N_{II} , correspondentes à cravação dos comprimentos L_I e L_{II} num dado solo, estarão relacionados da forma seguinte:

$$E_n^I \cdot \frac{N_I}{L_I} = E_n^{II} \cdot \frac{N_{II}}{L_{II}} \quad (2.32)$$

Da análise da expressão 2.32, depreende-se que o número de golpes necessário para obter um comprimento de penetração unitário é inversamente proporcional à energia específica por golpe. Esta comparação merece alguma reservas, devido ao facto de a energia transmitida ao solo depender de outros parâmetros não incluídos na equação anterior, como o peso do batente, o peso das varas, etc (Matos Fernandes, 2011).

O ensaio com penetrómetros dinâmicos (DP), tal como o ensaio SPT, apresentam limitações já referidas, sendo que todas elas, podem ser superadas ou minimizadas se o técnico/investigador

que as realizar/interpretar, tiver um bom conhecimento da geologia local e regional onde se realizam os ensaios.

De acordo com Matos Fernandes (2011), não se conhecem métodos que permitam interpretar teoricamente os resultados dos ensaios com os penetrômetros dinâmicos para obter parâmetros dinâmicos do terreno. Por outro lado, a via das correlações empíricas não tem fiabilidade comparável às que forma citadas a propósito do SPT e muito em especial do CPT.

- Interpretação do ensaio

O resultado do ensaio DPSH é definido pelo número de pancadas necessárias (de 5 a 100) para que ocorra um determinado comprimento de penetração de 20 cm. Os valores obtidos são projetados em profundidade, resultando um diagrama onde se representa a linha de penetração. Não é habitual fazer-se a correção dos resultados devido ao efeito do atrito das varas no furo.

Os valores de N_{20} podem ser projetados em conjunto com a resistência de ponta (r_d), ou com uma resistência dinâmica de ponta (q_d) (EN ISO 22476-2:2005). Os termos r_d e q_d são determinados através da equação 2.33 e 2.34, respetivamente.

$$r_d = \frac{m \cdot g \cdot h}{A \cdot e} \quad (2.33)$$

$$q_d = \frac{m}{m + m'} \cdot r_d \quad (2.34)$$

sendo:

r_d e q_d – valores de resistência (Pa); m – massa do martelo (kg); g – aceleração da gravidade (m/seg²); h – altura de queda do martelo; A – área da base do cone (m²); m' – massa total do conjunto de varas, batente e vara guia (kg); e – penetração média em (m) por pancada (0,10/ N_{10} para o PDL, PDM e DPH; 0,10/ N_{10} ou 0,2/ N_{20} no caso do DPSH).

A resistência dinâmica de ponta, q_d , constitui um parâmetro normalmente utilizado com vista à avaliação, embora grosseira, da qualidade de um maciço terroso de fundação. A sua utilização como elemento quantitativo de dimensionamento de uma fundação deve revestir-se de muitos cuidados e deve apenas ser utilizado em condições de conhecimento prévio do tipo de materiais penetrados, tendo ainda por base uma forte experiência geotécnica. A expressão que permite a sua avaliação é baseada na fórmula holandesa estabelecida semi-empiricamente para a cravação de estacas. Esta expressão 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 das várias varas (Veiga, 2011).

O aumento do número de pancadas em 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 ocorre entre o conjunto de varas e as paredes do furo, e que se desenvolve durante a

penetração por deslocamento do solo pelo cone (que tem diâmetro superior ao das varas), bem como à energia que se dissipa pelas roscas de ligação entre as varas. O cálculo de q_d tem em conta a inércia do sistema, fornecendo resultados mais fiáveis em profundidade que o número de pancadas. Para além destes fatores, outros há como a possibilidade de variação do ritmo de pancadas ou a existência de eventuais interrupções, que fazem com que os resultados obtidos sejam vistos normalmente com cautela quando se pretende utilizar o ensaio para além da sua vocação como método de prospeção (Veiga, 2011).

O ensaio oferece melhores resultados em solos granulares. Em solos coesos e a grandes profundidades é necessário grande cuidado na interpretação dos resultados devido ao atrito nas varas que pode incrementar a resistência à penetração. A resistência à penetração pode aumentar mais do que linearmente com o aumento da compacidade 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. Em solos moles o atrito gerado entre as varas e a parede do furo influencia significativamente a resistência à penetração (Veiga, 2011).

A utilização de correlações entre o DPSH e outros ensaios ou parâmetros geotécnicos requerem atenção relativamente ao atrito gerado ao longo das varas e à medição da energia real transmitida.

2.3.3. Correlações existentes entre o SPT e O DPSH

A relação mais comum de ser encontrada entre o N_{SPT} e N_{DPSH} é do tipo linear, como apresentada na expressão 2.35.

$$N_{SPT} = k \cdot N_{DPSH} \quad (2.35)$$

Ao contrário do que se verifica com o SPT, para o DPSH não existem correlações que permitam estimar diretamente e com a mesma fiabilidade parâmetros de resistência a partir de resultados de ensaios. Sendo usual relacionar os valores de N_{DPSH} com N_{SPT} , e a partir daí obter os parâmetros do solo, através das relações referidas anteriormente.

As correlações obtidas não são extensíveis a outros tipos de solos nem a outros equipamentos, ainda que com características semelhantes. Caso contrário pode levar a resultados incorretos. A relação de N_{SPT} com N_{DPSH} deve ser estabelecida caso a caso e com base em resultados experimentais.

O uso destas correlações deve ser confirmado com dados reais, assim como é indispensável verificar as características do equipamento aplicado, nomeadamente no que se refere aos níveis de energia utilizados.

Teoricamente, a relação entre os resultados dos ensaios SPT e DPSH pode ser estabelecida em termos de energia específica de penetração, de acordo com a equação 2.37, que traduz a energia

específica do martelo por unidade de área da secção da ponteira do DPSH ou do amostrador de Terzaghi no ensaio SPT.

$$E_n = \frac{m \cdot g \cdot h}{A} \quad (2.36)$$

$$E_{n,DPSH} \cdot \frac{N_{DPSH}}{L_{DPSH}} = E_{nSPT} \cdot \frac{N_{SPT}}{L_{SPT}} \quad (2.37)$$

Sendo, m a massa do martelo, g a aceleração da gravidade, h a altura de queda, A a área nominal da ponteira (ou do amostrador de Terzaghi) e L o comprimento de cravação num dado solo.

No entanto, existem duas hipóteses a considerar para a área do amostrador de Terzaghi: considerando que o amostrador está a trabalhar como um conjunto ($A=2040 \text{ mm}^2$), principalmente a partir de determinada profundidade em que o solo dentro do amostrador passa exercer alguma reação à cravação existindo pressões elevadas de confinamento, ou considerando apenas a secção transversal do amostrador ($A=1080 \text{ mm}^2$).

A relação entre o N_{SPT} com N_{DPSH} , com base em relação energéticas, depende da secção considerada para o amostrador SPT. Se toda a secção do amostrador de Terzaghi é considerada a relação é dada pela expressão 2.38, ao passo que se apenas se considera a área da secção do anel cortante do amostrador a relação é dada pela expressão 2.39.

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 1,5 \quad (2.38)$$

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 0,8 \quad (2.39)$$

Através dos resultados referidos, obtêm-se os limites teóricos, em termos de relações energéticas, para a relação entre o ensaio SPT e o DPSH, de acordo com a seguinte expressão.

$$1,5 > \frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} > 0,8 \quad (2.40)$$

Conforme se pode constatar, o valor admitido para a área do amostrador do ensaio SPT, influencia fortemente a relação entre os resultados daqueles ensaios.

Viana da Fonseca (1986), estabeleceu a relação entre os limites teóricos entre os dois ensaios para um caso em concreto de solo residual do granito, ilustrado no gráfico apresentado na Figura 2.17.

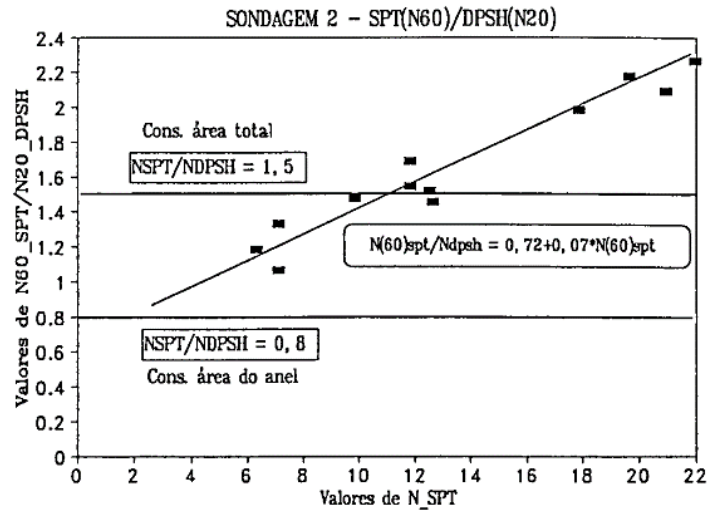


Figura 2.17 – Relação entre $(N_{60})_{SPT}$ e $(N_{20})_{DPSH}$ com referência às duas áreas do amostrador de Terzaghi (Viana da Fonseca, 1996).

De acordo com o gráfico apresentado, a relação entre N_{SPT} com N_{DPSH} não é constante. Para valores mais baixos de N_{SPT} correspondendo a níveis baixos de confinamento, a relação N_{SPT}/N_{DPSH} aproxima-se de 0,80. No entanto, para valores mais elevados, ultrapassa significativamente o valor de 1,5, o que leva a concluir da pouca fiabilidade duma correlação efetuada desta forma.

A validade desta relação foi contestada, mais tarde, por Viana da Fonseca et al. (2000), indicando que o valor de N_{SPT}/N_{DPSH} , para solo residual do granito, tende a ser superior a 1,5 para valores de N_{SPT} superiores a 20.

Alguns autores apresentam correlações entre o DPSH e o SPT. São exemplos disso Muromachi e Kobayashi que para solos residuais estabeleceram a expressão 2.41.

$$N_{SPT} = 1,27 \cdot N_{DPSH} \quad (2.41)$$

Para solos coesivos, Dapena et al. (2000) propuseram a utilização da seguinte correlação:

$$N_{SPT} = 13 \cdot \log N_{DPSH} - 2 \quad (2.42)$$

A seguir são descritas algumas das correlações apresentadas por Ferruccio (1990) e Cavaleiro (2001).

Muromachi e Kobayashi (1982), apresentam uma correlação utilizando um penetrómetro dinâmico super pesado Japonês (RTRI - HEAVY) com as seguintes características:

- Martelo com 63,5 kg de massa;
- Altura de queda de 0,75 m;
- Cone com 50,8 mm de diâmetro.

Os ensaios foram realizados em solos arenosos, silto-arenosos e argilosos, tendo sido registado o número de pancadas para que ocorresse uma penetração de 30 cm, N_{30} , resultando a relação apresentada na expressão 2.43 e representada na Figura 2.18.

$$N_{30} \cong 1,15 \cdot N_{SPT} \quad (2.43)$$

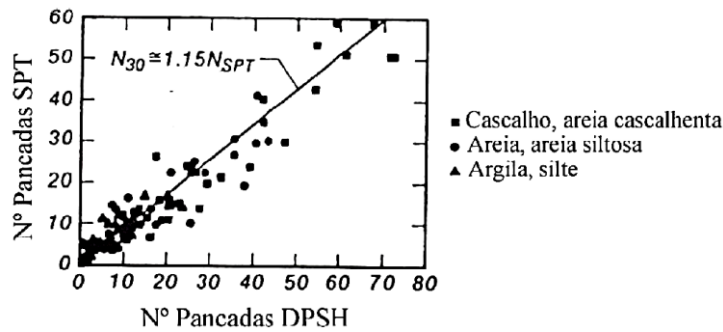


Figura 2.18 – Relação entre $(N_{60})_{SPT}$ e $(N_{30})_{DPSH}$ (Muromachi e Kobayashi, 1982 citado por Ferruccio, 1990).

Tissoni (1987) realizou 20 ensaios SPT e cerca de 50 ensaios DPSH do tipo Meardi-AGI, com as seguintes características:

- Martelo com 73,5 kg de massa;
- Altura de queda de 0,75 m;
- Cone com 51,0 mm de diâmetro.

Os ensaios foram realizados na zona de Torinese-Beinasco, em Itália, a profundidades entre os 4 e 11 metros em terreno fluvio-glaciar, tendo sido obtida a seguinte relação:

$$\frac{(N_{30})_{DPSH}}{(N_{60})_{SPT}} = 0,57 \quad (2.44)$$

A seguir são descritas algumas das correlações apresentadas por Cavaleiro (2001 citado por Bessa, 2009), obteve a correlação apresentada na expressão 2.45 e representada na Figura 19, obtida através da execução de 12 sondagens com ensaios SPT e 21 sondagens DPSH, executadas na Covilhã.

$$N_{SPT} \cong 2 \cdot (N_{20})_{DPSH} \quad (2.45)$$

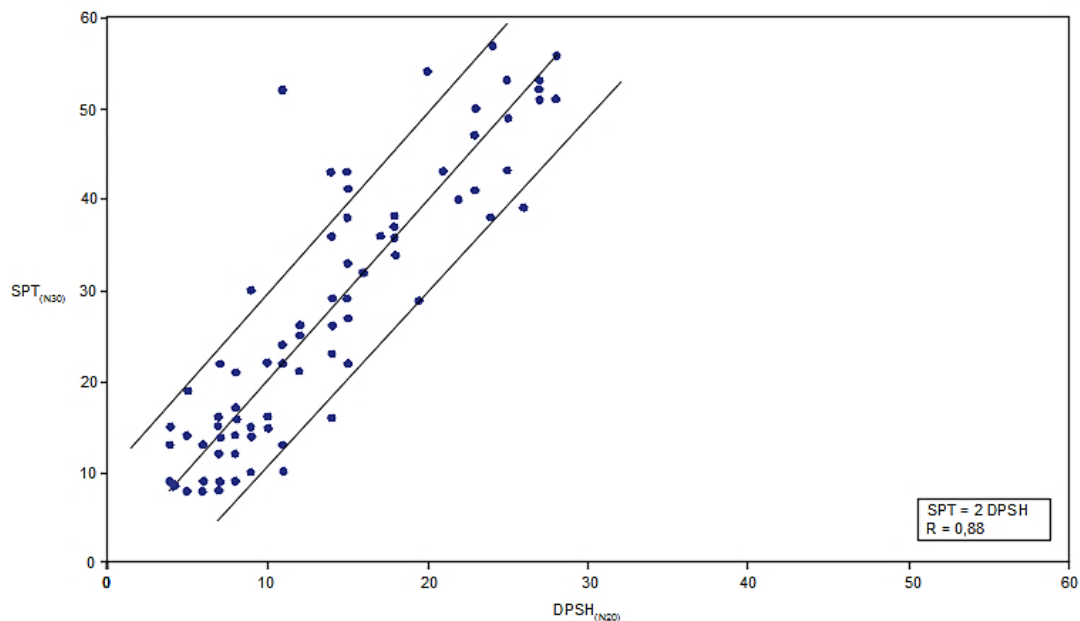


Figura 2.19 – Relação entre NSPT e NDPSH segundo Cavaleiro (2001 citado por Bessa, 2009).

2.4. Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório são fundamentais para a caracterização geotécnica de qualquer local, possibilitando com a sua utilização a identificação dos solos, a determinação de propriedades físicas e ainda eventuais correlações, aperfeiçoamento do modelo geológico do local e a obtenção de valores de parâmetros de engenharia usados na análise e projeto de fundações e de taludes. Estes ensaios são realizados geralmente depois dos ensaios de campo e após a observação dos seus resultados.

A escolha do tipo de ensaio de laboratório é efetuada em função do tipo de terreno em análise e do objetivo a que se destina o estudo. Os ensaios de laboratório podem dividir-se em dois grupos: os de identificação e classificação, e os que permitem a determinação de propriedades físicas e mecânicas (ensaio de resistência, consolidação e compactação).

A partir das amostras de solo colhidas no decurso dos trabalhos de campo, foram realizados ensaios de laboratório, nomeadamente análise granulométrica, limites de Atterberg e determinação do peso específico das partículas sólidas, no Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, com o intuito de identificar e determinar as características do solo em análise.

Os ensaios de laboratório dependem bastante da amostragem, que introduz perturbações no solo e influencia a estimativa de propriedades deste. A perturbação nos solos geralmente ocorre numa grande variedade de fases de amostragem, ou seja, perfuração, penetração do amostrador, extração da amostra e transporte, responsáveis por danos significativos e complexos.

As amostras de solo recolhidas para a realização dos ensaios de laboratório têm que ser representativas, sendo em geral de duas categorias: remexidas e intactas. O Eurocódigo 7, parte 2

(ENV 1997-2, 1999) classifica as amostras de solos usadas em ensaios de laboratório em cinco classes de qualidade relativamente às características do solo que permanecem inalteradas durante a amostragem e o manuseio. Por sua vez no ENV 1997-3 (1999) acresce a esta classificação a categorização da amostragem a ser utilizada em função de três categorias de métodos de amostragem – A, B e C (Tabela 2.27).

Usando métodos de amostragem da categoria A pretende-se obter amostras em que a estrutura do solo sofra nenhuma ou muito reduzida perturbação, durante o processo de amostragem e manipulação, em que não ocorra nenhuma alteração em termos de componentes ou composição química do solo e em que os valores obtidos para o teor em água (w) correspondam aos valores *in situ*. Os métodos de amostragem da categoria B permitem obter amostras sem alteração dos constituintes originais do solo e suas proporções, mantendo-se o seu teor em água natural (w_{nat}), permitem a identificação da estratificação do solo ou seus componentes, podendo a estrutura do solo ficar perturbada. Quando os métodos de amostragem alteram totalmente a estrutura do solo, não sendo possível identificar com precisão o arranjo geral das diferentes camadas ou componentes do solo e o w não corresponder ao w_{nat} , está-se perante métodos de amostragem da categoria C (ENV 1997-3, 1999, citado por Veiga, 2011).

Tabela 2.27 – Classes de qualidade de amostras de solos para ensaios de laboratório (adaptado de ENV 1997-3, 1999).

Propriedades dos solos / Classes de qualidade	1	2	3	4	5
Propriedades inalteradas:					
Tamanho das partículas	X	X	X	X	
Teor em água	X	X	X		
Densidade, índice de densidade, permeabilidade	X	X			
Compressibilidade, resistência ao cisalhamento	X				
Propriedades determináveis:					
Sequência de camadas	X	X	X	X	X
Limites dos estratos - grosseiro	X	X	X	X	
Limites dos estratos - fino	X	X			
Limites de Atterberg, densidade das partículas, teor orgânico	X	X	X	X	
Teor em água	X	X	X		
Densidade, índice de densidade, porosidade, permeabilidade	X	X			
Compressibilidade, resistência ao cisalhamento	X				
Categoria de amostragem a ser utilizada					
	A		B		C

As amostras colhidas no desenvolvimento do presente trabalho foram do tipo remexidas, tendo sido obtidas através do solo recolhido do amostrador do ensaio SPT. De acordo com as classes de qualidade das amostras de solos, as amostras colhidas e estudadas respeitam pelo menos a exigência de qualidade da classe 3.

A seguir apresenta-se uma breve descrição dos ensaios de identificação realizados neste trabalho.

- Ensaios de identificação e classificação

Os ensaios de identificação mais relevantes consistem na análise mineralógica, análise granulométrica, determinação do w_{nat} , dos pesos volúmicos e dos limites de Atterberg.

A determinação da composição granulométrica foi realizada após secagem e desagregação cuidada das amostras. As amostras de solos grossos foram apenas submetidas a peneiração húmida de acordo com a Especificação LNEC E 239 (1970). Destes ensaios obteve-se a distribuição em percentagem ponderal das partículas do solo, segundo determinadas dimensões, permitindo o traçar da curva granulométrica.

As curvas granulométricas permitem avaliar genericamente o tipo de solo, dando informações relativamente à sua heterogeneidade e uniformidade. Fornecem outros aspetos texturais que são utilizados nas classificações mais importantes (diâmetro efetivo, D_{10} , coeficiente de uniformidade, C_U , coeficiente de curvatura, C_C).

O D_{10} é correlacionável com o coeficiente de permeabilidade (k), crescendo com este. O C_U dá ideia da variedade de dimensões que as partículas de um dado solo possuem.

Na Tabela 2.28 está representada a classificação unificada dos solos (ASTM D2487-85). A classificação unificada divide os solos em 15 grupos, dependendo das características de identificação do solo em análise (composição granulométrica e limites de consistência).

Tabela 2.28 – Classificação dos solos (ASTM D2487-85, citado por Ribeiro, 2011).

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório.				Classificação do solo	
				Símbolo do grupo	Nome do grupo
SOLOS GROSSOS Mais de 50% retido no peneiro nº 200	Cascalho mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro nº 4	Cascalhos limpos	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	GP	Cascalho bem graduado
		Menos de 5% de finos	$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3$	GP	Cascalho mal graduado
		Cascalhos com finos	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro nº 4	Areias limpas	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$	SW	Areia bem graduada
		Menos de 5% de finos	$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3$	SP	Areia mal graduada
		Areias com finos	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro nº 200	Siltes e Argilas LL < 50%	Inorgânico	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima desta	CL	Argila magra
			IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A	ML	Silte
	Siltes e Argilas LL > 50%	Inorgânico	LL(seco em estufa) $\frac{\quad}{\quad} < ,75$ LL(sem secagem)	OL	Argila orgânica Silte orgânico
			IP situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda
			IP situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico
	Orgânico	LL(seco em estufa) $\frac{\quad}{\quad} < 0,75$ LL(sem secagem)	OH	Argila orgânica Silte orgânico	
		Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico		Pt	Turfa

Na Tabela 2.29, resumem-se algumas propriedades mais relevantes dos diferentes tipos de solo depois de compactados, tendo como base a classificação unificada (Ribeiro, 2011).

Tabela 2.29 – Propriedades dos diferentes tipos de solo (Ribeiro, 2011).

Símbolo do grupo	Propriedades importantes			
	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
GW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
GP	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
GM	Semipermeável a Impermeável	Boa	Desprezável	Boa
GC	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
SW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
SP	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
SM	Semipermeável a Impermeável	Boa	Baixa	Razoável
SC	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Boa
ML	Semipermeável a Impermeável	Razoável	Média	Razoável
CL	Impermeável	Razoável	Média	Boa a Razoável
OL	Semipermeável a Impermeável	Fraca	Média	Razoável
MH	Semipermeável a Impermeável	Razoável a Fraca	Alta	Fraca
CH	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
OH	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
Pt	-----	-----	-----	-----

- Peso específico das partículas sólidas

Para a determinação do peso específico das partículas sólidas (γ_s), seguiram-se as normas LNEC E15 (1953) e NP – 83 (1965). No que respeita ao procedimento de ensaio, as normas contemplam dois métodos. O método preconizado, sem secagem prévia do provete, isto é, usando o solo no seu estado natural, justifica-se porque a secagem prévia deve ser evitada, pois tende a diminuir o (γ_s), quando comparada com provetes com a humidade natural (Blight, 1997).

O peso específico das partículas sólidas é definido pela razão:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.46)$$

em que W_s é o peso das partículas sólidas e V_s o volume por elas ocupado.

Bowles (1979) refere que o intervalo de 2,55 g/cm³ (≈ 25 kN/m³) a 2,80 g/cm³ ($\approx 27,5$ kN/m³), compreende os valores de γ_s da maioria dos solos. Segundo este autor, para solos mais grosseiros (areias, cascalhos, etc.) γ_s varia entre 2,65 a 2,67 g/cm³ ($\approx 26,0$ a 26,2 kN/m³), enquanto que para solos coesivos, com misturas de areia, silte e argila os valores variam entre 2,68 a 2,72 g/cm³ ($\approx 26,3$ a 26,7 kN/m³).

Segundo Terzaghi & Peck (1967) o valor médio de γ_s para solos arenosos é 2,65 g/cm³ (≈ 26 kN/m³), valor que está no intervalo referido pelo autor anterior, enquanto que para os solos argilosos apresentam em valor médio de 2,7 g/cm³ ($\approx 26,5$ kN/m³), para um intervalo que varia entre 2,5 e 2,9 g/cm³ ($\approx 24,5$ a 28,5 kN/m³).

3. Plano de trabalhos e caracterização geotécnica

3.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são descritos os locais onde se realizou o trabalho de campo, a descrição das características do equipamento utilizado e é efetuada a caracterização geotécnica do solo correspondente aos três locais em estudo, com base nas análises granulométricas e dos ensaios SPT.

3.2. Apresentação do local em estudo

Para a realização dos ensaios objeto deste estudo, selecionaram-se três locais na zona de Bragança, o que se designaram por Campos Experimentais. Foram executados ensaios SPT e DPSH num terreno pertencente à empresa Faurecia-Sistemas de Escape Portugal Lda (Campo Experimental 1), num terreno da zona industrial das Cantarias em Bragança (Campo Experimental 2) e finalmente num terreno na R. Alexandre Herculano em Bragança (Campo Experimental 3). Na Figura 3.1, encontra-se representado o enquadramento dos três locais selecionados na cidade de Bragança. A distribuição dos ensaios SPT e DPSH nos Campos Experimentais 1, 2 e 3 encontram-se na Figura 3.2.

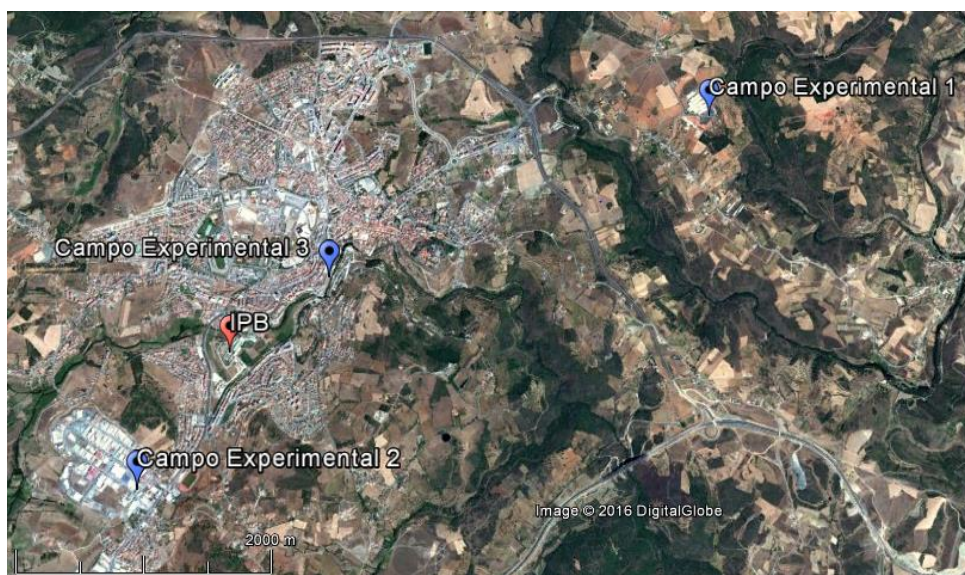


Figura 3.1 – Localização dos campos experimentais

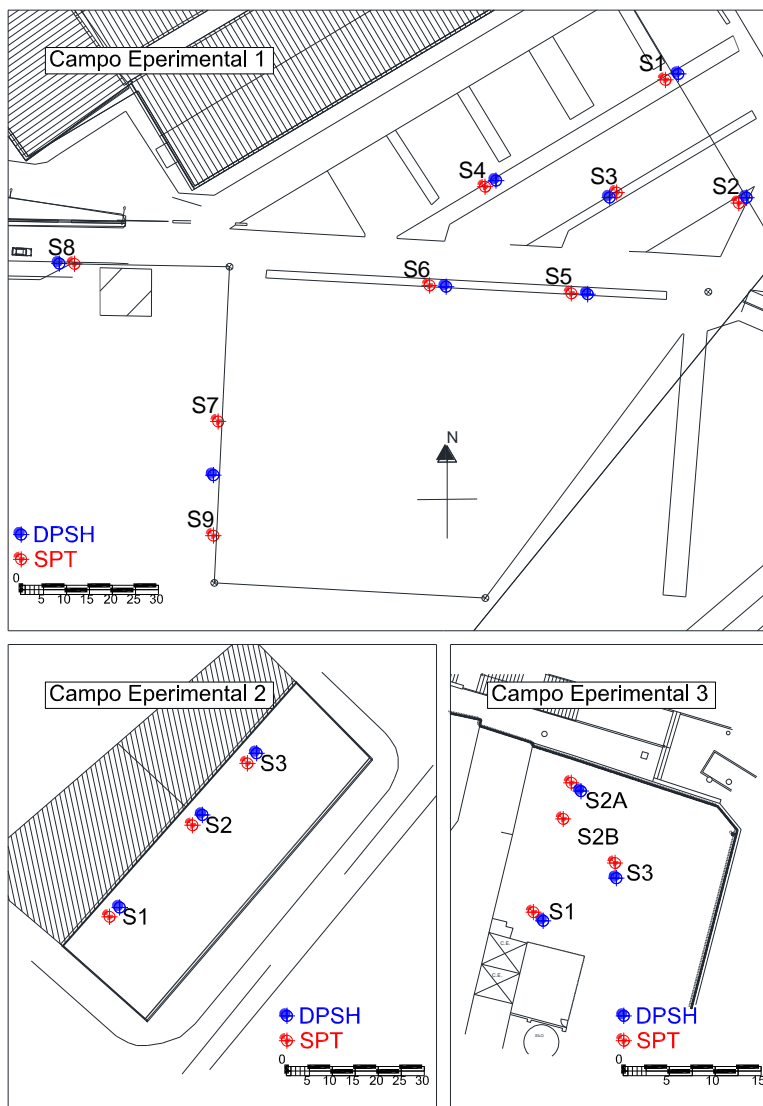


Figura 3.2 – Distribuição dos ensaios SPT e DPSH realizados no Campo Experimental 1, 2, 3.

No Campo Experimental 1, foram efetuados 9 ensaios SPT e 8 ensaios DPSH, adjacentes aos primeiros. Em relação ao Campo Experimental 2 foram realizados 3 ensaios SPT e 3 ensaios DPSH; no Campo Experimental 3 efetuaram-se 4 ensaios SPT e 3 ensaios DPSH. No total efetuaram-se 16 ensaios SPT e 14 ensaios DPSH, de acordo com o apresentado na Figura 3.2.

3.3. Equipamento utilizado

Para a realização dos ensaios de penetração SPT e DPSH, foi utilizado um penetrómetro dinâmico portátil de lagartas, do Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, representado na Figura 3.3. Este penetrómetro tem acoplado uma cabeça de rotação para a utilização de um trado helicoidal de 3", permitindo a execução do ensaio SPT com o mesmo equipamento.



Figura 3.3 – Penetrómetro dinâmico portátil do Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança.

Os procedimentos de execução dos ensaios DPSH e SPT seguiram a Norma EN ISO 22476-2:2005 e a Norma EN ISO 22476-3:2005, respetivamente.

No caso em estudo, como é utilizado o mesmo sistema de penetração para os dois tipos de ensaios, o equipamento utilizado dispõe de um martelo com uma massa de 64 kg e permite uma altura de queda de 760 mm, correspondendo segundo a Tabela 2.26 ao penetrómetro dinâmico DPSH-B.

As características mencionadas para o penetrómetro DPSH-B, massa do martelo e altura de queda, são iguais às do SPT, de acordo com a Norma EN ISO 22476-3:2005. Assim sendo, em termos de energia cinética, o DPSH-B assemelha-se ao SPT.

Como estes ensaios possuem especificações semelhantes, permitem o estabelecimento de relações diretas entre eles, sendo de grande utilidade nas prospeções geotécnicas, como já referido.

A principal vantagem do ensaio SPT em relação ao ensaio DPSH, é o facto de associar a uma resistência à penetração a recolha de amostras remexidas ao longo de um perfil, possibilitando a identificação e caracterização do solo.

A ponteira cónica do DPSH é mais resistente que o amostrador SPT, o qual se danifica com facilidade em terrenos considerados difíceis, impedindo a obtenção de uma caracterização mais profunda destes maciços mais resistentes.

As relações estabelecidas entre N_{SPT} e N_{DPSH} , só são válidas para o tipo de solo caracterizado, dado estas dependerem das características do solo e das características específicas dos equipamentos utilizados, não sendo generalizáveis para outras situações.

Na execução dos ensaios SPT no Campo Experimental 1 e no ensaio S2A do Campo Experimental 3, a penetração no solo do trem de varas foi efetuada por percussão da ponteira cónica do ensaio DPSH. Nos restantes ensaios SPT, foi utilizado um helicoidal de 3".

Ainda relativamente aos ensaios SPT, no Campo Experimental 2 e 3 o compasso utilizado em profundidade para a execução do ensaio foi de 1 m, enquanto no Campo Experimental 1 foi executado de 1,5 m em 1,5 m.

3.4. Ensaios de identificação

Para a caracterização geotécnica do subsolo, em todos os pontos de sondagem foram feitas colheitas de amostras remexidas do solo intersetado, através do amostrador do ensaio SPT, com a distribuição das prospeções de acordo com a Figura 3.2 já apresentada.

A seguir são apresentados os resultados da caracterização laboratorial das amostras colhidas no terreno, tendo por base ensaios de identificação.

3.4.1. Campo Experimental 1

No Campo Experimental 1, através da análise granulométrica das 37 amostras de solo colhidas em 9 zonas prospetadas, verifica-se que o maciço atravessado é um solo homogéneo, correspondendo a uma só formação geológica. Na Figura 3.4 está representada a curva granulométrica média das 37 amostras de solo.

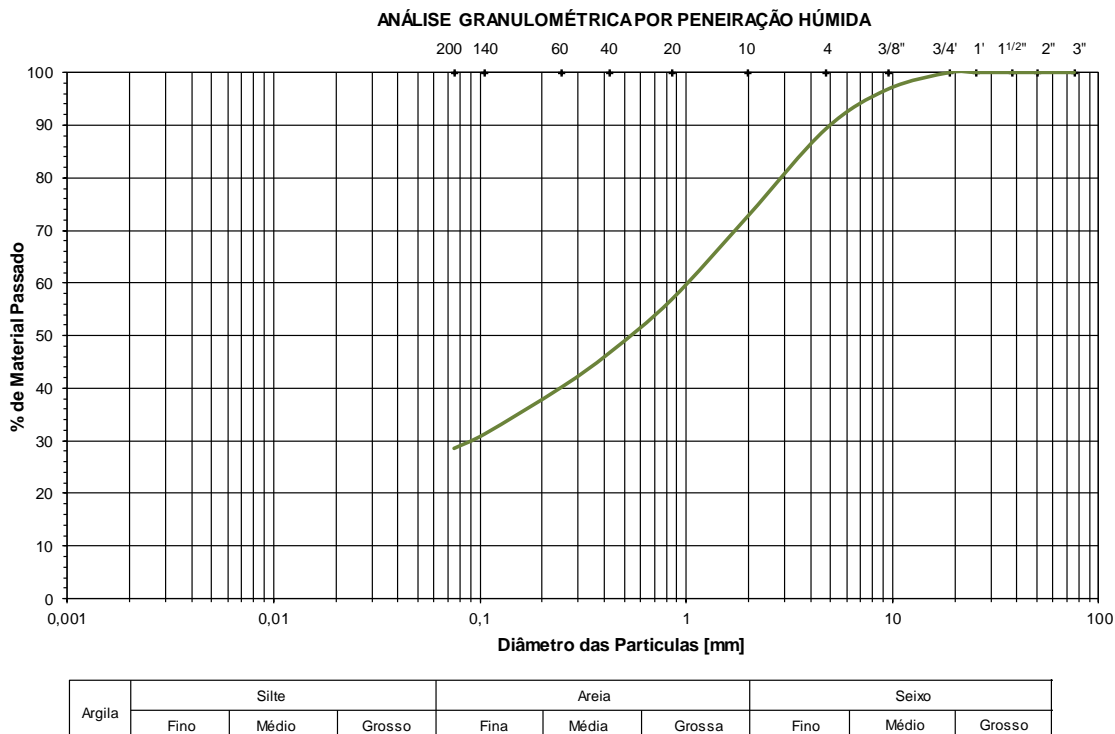


Figura 3.4 – Curva granulométrica média do solo do Campo Experimental 1.

O solo atravessado é predominantemente arenoso, contendo aproximadamente 29% de argila e silte, 44% de areia e 27% de seixo, de acordo com a Figura 3.4. Segundo a classificação unificada

de solos ASTM D 2487-85 (Tabela 2.28), trata-se de uma areia siltosa com cascalho (classificação unificada SM), de cor avermelhada. O diâmetro médio das partículas, D_{50} , varia entre 0,08 e 1 mm.

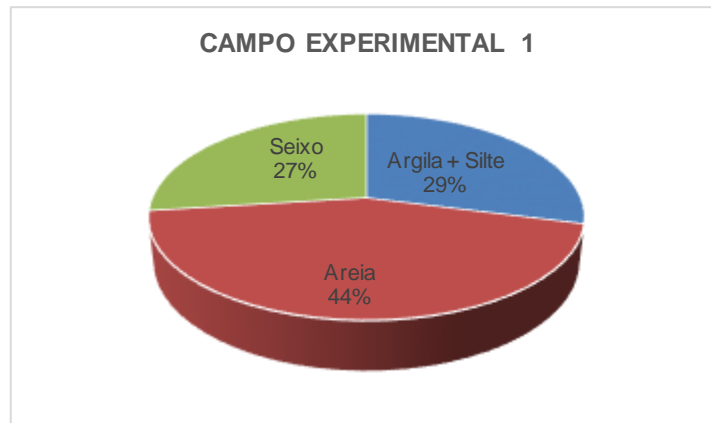


Figura 3.5 – Composição granulométrica média do solo do Campo Experimental 1.

3.4.2. Campo Experimental 2

No Campo Experimental 2, foi efetuada a análise granulométrica das 10 amostras colhidas em 3 zonas prospetadas, obtendo-se a curva granulométrica média apresentada na Figura 3.6. Da análise das curvas granulométricas constata-se que também se trata de um solo homogêneo.

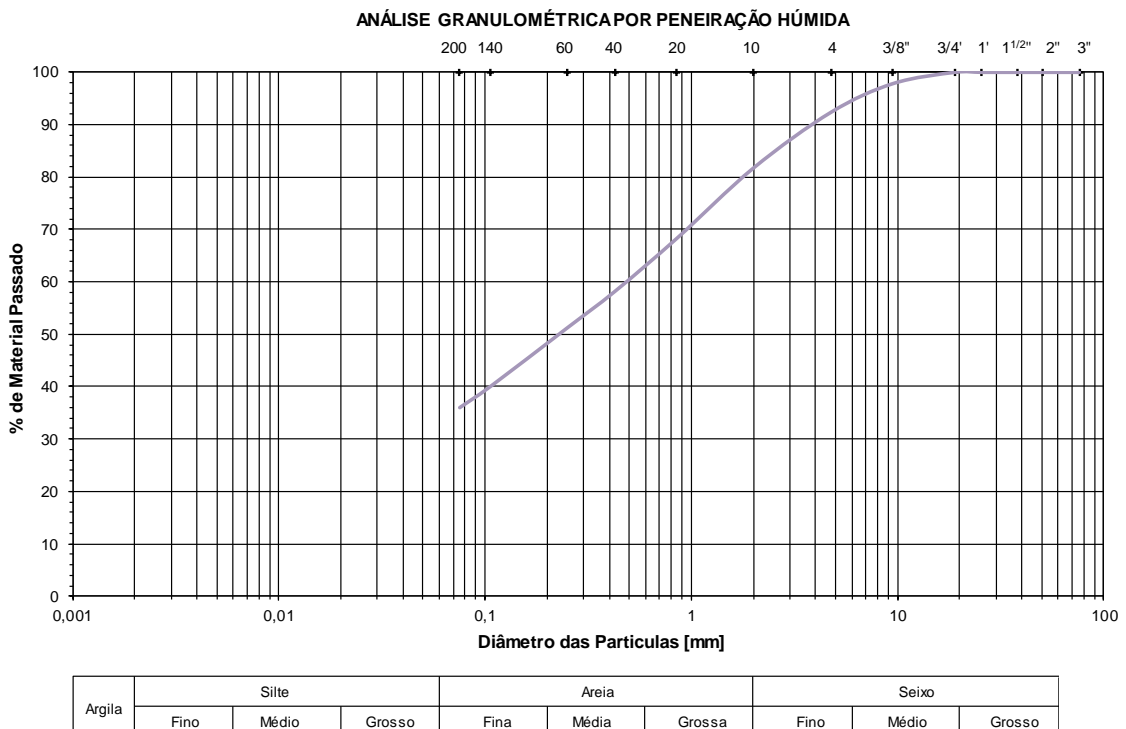


Figura 3.6 – Curva granulométrica média do solo do Campo Experimental 2.

O solo atravessado é predominantemente arenoso, contendo aproximadamente 36% de argila e silte, 46% de areia e 18% de seixo, de acordo com a Figura 3.6. Segundo a classificação unificada

de solos, trata-se de uma areia siltosa com cascalho (classificação unificada SM) ou uma areia argilosa com cascalho (classificação unificada SC). O diâmetro médio das partículas, D_{50} varia entre 0,13 a 2 mm.

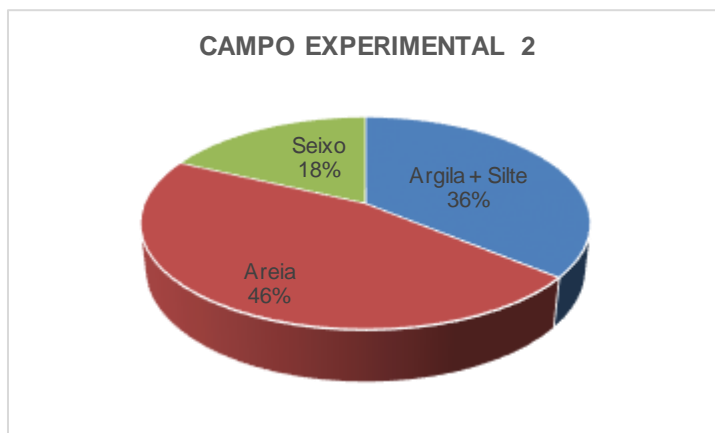


Figura 3.7 – Composição granulométrica média do solo do Campo Experimental 2.

3.4.3. Campo Experimental 3

No Campo Experimental 3 foi efetuada a análise granulométrica de 11 amostras colhidas em 4 zonas prospectadas. Trata-se também de um solo homogêneo em profundidade, como se pode verificar através da curva granulométrica apresentada na Figura 3.8.

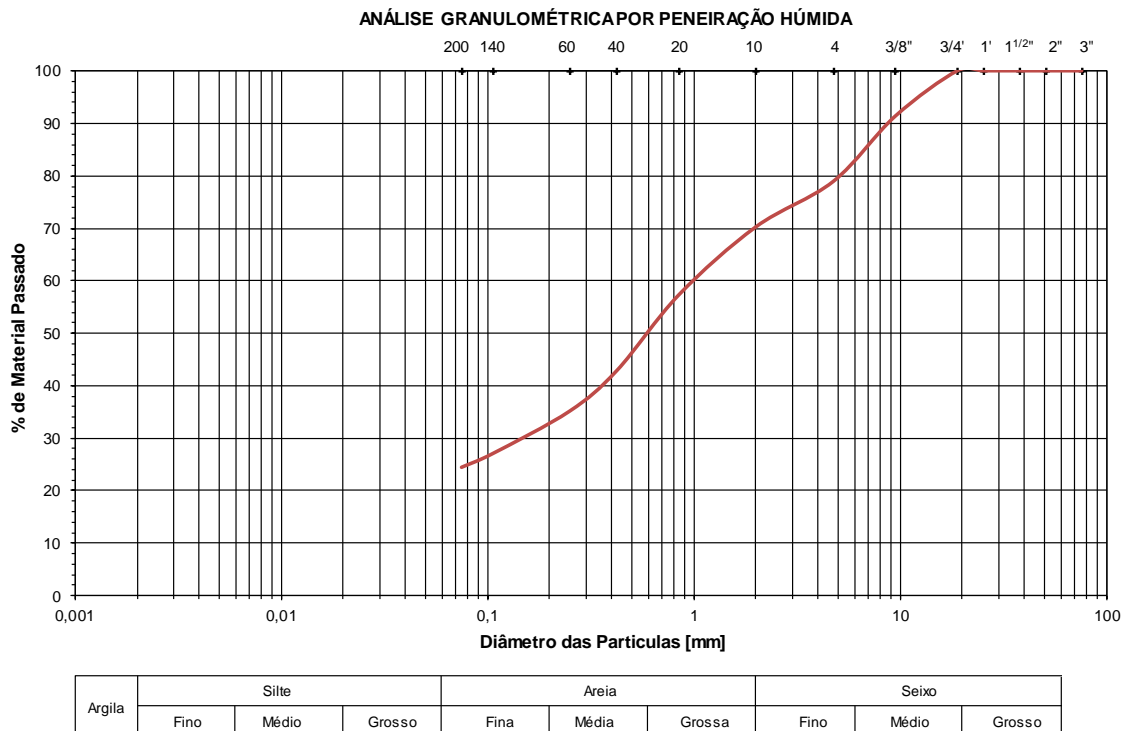


Figura 3.8 – Curva granulométrica média do solo do Campo Experimental 3.

O solo atravessado é predominantemente arenoso, contendo aproximadamente 24% de argila e silte, 46% de areia e 30% de seixo, de acordo com a Figura 3.9. Segundo a classificação unificada de solos, trata-se de uma areia siltosa com cascalho (classificação unificada SM) ou uma areia argilosa com cascalho (classificação unificada SC). O diâmetro médio das partículas, D_{50} , varia entre 0,2 a 2,5 mm.

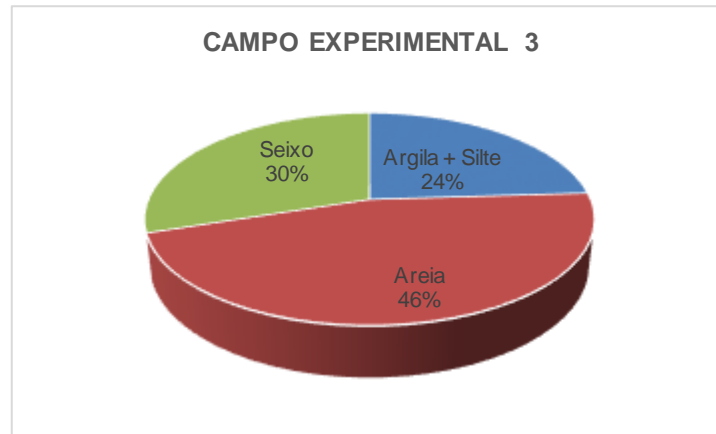


Figura 3.9 – Composição granulométrica média do solo do Campo Experimental 3.

3.5. Ensaios SPT

3.5.1. Considerações iniciais

Durante a execução dos ensaios nos 3 locais considerados, foram realizadas 16 sondagens perfazendo no total cerca de 58 ensaios SPT e intersetados cerca de 84 m de solo. Na Figura 3.10 encontra-se representada a distribuição dos valores de N_{SPT} em profundidade.

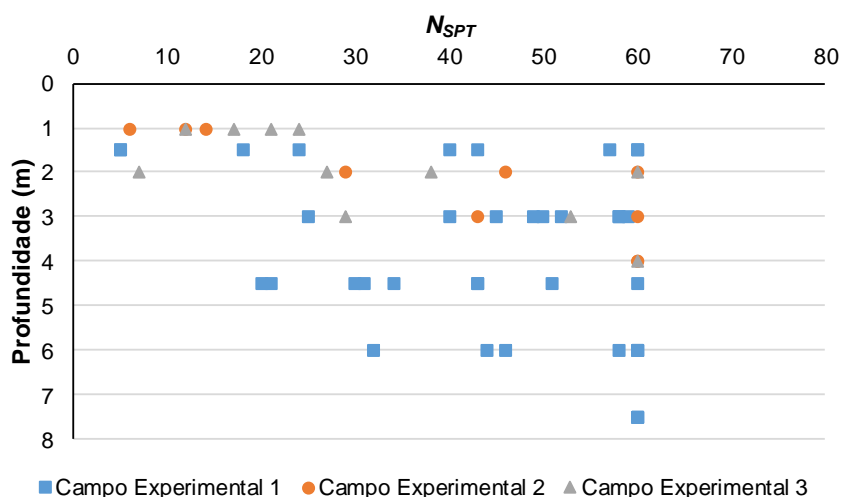


Figura 3.10 – Distribuição dos valores obtidos de N_{SPT} em profundidade.

A seguir, são analisados os valores obtidos dos ensaios SPT e através destes determinadas as características dos solos.

3.5.2. Campo experimental 1

No Campo Experimental 1, foram intersectados cerca de 60 m de solo através das 9 sondagens realizadas, resultando em 37 ensaios SPT. Dos ensaios realizados, 27 % foram executados a uma profundidade superior a 5 m, em que a profundidade máxima atingida foi de 7,5 m.

Nas Figuras 3.11 e 3.12, está representada a da distribuição dos valores de N_{60} e os valores de N_{60} corrigidos, $(N_1)_{60}$, em profundidade.

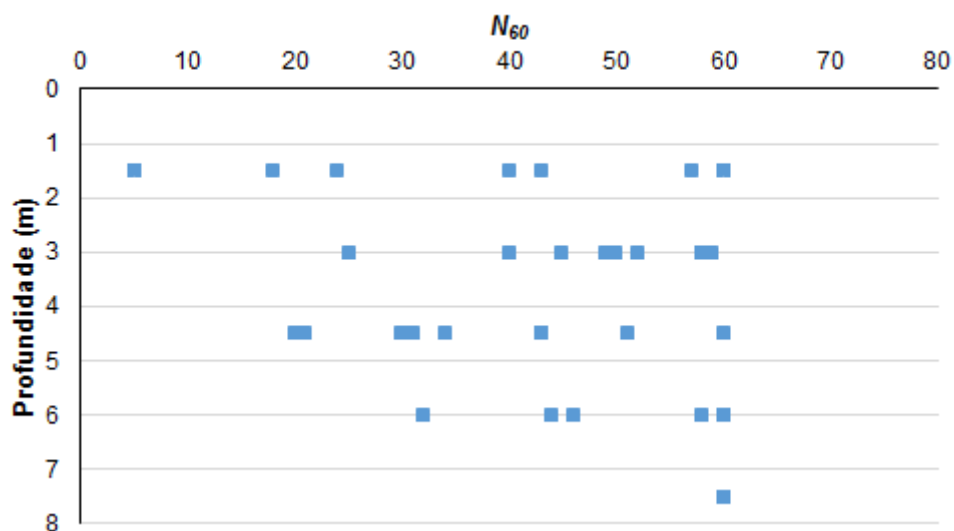


Figura 3.11 – Distribuição dos valores de N_{60} , do SPT, no Campo Experimental 1.

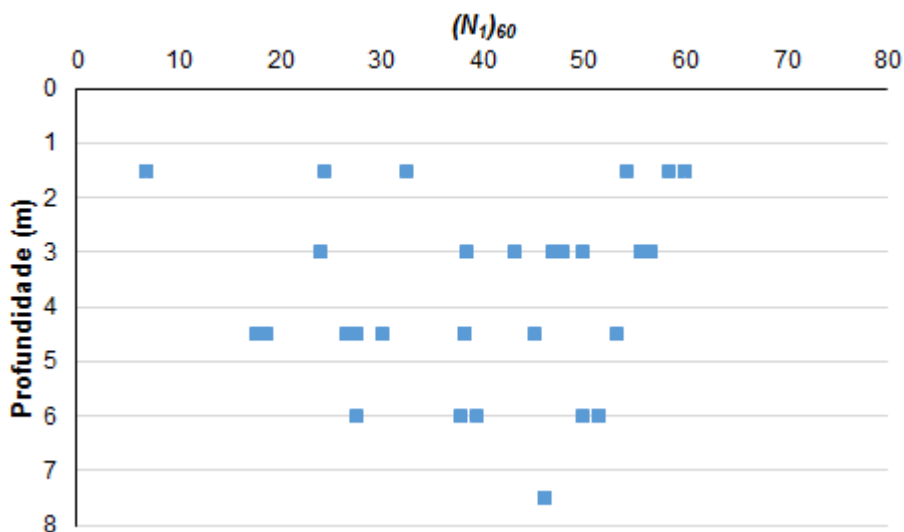


Figura 3.12 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do SPT, no Campo Experimental 1.

Da análise dos valores de N e $(N_1)_{60}$, verifica-se que há um aumento dos valores mínimos com a profundidade.

Na Tabela 3.1, estão representados alguns valores estatísticos relativamente ao intervalo de dados considerados de N_{60} e $(N_1)_{60}$.

Tabela 3.1- Valores estatísticos de N_{60} e $(N_1)_{60}$ do Campo Experimental 1.

	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N_{60}	5	> 60	44	46	60	31,5	60	37
$(N_1)_{60}$	7	> 60	41	46	60	29	52	37

Max – máximo; Me – média; Med – mediana; Min – mínimo; Mo – moda; P25% – percentil 25; P75% – percentil 75; n – número de amostras.

Da análise da Tabela 3.1, relativamente à compacidade, verifica-se que os valores mais frequentes de N_{60} e $(N_1)_{60}$, dados pela moda, correspondem a solos muito densos, enquanto os dados pela mediana e média correspondem a solos densos de acordo com Terzaghi e Peck (1967). Considerando as classes propostas por Skempton (1986), os valores de $(N_1)_{60}$ obtidos pela moda correspondem a solos muito densos, enquanto os dados pela mediana e média correspondem a solos densos a muito densos.

Nas Tabelas 3.2 e 3.3, apresentam-se respetivamente as frequências e percentagens das várias classes de N_{60} , para uma penetração de 30 cm, relativas às classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), e para $(N_1)_{60}$, a divisão segundo as classes propostas por Skempton (1986) para solos granulares, enquanto nas Figuras 3.13 e 3.14 estão representados os respetivos histogramas de frequência.

Tabela 3.2- Distribuição dos valores de N_{60} , do Campo Experimental 1, segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967).

N	Compacidade	N_{60}	
		Freq.	%
< 4	Muito solta	0	0
4 - 10	Solta	2	5
10 - 30	Medianamente densa	5	14
30 - 50	Densa	13	35
> 50	Muito densa	17	46
Total		37	100

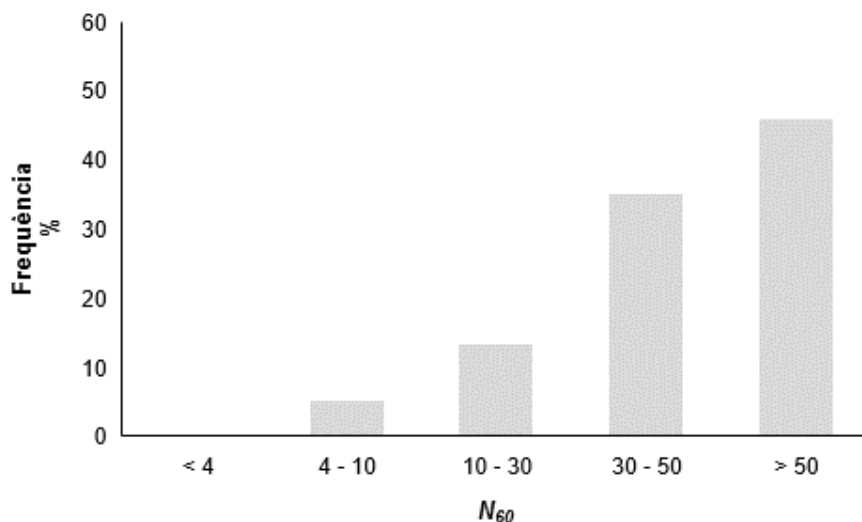


Figura 3.13 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), de acordo com a Tabela 3.2.

Tabela 3.3- Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do Campo Experimental 1, segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986).

$(N_1)_{60}$	Compacidade	$(N_1)_{60}$	
		Freq.	%
0 - 3	Muito solta	0	0
3 - 8	Solta	2	5
8 - 25	Medianamente densa	4	11
25 - 42	Densa	10	27
> 42	Muito densa	21	57
Total		37	100

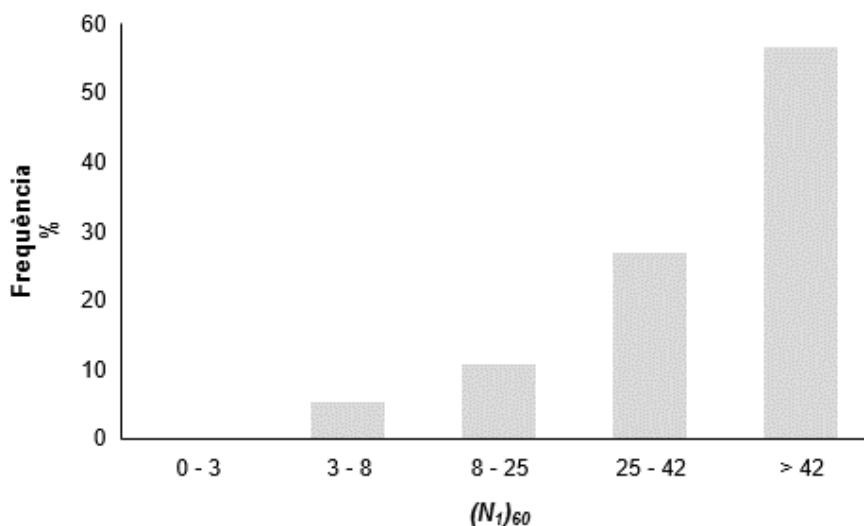


Figura 3.14 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986), de acordo com a Tabela 3.3.

Da análise da Tabela 3.2 verifica-se que, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967), cerca de 81% dos resultados obtidos correspondem a solos densos a muito densos. De

acordo com Skempton (1986), Tabela 3.3, 57% dos solos apresentam um grau de compactação muito elevado.

Através dos dados obtidos, verifica-se que o solo correspondente ao Campo Experimental 1 tem uma compactação bastante elevada, em que só 5% dos valores de N_{60} é que estão abaixo das 10 pancadas.

Na Tabela 3.4 apresentam-se os valores do índice de compactação (I_D) e do ângulo de atrito (ϕ) em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes, e as respetivas frequências, de acordo com diversos autores.

Tabela 3.4- Valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores.

N	Freq. (%) (N_{60})	I_D (%) (Terzaghi e Peck, 1967)	ϕ (°) (Meyerhof, 1956)
< 4	0	< 20	< 30
4 - 10	5	20 - 40	30 - 35
10 - 30	14	40 - 60	35 - 40
30 - 50	35	60 - 80	40 - 45
> 50	46	80 - 100	> 45

$(N_1)_{60}$	Freq. (%) ($(N_1)_{60}$)	I_D (%) (Skempton, 1986)	ϕ (°) (Hatanaka e Uchida, 1996)
0 - 3	0	0 - 15	20,0 - 26,8
3 - 8	5	15 - 35	26,8 - 31,1
8 - 25	11	35 - 65	31,1 - 39,6
25 - 42	27	65 - 85	39,6 - 45,4
> 42	57	85 - 100	> 45,4

Da análise da Tabela 3.4, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967) e segundo Meyerhof (1956), cerca de 46% do solo analisado apresenta uma compactação superior ou igual a 80% e ϕ é superior a 45°.

De acordo com as classes de Skempton (1986), 57% do solo apresenta compactação elevada (I_D entre 85 e 100%) e ϕ maior que 45,4° segundo Hatanaka e Uchida (1996). Apenas 5% do solo apresenta compactação solta, I_D entre 15 e 35%, correspondendo a um ϕ entre 26,8° e 31,1°.

3.5.3. Campo Experimental 2

No Campo Experimental 2, foram intersectados cerca de 11 m de solo através das 3 sondagens realizadas, resultando em 9 ensaios SPT. Dos ensaios realizados, 33 % foram executados a uma profundidade superior a 2 m. A profundidade máxima atingida foi de 4 m.

Nas Figuras 3.15 e 3.16, está representada a da distribuição dos valores de N_{60} e os valores corrigidos, $(N_1)_{60}$, em profundidade.

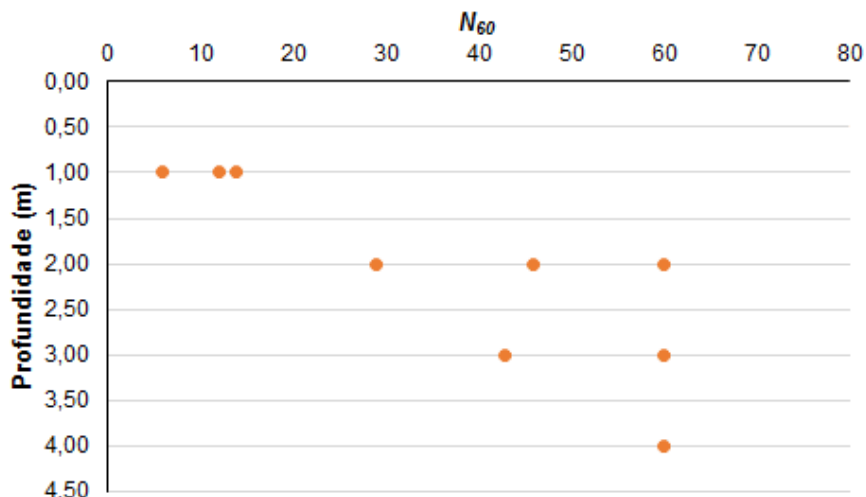


Figura 3.15 – Distribuição dos valores de N_{60} , do SPT, no Campo Experimental 2.

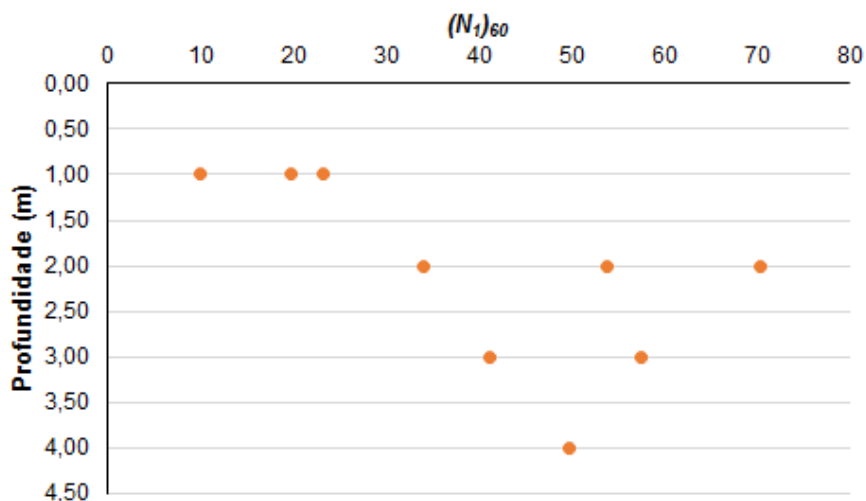


Figura 3.16 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do SPT, no Campo Experimental 2.

Da análise dos valores de N e $(N_1)_{60}$, verifica-se que há um aumento dos valores mínimos com a profundidade.

Na Tabela 3.5, estão representados alguns valores estatísticos relativos ao intervalo de dados considerados para N_{60} e $(N_1)_{60}$.

Tabela 3.5- Valores estatísticos de N_{60} e $(N_1)_{60}$ do Campo Experimental 2.

	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N_{60}	6	> 60	37	43	60	13	60	9
$(N_1)_{60}$	10	> 60	40	41	-	22	56	9

Max – máximo; Me – média; Med – mediana; Min – mínimo; Mo – moda; P25% – percentil 25; P75% – percentil 75; n – número de amostras.

Da análise da Tabela 3.5, relativamente à compacidade, verifica-se que os valores mais frequentes de N_{60} e $(N_1)_{60}$, dados pela moda, correspondem a solos muito densos, enquanto os dados pela

mediana e média correspondem a solos densos de acordo com Terzaghi e Peck (1967). Considerando as classes propostas por Skempton (1986), os valores de $(N_1)_{60}$ obtidos pela mediana e pela média correspondem a solos densos.

Nas Tabelas 3.6 e 3.7, apresentam-se as frequências e percentagens das várias classes de N_{60} , para uma penetração de 30 cm, relativas às classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), e para $(N_1)_{60}$, a divisão segundo as classes propostas por Skempton (1986) para solos granulares, respetivamente. Nas Figuras 3.17 e 3.18 estão representados os respetivos histogramas de frequência.

Tabela 3.6- Distribuição dos valores de N_{60} , do Campo Experimental 2, segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967).

N	Compacidade	N_{60}	
		Freq.	%
< 4	Muito solta	0	0
4 - 10	Solta	1	11
10 - 30	Medianamente densa	3	33
30 - 50	Densa	2	22
> 50	Muito densa	3	33
Total		9	100

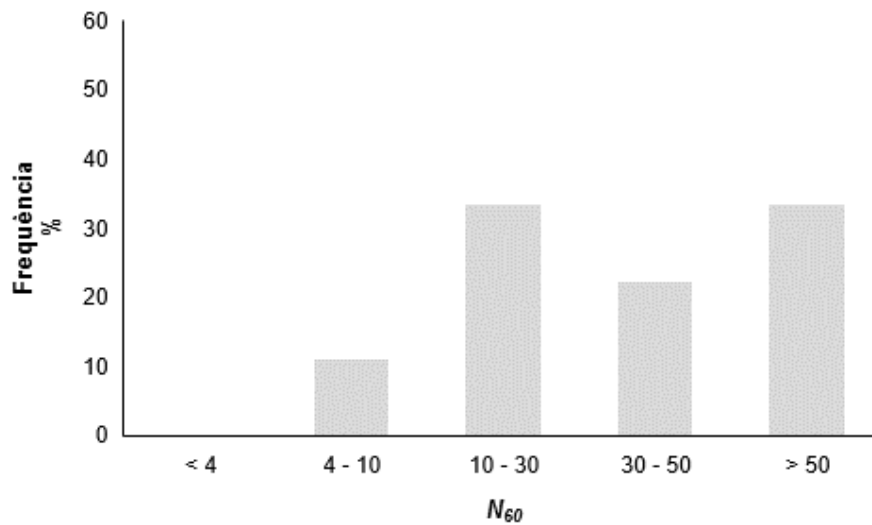


Figura 3.17 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), de acordo com a Tabela 3.6.

Tabela 3.7- Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do Campo Experimental 2, segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986).

$(N_1)_{60}$	Compacidade	$(N_1)_{60}$	
		Freq.	%
0 - 3	Muito solta	0	0
3 - 8	Solta	0	0
8 - 25	Medianamente densa	3	33
25 - 42	Densa	2	22
> 42	Muito densa	4	44
Total		9	100

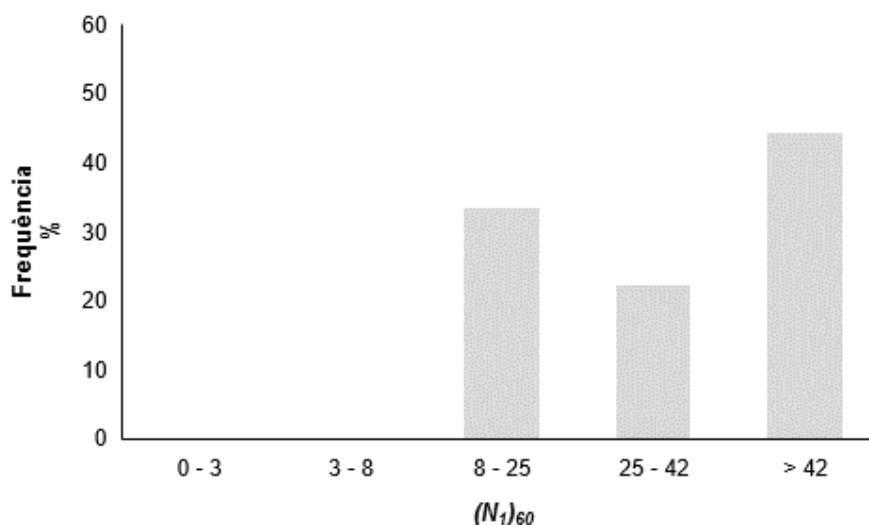


Figura 3.18 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Skempton (1986), de acordo com a Tabela 3.7.

Da análise da Tabela 3.7 verifica-se que, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967), cerca de 55% dos resultados obtidos correspondem a solos densos a muito densos. De acordo com Skempton (1986), Tabela 3.8, 44% dos solos apresenta uma compacidade muito elevada.

Através dos dados obtidos, verifica-se que o solo correspondente ao Campo Experimental 2 tem uma compacidade bastante elevada, em que só 11% dos valores de N_{60} é que estão abaixo das 10 pancadas.

Na Tabela 3.8 apresentam-se os valores do índice de compacidade (I_D) e do ângulo de atrito (ϕ) em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes, e as respectivas frequências, de acordo com diversos autores.

Tabela 3.8- Valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores.

N	Freq. (%)	I_D (%)	ϕ (°)
	(N_{60})	(Terzaghi e Peck, 1967)	(Meyerhof, 1956)
< 4	0	< 20	< 30
4 - 10	11	20 - 40	30 - 35
10 - 30	33	40 - 60	35 - 40
30 - 50	22	60 - 80	40 - 45
> 50	33	80 - 100	> 45

$(N_1)_{60}$	Freq. (%)	I_D (%)	ϕ (°)
	$(N_1)_{60}$	(Skempton, 1986)	(Hatanaka e Uchida, 1996)
0 - 3	0	0 - 15	20,0 - 26,8
3 - 8	0	15 - 35	26,8 - 31,1
8 - 25	33	35 - 65	31,1 - 39,6
25 - 42	22	65 - 85	39,6 - 45,4
> 42	44	85 - 100	> 45,4

Da análise da Tabela 3.8, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967) e segundo Meyerhof (1956), cerca de 55% do solo analisado apresenta uma compactidade superior ou igual a 60% e ϕ igual ou superior a 40°.

De acordo com as classes de Skempton (1986), 44% do solo apresentam compactidade elevada (I_D entre 85 e 100%) e ϕ maior que 45,4° segundo Hatanaka e Uchida (1996). Da análise da mesma tabela verifica-se que o solo não exhibe compactidade solta, ou seja, o ϕ é sempre superior igual a 31,1°.

3.5.4. Campo Experimental 3

No Campo Experimental 3 foram intersectados cerca de 13 m de solo através das 4 sondagens realizadas, resultando em 11 ensaios SPT. Dos ensaios realizados, 27 % foram executados a uma profundidade superior a 3 m. A profundidade máxima atingida foi de 4 m.

Nas Figuras 3.19 e 3.20, está representada a da distribuição dos valores de N_{60} e os valores corrigidos, $(N_1)_{60}$, em profundidade.

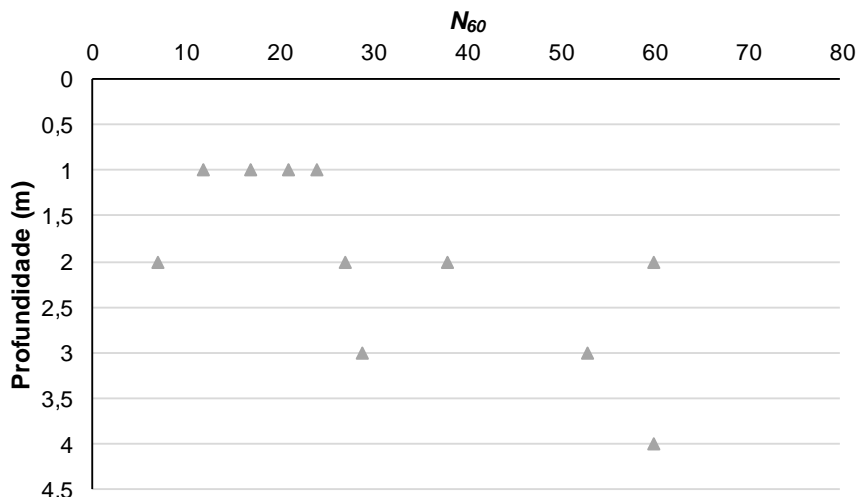


Figura 3.19 – Distribuição dos valores de N_{60} , do SPT, no Campo Experimental 3.

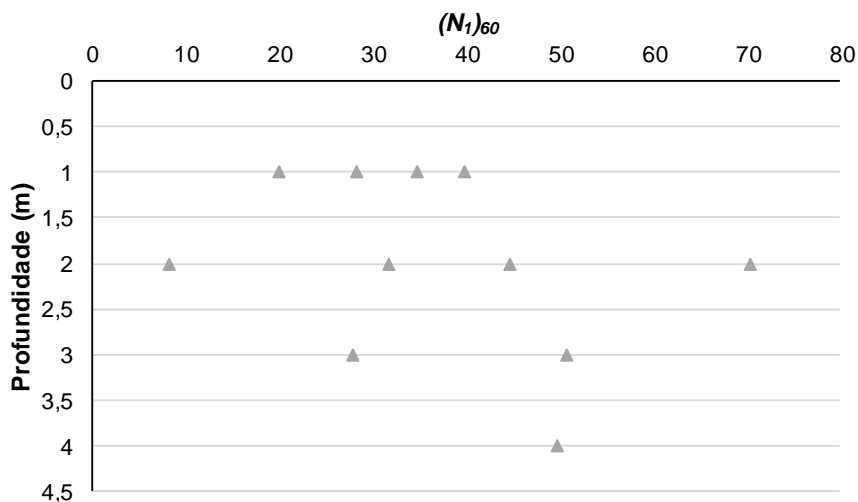


Figura 3.20 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do SPT, no Campo Experimental 3.

Da análise dos valores de N e $(N_1)_{60}$, verifica-se que há um aumento dos valores mínimos com a profundidade.

Na Tabela 3.9, estão representados alguns valores estatísticos relativamente ao intervalo de dados considerados de N_{60} e $(N_1)_{60}$.

Tabela 3.9- Valores estatísticos de N_{60} e $(N_1)_{60}$ do Campo Experimental 2.

	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N_{60}	7	> 60	32	27	60	17	53	11
$(N_1)_{60}$	7	> 60	32	28	-	23	47	11

Max – máximo; Me – média; Med – mediana; Min – mínimo; Mo – moda; P25% – percentil 25; P75% – percentil 75; n – número de amostras.

Da análise da Tabela 3.9, relativamente à compacidade, verifica-se que os valores mais frequentes de N_{60} e $(N_1)_{60}$, dados pela moda, correspondem a solos muito densos, enquanto os dados pela

mediana e média correspondem a solos medianamente densos a densos de acordo com Terzaghi e Peck (1967). Considerando as classes propostas por Skempton (1986), os valores de $(N_1)_{60}$ obtidos pela mediana e média correspondem a solos densos.

Nas Tabelas 3.10 e 3.11, apresentam-se as frequências e percentagens das várias classes de N_{60} , para uma penetração de 30 cm, relativas às classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), e para $(N_1)_{60}$, a divisão segundo as classes propostas por Skempton (1986) para solos granulares. Nas Figuras 3.21 e 3.22 estão representados os respectivos histogramas de frequência.

Tabela 3.10- Distribuição dos valores de N_{60} , do Campo Experimental 3, segundo as classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967).

N	Compactidade	N_{60}	
		Freq.	%
< 4	Muito solta	0	0
4 - 10	Solta	1	9
10 - 30	Medianamente densa	6	55
30 - 50	Densa	1	9
> 50	Muito densa	3	27
Total		11	100

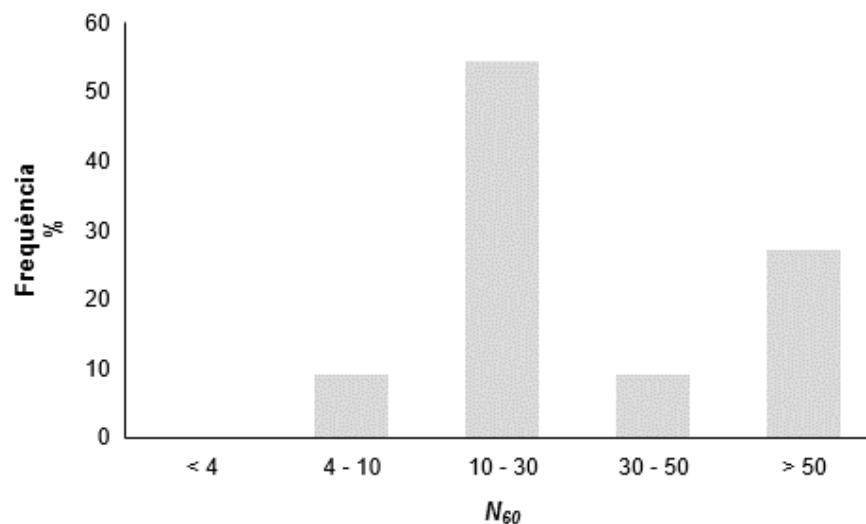


Figura 3.21 – Histograma de frequência segundo as classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), de acordo com a tabela 3.10.

Tabela 3.11- Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, do Campo Experimental 3, segundo as classes de compactidade propostas por Skempton (1986).

$(N_1)_{60}$	Compactidade	$(N_1)_{60}$	
		Freq.	%
0 - 3	Muito solta	0	0
3 - 8	Solta	1	9
8 - 25	Medianamente densa	2	18
25 - 42	Densa	5	45
> 42	Muito densa	3	27
Total		11	100

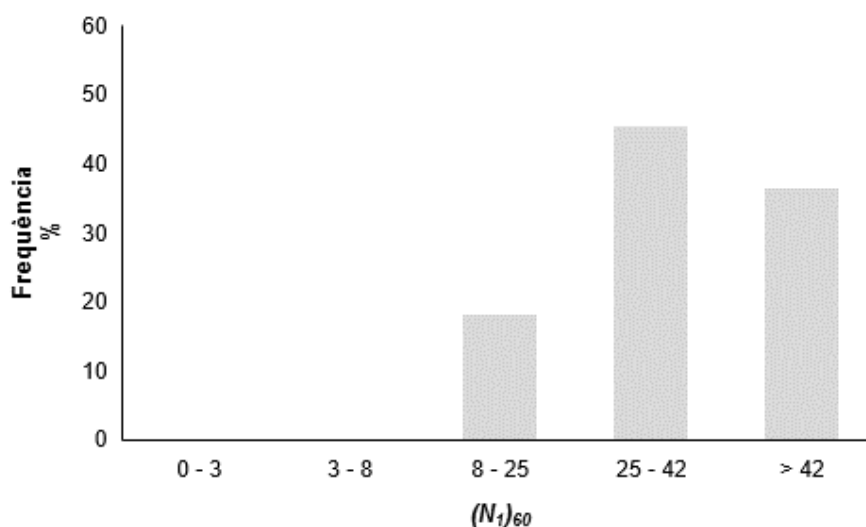


Figura 3.22 – Histograma de frequência segundo as classes de compactidade propostas por Skempton (1986), de acordo com a Tabela 3.11.

Da análise da Tabela 3.10 verifica-se que, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967), cerca de 55% dos resultados obtidos correspondem a solos medianamente densos e que 36% correspondem a solos densos a muito densos. De acordo com Skempton (1986), Tabela 3.11, 45% dos solos apresenta uma compactidade densa.

Através dos dados obtidos, verifica-se que o solo correspondente ao Campo Experimental 3 tem uma compactidade média a densa, em que apenas 9% dos valores de N_{60} estão abaixo das 10 pancadas.

Na Tabela 3.12 apresentam-se os valores do índice de compactidade (I_D) e do ângulo de atrito (ϕ) em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes, e as respectivas frequências, de acordo com diversos autores.

Tabela 3.12- Valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores.

N	Freq. (%)	I_D (%)	ϕ (°)
	(N_{60})	(Terzaghi e Peck, 1967)	(Meyerhof, 1956)
< 4	0	< 20	< 30
4 - 10	9	20 - 40	30 - 35
10 - 30	55	40 - 60	35 - 40
30 - 50	9	60 - 80	40 - 45
> 50	27	80 - 100	> 45

$(N_1)_{60}$	Freq. (%)	I_D (%)	ϕ' (°)
	$(N_1)_{60}$	(Skempton, 1986)	(Hatanaka e Uchida, 1996)
0 - 3	0	0 - 15	20,0 - 26,8
3 - 8	0	15 - 35	26,8 - 31,1
8 - 25	18	35 - 65	31,1 - 39,6
25 - 42	45	65 - 85	39,6 - 45,4
> 42	36	85 - 100	> 45,4

Da análise da Tabela 3.12, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967) e segundo Meyerhof (1956), cerca de 55% do solo analisado apresenta uma compactidade entre 40% a 60% e ϕ entre 35° a 40°.

De acordo com as classes de Skempton (1986), 81% do solo apresentam compactidade entre densa a muito densa (I_D entre 65 e 100%) e ϕ' maior ou igual que 39,6° segundo Hatanaka e Uchida (1996). Apenas 18% do solo apresenta compactidade média, I_D entre 35 e 65%, correspondendo a um ϕ' entre 31,1° e 39,6°, não existindo solo com compactidade inferior.

3.6. Considerações finais

De acordo com os dados expostos anteriormente, está representado na Tabela 3.13 o resumo dos valores do índice de compactidade (I_D) e do ângulo de atrito (ϕ) em função da distribuição dos valores de N_{60} , obtidos nos três campos experimentais analisados, em diferentes classes, e as respectivas frequências, de acordo com diversos autores.

Tabela 3.13- Resumo dos valores de I_D e ϕ em função da distribuição dos valores de N_{60} para os três campos experimentais analisados.

N_{60}	I_D (%)	ϕ (°)	Freq. (%)		
	(Terzaghi e Peck, 1967)	(Meyerhof, 1956)	Campo 1	Campo 2	Campo 3
< 4	< 20	< 30	0	0	0
4 - 10	20 - 40	30 - 35	5	11	9
10 - 30	40 - 60	35 - 40	14	33	55
30 - 50	60 - 80	40 - 45	35	22	9
> 50	80 - 100	> 45	46	33	27

Na Figura 3.23 encontra-se representado o histograma de frequências segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967) relativo aos resultados da Tabela 3.13. Da sua análise verifica-se que o solo referente ao Campo Experimental 1 é o que tem maior frequência para valores de N_{60} superiores a 50, enquanto para valores médios de N_{60} , entre 10 e 30, o solo que tem maior frequência é o solo referente ao Campo Experimental 3.

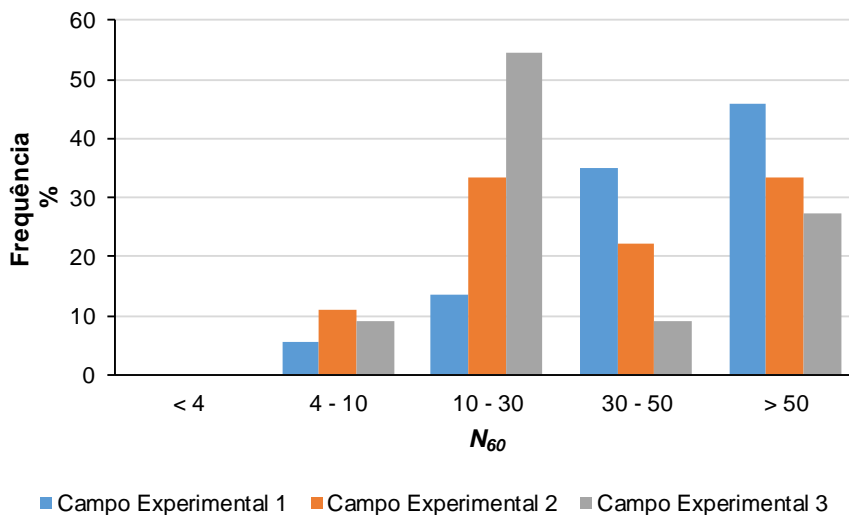


Figura 3.23 – Histograma de frequência segundo as classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967) relativo aos resultados obtidos nos três campos experimentais.

Na Tabela 3.14, apresenta-se o resumo da classificação do solo e a respetiva compacidade para o solo dos três campos experimentais analisados.

Tabela 3.14- Classificação do solo analisado e a respetiva compacidade.

Campo Experimental	Classificação do solo ASTM D 2487-85	Compacidade
1	SM Areia siltosa com cascalho	Densa a muito densa
2	SM ou SC Areia siltosa com cascalho ou Areia argilosa com cascalho	Medianamente densa a muito densa
3	SM ou SC Areia siltosa com cascalho ou Areia argilosa com cascalho	Medianamente densa a muito densa

Da observação dos dados acima apresentados, constata-se que dos três solos analisados, o que oferece mais resistência é o solo referente ao Campo Experimental 1, sendo este classificado como uma areia siltosa com cascalho (classificação unificada SM), podendo ser considerado um solo denso a muito denso.

4. Análise e apresentação dos resultados

4.1. Considerações iniciais

Os solos e as suas propriedades variam de ponto para ponto, devido aos processos externos durante a sua formação, como condições ambientais, carregamentos entre outros. Existem três fontes principais de incerteza nas características das camadas do solo que podem ser identificadas, como a heterogeneidade natural, a limitação de dados e os erros e medidas (Anjos, 1999).

Os tratamentos estatísticos são especialmente relevantes para análise de resultados de ensaios *in situ*, pois estes geralmente resultam em grande quantidade de dados.

No caso em estudo, o tratamento estatístico tem por objetivo estabelecer correlações entre o número de pancadas do ensaio Standard Penetration Test (SPT), N_{SPT} , e do ensaio feito com o Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH), N_{DPSH} .

A título indicativo, na Figura 4.1 estão representados os valores obtidos dos ensaios SPT e DPSH em profundidade, realizados no ponto de ensaio S2 do Campo Experimental 1. Em Anexo encontram-se representados os gráficos relativos a todos os resultados obtidos.

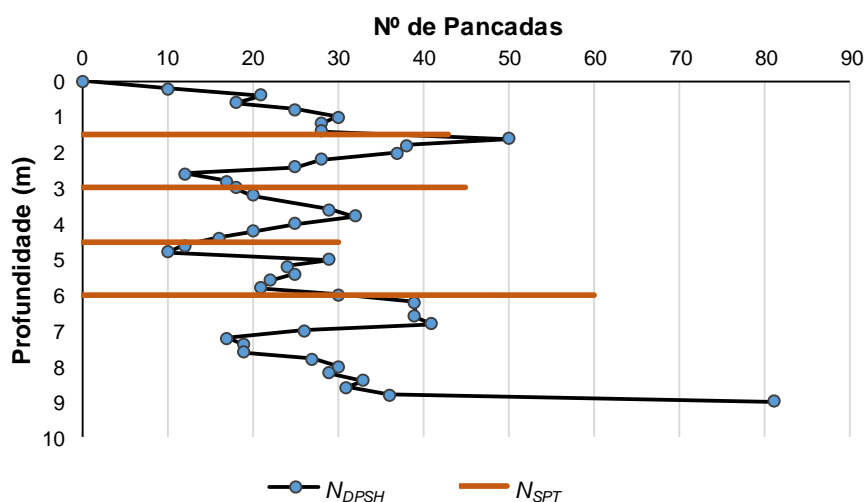


Figura 4.1 – Resultado dos ensaios SPT e DPSH no ponto de ensaio S2 do Campo Experimental1.

A quase totalidade das correlações apresentadas na literatura nacional e internacional são correlações lineares do tipo $y = k.x$. Entretanto, os trabalhos correspondentes, com raras exceções, não apresentam a forma pela qual o valor de k é obtido.

No presente estudo, optou-se por adotar o valor de N_{SPT} como variável dependente, e a variável N_{DPSH} como variável independente e recorreu-se à utilização do método dos mínimos quadrados,

através da utilização do Excel, para se estabelecer uma regressão linear entre as duas variáveis, com a reta a passar na origem.

Na Figura 4.2 e 4.3 estão representados, em profundidade, a distribuição dos valores N_{SPT} e N_{DPSH} obtidos nos ensaios realizados nos três campos experimentais, e na Figura 4.4 estão representados os pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} considerados.

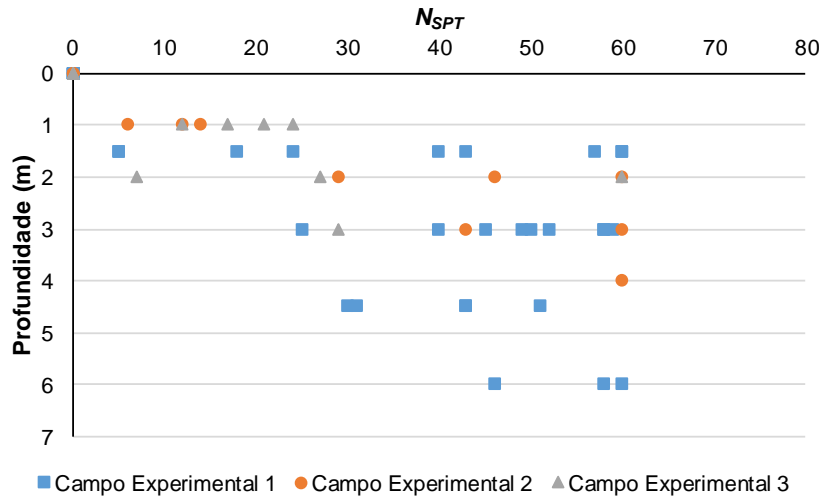


Figura 4.2 – Distribuição dos valores N_{SPT} considerados em profundidade.

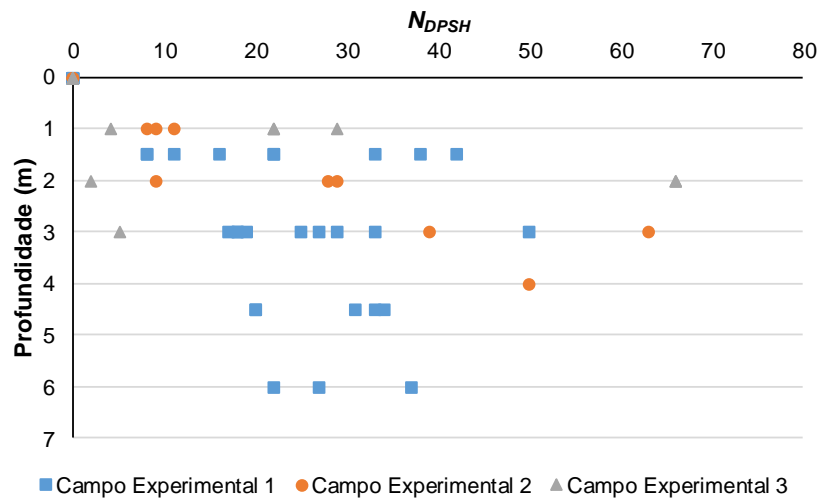


Figura 4.3 – Distribuição dos valores N_{DPSH} considerados em profundidade.

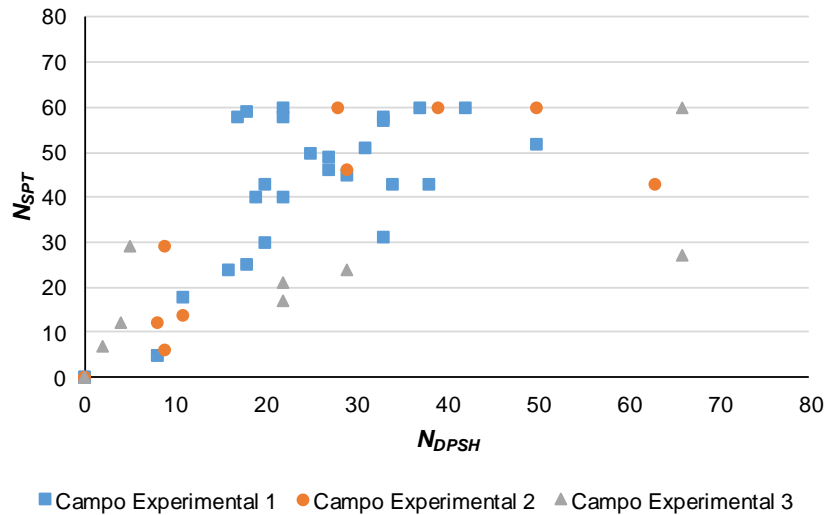


Figura 4.4 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} considerados.

O coeficiente de determinação, R^2 , fornece uma informação auxiliar, como uma maneira de se verificar se o modelo proposto é adequado ou não para descrever o fenómeno. Este varia no intervalo de 0 a 1. Valores próximos de 1 indicam que o modelo proposto será adequado para descrever o fenómeno.

O R^2 representa a proporção da variação da variável dependente Y que é explicada pela reta da regressão sobre X . O valor de R^2 foi determinado através da utilização do suplemento *Analysis ToolPak* do Excel.

4.2. Critério de seleção dos dados

O registo do número de pancadas no ensaio DPSH foi realizada para 20 cm (N_{20}), enquanto no SPT se faz para 30 cm de penetração e para valores normalizados deste (N_{60}), sendo que os resultados apresentados das relações entre o número de pancadas dos dois ensaios têm em consideração a razão entre os dois comprimentos à mesma profundidade.

Para o Campo Experimental 1 foram considerados os pares de dados de 1,5 m em 1,5 m, dado que o ensaio SPT foi executado em profundidade com esse compasso. Em relação aos Campos Experimentais 2 e 3, como o ensaio SPT foi realizado de 1 m em 1m, já referido anteriormente. Nos casos em que as profundidades não coincidiram, calculou-se a média entre os dois valores de N_{20} , anterior e posterior à profundidade pretendida. Na Figura 4.5 está representado um esquema da profundidade analisada.

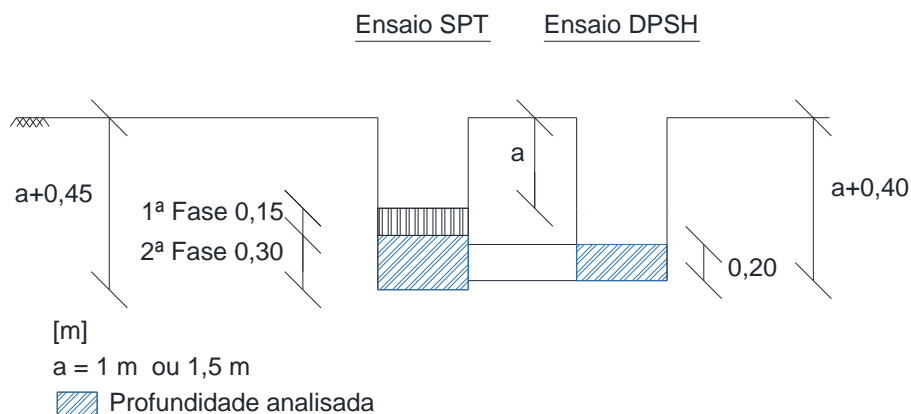


Figura 4.5 – Esquema indicativo das profundidades analisadas.

As correlações foram efetuadas para cada Campo Experimental analisado, tendo sido utilizados no total 26 pares de dados para o Campo Experimental 1, 9 para o Campo Experimental 2 e 8 para o Campo Experimental 3.

A partir dos valores de N_{SPT} e N_{DPSH} de cada solo foram traçados diagramas de dispersão, com o objetivo de analisar a tendência do conjunto. Através destes gráficos pôde-se observar que havia pontos que não seguiam esta tendência, e que poderiam, eventualmente, afetar os resultados obtidos nas análises estatísticas.

Com os dados obtidos, foram determinados os valores da relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} ($k = N_{SPT}/N_{DPSH}$) e estabelecido um critério para eliminação dos pontos que se distanciavam da tendência do conjunto.

Como não é possível identificar, para cada par de dados N_{SPT}/N_{DPSH} , o problema ocorrido devido à grande quantidade de variáveis intervenientes, optou-se pela eliminação desses pontos através da definição de dois critérios de análise:

- Análise global: foram calculados todos os valores de k para os pares de dados;
- Análise parcial: só foram considerados os valores de k que estivessem na faixa entre mais ou menos o desvio padrão do valor de k médio calculado na análise global.

A Figura 4.6 representa esquematicamente o que foi adotado para a análise parcial. A análise parcial foi adotada com o objetivo de desprezar valores de k que não seguiam a tendência do conjunto. A discrepância obtida de alguns valores pode dever-se à heterogeneidade dos solos, à presença de pedras, blocos, erros na contagem do número de golpes, mudança de camadas, inclinação da composição do trem de varas, etc.

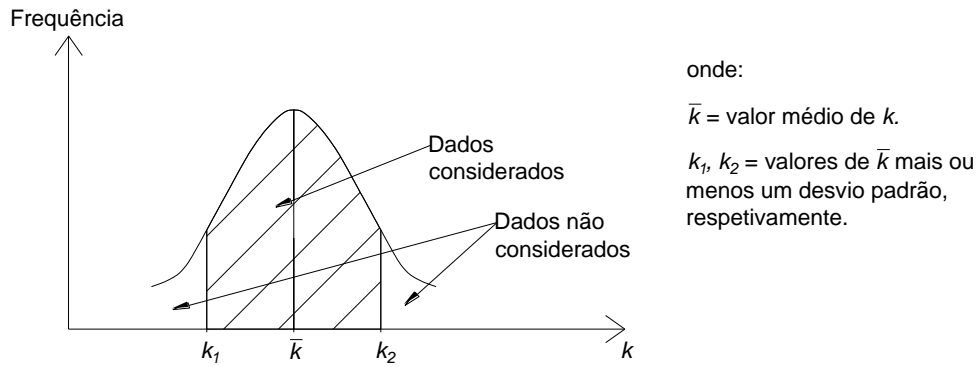


Figura 4.6 – Critério adotado para eliminar os pontos discrepantes (Politano, 1999).

A seguir, são apresentadas as correlações obtidas para cada um dos locais analisados com base nos resultados obtidos através dos ensaios de campo.

4.3. Campo Experimental 1

No Campo Experimental 1, foram analisados 26 pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} , de acordo com a Tabela 4.1 e o gráfico de dispersão apresentado na Figura 4.7. Os dados considerados correspondem a 43 m de solo analisado em profundidade.

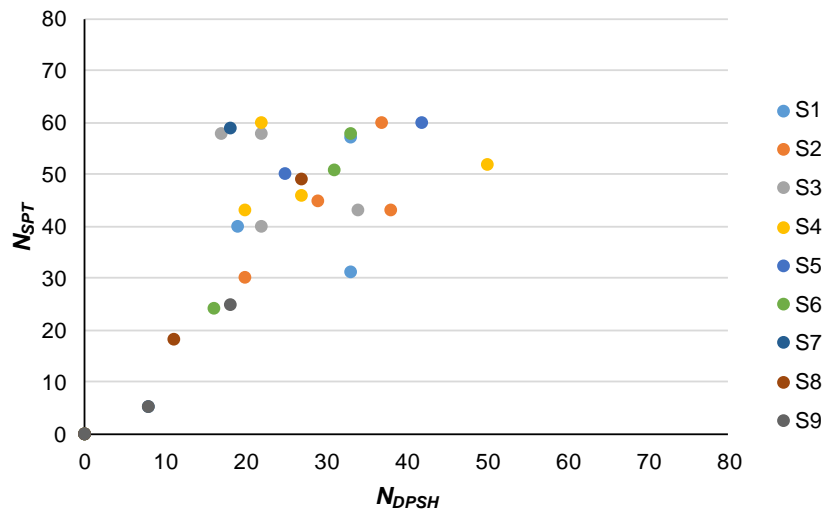


Figura 4.7 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 1.

Tabela 4.1- Valores dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} do Campo Experimental 1.

Ensaio	Prof. (m)	N_{SPT}	N_{DPSH}	k
S1	1,50	57	33	1,73
	3,00	40	19	2,11
	4,50	31	33	0,94
S2	1,50	43	38	1,13
	3,00	45	29	1,55
	4,50	30	20	1,50
	6,00	60	37	1,62
S3	1,50	40	22	1,82
	3,00	58	17	3,41
	4,50	43	34	1,26
	6,00	58	22	2,64
S4	1,50	60	22	2,73
	3,00	52	50	1,04
	4,50	43	20	2,15
	6,00	46	27	1,70
S5	1,50	60	42	1,43
	3,00	50	25	2,00
S6	1,50	24	16	1,50
	3,00	58	33	1,76
	4,50	51	31	1,65
S7	1,50	5	8	0,63
	3,00	59	18	3,28
S8	1,50	18	11	1,64
	3,00	49	27	1,81
S9	1,50	5	8	0,63
	3,00	25	18	1,39
\bar{k}	1,73	Desv. Padrão		0,69
k_1	1,04	k_2		2,42

Após a análise global dos dados obtidos para o local em análise, obteve-se a regressão apresentada na Figura 4.6.

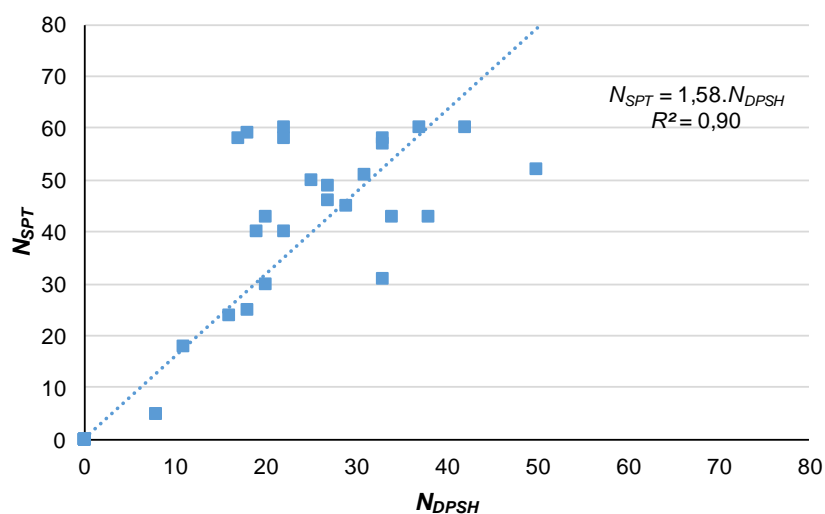


Figura 4.8 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 1: Análise global.

De forma a melhorar sensivelmente o resultado obtido da regressão linear, procedeu-se à análise parcial dos dados, de acordo com o referido em 4.2. Após a utilização dos critérios de seleção apresentados na Tabela 4.1, resultou a regressão linear apresentada na Figura 4.9.

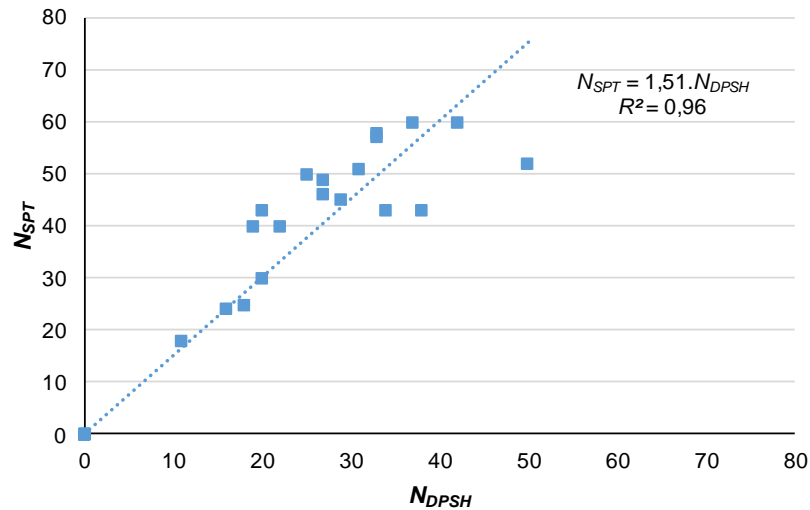


Figura 4.9 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 1: Análise parcial.

Após a análise parcial dos valores relativos ao Campo Experimental 1, resultaram os dados a seguir representados.

$$\bar{k} = 1,62 \quad (4.1)$$

$$\text{Desv. Padrão} = 0,30 \quad (4.2)$$

$$N_{SPT} = 1,51.N_{DPSH} \quad (4.3)$$

$$R^2 = 0,96 \quad (4.4)$$

Da análise dos valores obtidos, verifica-se uma melhoria da regressão linear em relação à análise global, passando o coeficiente de determinação, R^2 , de 0,90 para 0,96 sendo $k = 1,51$.

4.4. Campo Experimental 2

No Campo Experimental 2, foram analisados 9 pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} , de acordo com Tabela 4.2 e o gráfico de dispersão apresentado na Figura 4.10. Os dados considerados correspondem a 10 m de solo analisado em profundidade.

Tabela 4.2- Valores dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} do Campo Experimental 2.

Ensaio	Prof. (m)	N_{SPT}	N_{DPSH}	k
S1	1,00	6	9	0,67
	2,00	29	9	3,22
	3,00	60	39	1,54
S2	1,00	14	11	1,27
	2,00	60	28	2,14
S3	1,00	12	8	1,50
	2,00	46	29	1,59
	3,00	43	63	0,68
	4,00	60	50	1,20
\bar{k}	1,53	Desv. Padrão		0,78
k_1	0,75	k_2		2,32

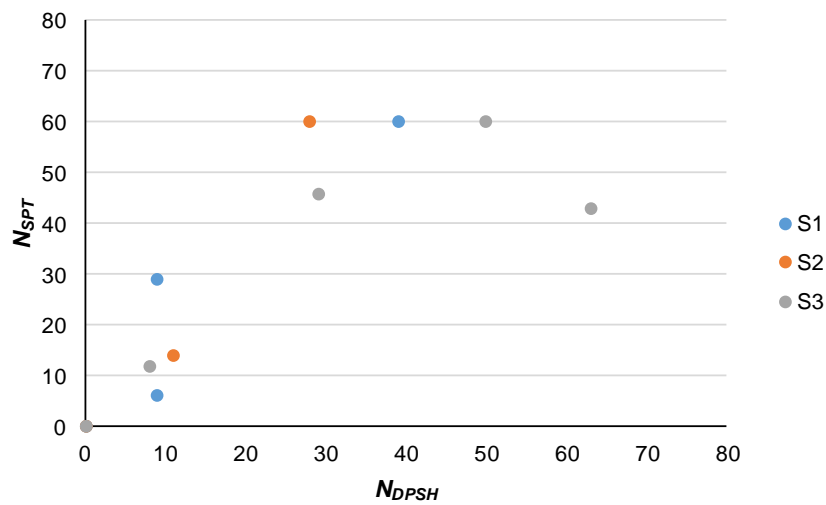


Figura 4.10 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 2.

Após a análise global dos dados obtidos para o local em análise, obteve-se a regressão linear apresentada na Figura 4.11.

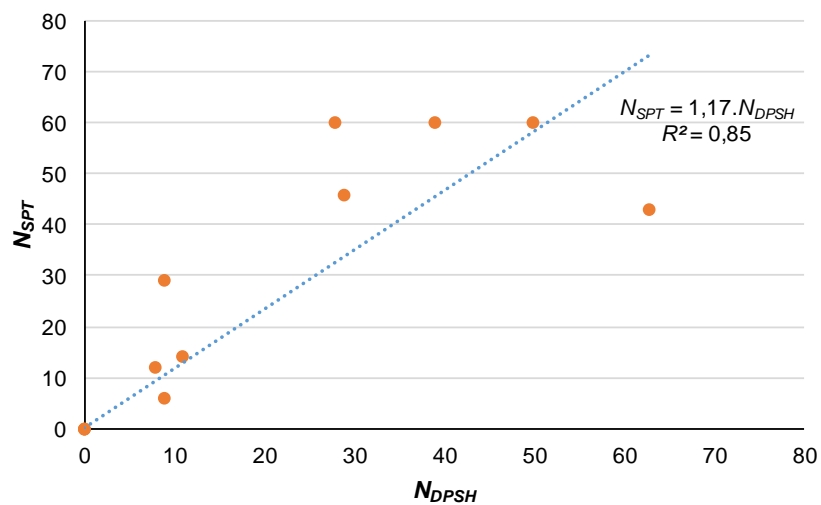


Figura 4.11 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 2 – Análise global.

De forma a melhorar sensivelmente o resultado obtido da regressão linear, procedeu-se à análise parcial dos dados. Após a utilização dos critérios de seleção apresentados na Tabela 4.2 resultou a regressão linear apresentada na Figura 4.12.

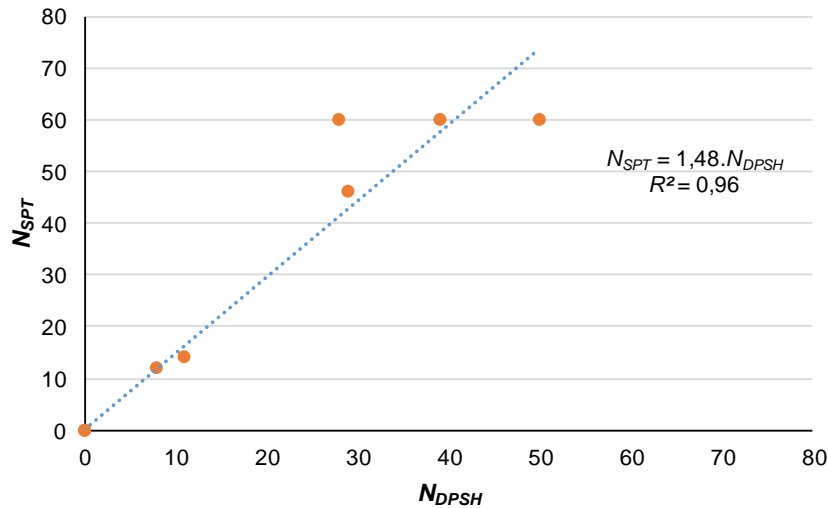


Figura 4.12 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 2 – Análise parcial.

Após a análise parcial dos valores relativos ao Campo Experimental 2, resultaram os dados a seguir representados.

$$\bar{k} = 1,54 \quad (4.5)$$

$$\text{Desv. Padrão} = 0,33 \quad (4.6)$$

$$N_{SPT} = 1,48.N_{DPSH} \quad (4.7)$$

$$R^2 = 0,96 \quad (4.8)$$

Da análise dos valores obtidos, verifica-se uma melhoria da regressão linear em relação à análise global, passando o coeficiente de determinação, R^2 , de 0,85 para 0,96 sendo $k = 1,48$.

4.5. Campo Experimental 3

No Campo Experimental 3, foram analisados 8 pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} , de acordo com a Tabela 4.3 e o gráfico de dispersão apresentado na Figura 4.13. Os dados considerados correspondem a 10 m de solo analisado em profundidade.

Tabela 4.3- Valores dos pares de dados N_{SPT}/N_{DPSH} do Campo Experimental 3.

Ensaio	Prof. (m)	N_{SPT}	N_{DPSH}	k
S1	1,00	24	29	0,83
S2A	1,00	17	22	0,77
	2,00	27	66	0,41
S2B	1,00	21	22	0,95
	2,00	60	66	0,91
S3	1,00	12	4	3,00
	2,00	7	2	3,50
	3,00	29	5	5,80
\bar{k}	2,02	Desv. Padrão		1,90
k_1	0,12	k_2		3,93

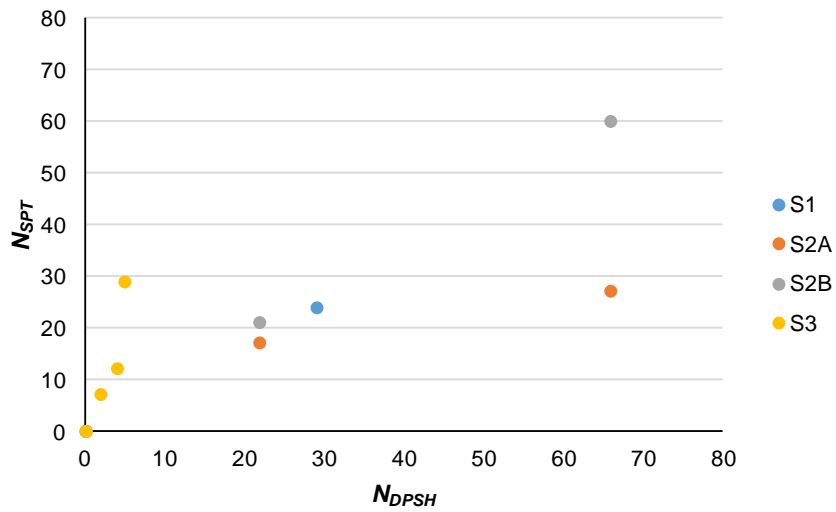


Figura 4.13 – Distribuição dos pares de dados N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 3.

Após a análise global dos dados obtidos para o local em análise, obteve-se a regressão apresentada na Figura 4.14.

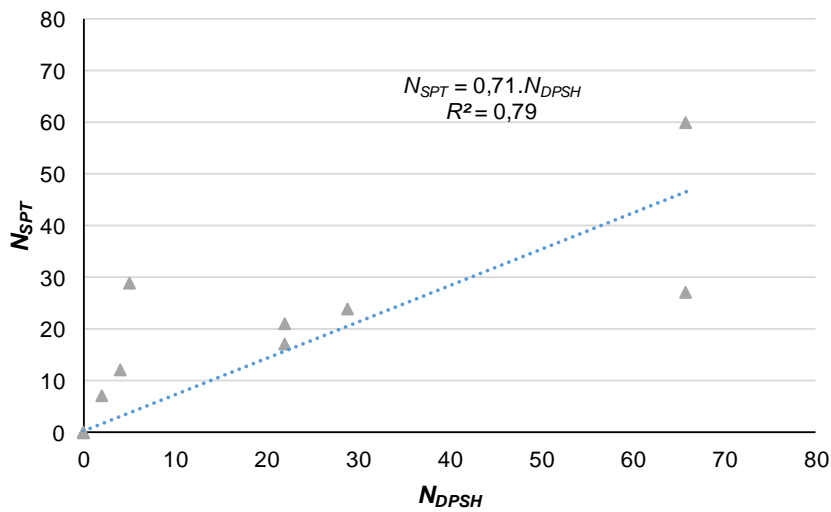


Figura 4.14 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 3 – Análise global.

De forma a melhorar sensivelmente o resultado obtido da regressão linear, procedeu-se à análise parcial dos dados. Após a utilização dos critérios de seleção apresentados na Tabela 4.3, resultou a regressão linear apresentada na Figura 4.15.

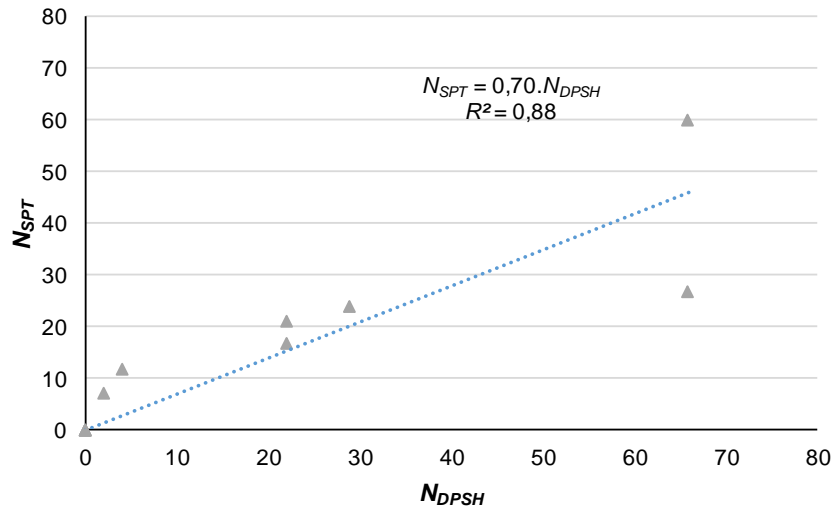


Figura 4.15 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} do Campo Experimental 3 – Análise parcial.

Após a análise parcial dos valores relativos ao Campo Experimental 3, resultaram os dados a seguir representados.

$$\bar{k} = 1,48 \quad (4.9)$$

$$\text{Desv. Padrão} = 1,23 \quad (4.10)$$

$$N_{SPT} = 0,70.N_{DPSH} \quad (4.11)$$

$$R^2 = 0,88 \quad (4.12)$$

Da análise dos valores obtidos, verifica-se uma melhoria da regressão linear em relação à análise global, passando o coeficiente de determinação, R^2 , de 0,79 para 0,88 sendo $k = 0,70$.

4.6. Considerações finais

De acordo com os dados já apresentados, obtiveram-se os resultados das regressões lineares referentes aos dados dos ensaios SPT e DPSH para os três campos experimentais analisados e apresentados na Tabela 4.4 e na Figura 4.16.

Tabela 4.4- Resultados das regressões lineares referentes aos dados dos ensaios SPT e DPSH para os três campos experimentais analisados.

Local	$k = N_{SPT}/N_{DPSH}$	R^2
Campo Experimental 1	1,51	0,96
Campo Experimental 2	1,48	0,96
Campo Experimental 3	0,70	0,88

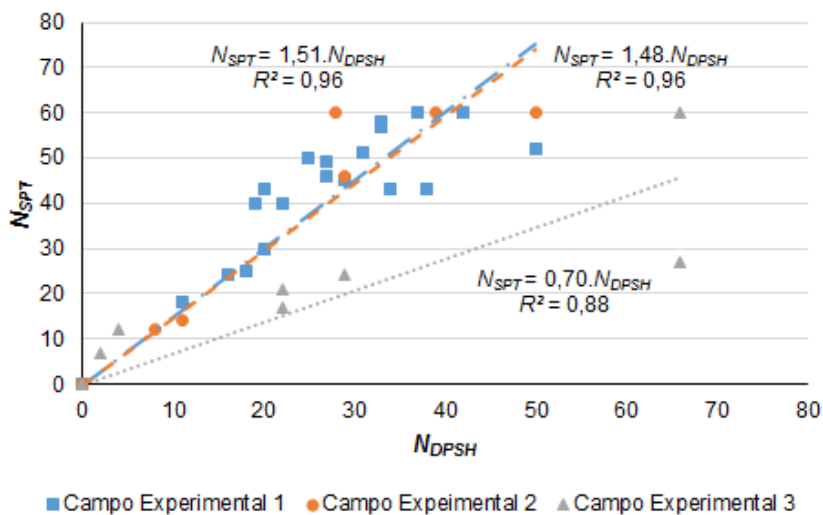


Figura 4.16 – Regressão linear entre N_{SPT} e N_{DPSH} dos Campos Experimentais analisados– Análise parcial.

Na Figura 4.17, apresenta-se a variação das relações de N_{SPT}/N_{DPSH} com o valor de N_{SPT} . Da análise da figura, é possível verificar que todos os valores da relação N_{SPT}/N_{DPSH} obtidos no Campo Experimental 2 se encontram próximos dos limites teóricos obtidos pela expressão 2.40. A dispersão tende a acentuar-se quando o valor de $N_{SPT} > 40$.

De um modo geral, com o aumento do N_{SPT} tende a aumentar o valor da relação entre N_{SPT}/N_{DPSH} . Para valores de $N_{SPT} > 40$, as relações entre N_{SPT}/N_{DPSH} tendem a ser superiores a 1,5.

Desta análise, conclui-se que a relação entre SPT e DPSH não é constante e cresce com o valor de N_{SPT} , não sendo fiáveis as correlações energéticas representadas pela expressão 2.37, estando de acordo com Viana da Fonseca (2000).

Os valores de R^2 são elevados e próximos da unidade para os três locais analisados, o que indica a boa correlação linear existente entre os dois ensaios.

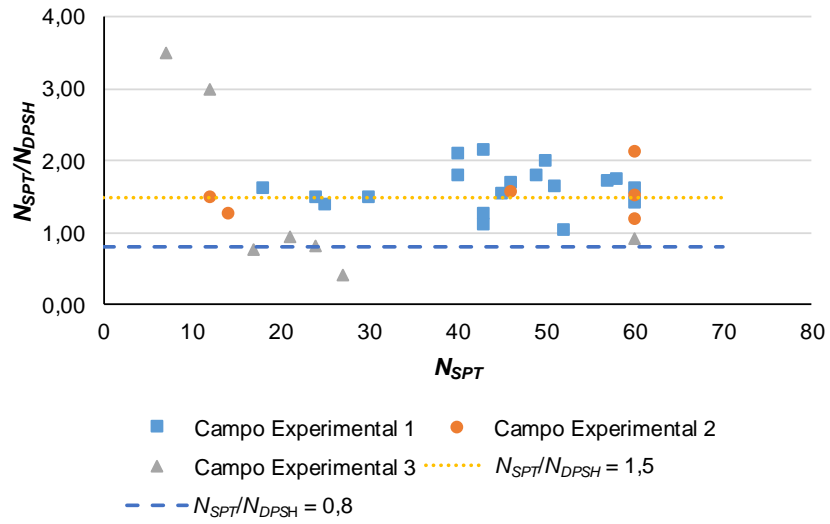


Figura 4.17 – Relação entre os valores obtidos de N_{SPT}/N_{DPSH} e N_{SPT} e os limites teóricos.

5. Conclusões e desenvolvimentos futuros

Dentro dos ensaios *in situ*, os penetrómetros dinâmicos apresentam-se como sendo um meio mais expedito para a determinação de um grande número de parâmetros do solo.

A escolha de estes dois ensaios, Standard Penetration Test (SPT) e Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH), para efeitos comparativos recaiu sobre a semelhança existente entre as características dos dois equipamentos.

Em relação ao ensaio SPT, mesmo usando o mesmo martelo do ensaio DPSH, o amostrador de Terzaghi tem uma menor capacidade de penetração que a ponteira do ensaio DPSH. Em termos de execução do ensaio, o SPT é muito mais moroso, devido ao facto de ser necessário tirar o amostrador após um ensaio a determinada profundidade.

As relações entre o número de pancadas do DPSH e SPT (N_{SPT}/N_{DPSH}), é de 0,70 a 1,58, e o valor de R^2 varia entre 0,88 a 0,96. Estes coeficientes, sendo próximos da unidade são resultados favoráveis e superiores aos resultados obtidos por Viana da Fonseca (2000), o que indica uma boa correlação entre os resultados dos dois tipos de ensaios.

Dos resultados obtidos, pode-se também concluir que as relações entre SPT e DPSH não são constantes e crescem com o valor de N_{SPT} , para valores de $N_{SPT} > 40$, as relações N_{SPT}/N_{DPSH} tendem a ser superiores ao limite superior teórico de 1,5.

As correlações obtidas não são aplicáveis para outros tipos de solos nem para outros equipamentos, mesmo com características semelhantes. Caso contrário pode levar a resultados incorretos.

Como balanço final do trabalho desenvolvido, seria de grande interesse continuar este estudo com validação das correlações lineares apresentadas através ferramentas estatísticas e realizar mais ensaios em locais diferentes e assim obter correlações para um leque mais alargado de solos.

Referências Bibliográficas

- Almeida, J. H. C. (2009). *Projeto de uma passagem inferior rodoviária sob uma linha do metro do Porto e sob uma artéria urbana adjacente*. Tese de Mestrado. Universidade do Porto, Porto.
- Bazaraa, A.R.S.S. (1967). *Use of Standar Penetration Test for estimating settlement of shallow foundations on sand* PH.D. l'hesis, University of Illinois, Urbana.
- Bessa, C. S. R. B. (2009). *Caracterização mecânica dos maciços através de ensaios in situ*. Tese de Mestrado. Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Bowles, J. E. (1997) *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw-Hill.
- Burmister, D.M., (1948). *The importance and practical use of relative density in soil mechanics*. ASTM, vol 48. Philadelphia.
- Castro, Guy de. (1988). *Penetrómetros. Penetrómetro Estático Tipo Holandês (CPT). Penetrómetros dinâmicos (SPT) e (PDL) OU (DPL)*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Cavalcante, E. H. (2002). *Investigação teórico-experimental sobre o SPT*. Tese de Doutoramento. Universidade do Rio de Janeiro, Brasil.
- Cavaleiro, V. M. P. (2001). *Caracterização geotécnica da zona de expansão urbana da Covilhã*. Tese de Doutoramento. Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Cavaleiro, V. M. P. *Correlação entre o ensaio de penetração dinâmica super pesado (DPSH) e o ensaio de penetração dinâmica normalizado (SPT) em solos granitos da Covilhã*. Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Cestari, F. (1990). *Prove Geotecniche in sito*. Ed. Geo-Graph, Segrate.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia das Fundações*. Edições E. P. G. E, Lisboa
- Cruz, N. (2010). *Modelling Geomechanics of Residual Soils with DMT Tests*.
- De Mello, V.F.B. (1971). *The Standard Penetration Test*. Proc. 4th Pan American Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. ASCE, Vol 1.
- Duarte, I. M. R. (2002). *Solos Residuais de Rochas Granitóides a Sul do Tejo – Características Geológicas e Geotécnicas*. Tese de Doutoramento. Universidade de Évora, Évora.
- EN ISO 22476-2 *Investigação e Ensaio Geotécnicos. Ensaio de Campo. Parte 2: Ensaio de Penetração Dinâmica (ISO 22476-2:2005)*.
- EN ISO 22476-3 *Investigação e Ensaio Geotécnicos. Ensaio de Campo. Parte 3: Ensaio de Penetração Dinâmica Standard (ISO 22476-3:2005)*.

- Filho, C.E.A. (2010). *Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrómetro dinâmico leve*. Tese de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.
- Folque, J. (1996). *Introdução à mecânica dos solos*. (2ª ed.), LNEC, Lisboa.
- Giuliani .F., Nicoll, F.L. (1982). *New Analytical correlations between SPT, overburden pressure and relative density*. Proc. 2th. Europ. Symp. on Penetration Testing, Amsterdam.
- Hatanaka, M., Uchida, A. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil*. Soils and Foundations, vol 36.
- Hunt, R.E. (1984). *Geotechnical Engineering Investigation Manual*. McGraw-Hill Book Co. New York.
- IGEOTEST (2004). *Ensayos Geotecnicos In Situ – su ejecución e interpretación*. Girona, Espanha.
- Kulhawy, F.H. y Mayne, P.H. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Institute, EPRI, August, 1990.
- Lobo, B. O. (2009). *Mecanismos de penetração dinâmica em solos granulares*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.
- Lopes, I. M. F. (2001). *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico – Aplicação à colina do castelo de S. Jorge*. Tese de Mestrado. Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Lopes, M. S. (2008). *Avaliação da eficácia energética no ensaio SPT*. Tese de Mestrado. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Lukiantchuki, J. A. (2012). *Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, Brasil.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*, Vol.1. Edições FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*, Vol.2. Edições FEUP, Porto.
- Mayne, P., Christopher, B., & Dejong, J. (2002). *Subsurface Investigation – Geotechnical Site Characterization. Reference Manual*. National Highway Institute. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Meyerhof, G.G. (1956). *Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soil*. Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 82, SMI.
- Muromachi, T. (1974). *Experimental Study on Application of Static Cone Penetrometer to Subsurface Investigation of Weak Cohesive Soils*. Proc. Europ. Conf. on Pen. Test., Stockolm, Vol 2.

- Nunes Veiga, A. (2011). *Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros-Leiria*. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Odebrech, E. (2003). *Medidas de energia do ensaio SPT*. Tese de Doutoramento. Universidade do Rio Grande do Sul, Brasil.
- Peck, R.B., Hanson, J.B. y Thornburn, S., (1974). *Foundation Engeneering*, 2nd Edition, John Willey & Sons Ed. New York.
- Pereira, T. C. (2010). *Uma contribuição para a determinação de propriedades físicas e mecânicas de materiais granulares compactos, com recurso a penetrómetro dinâmico ligeiro*. Tese de Mestrado. Universidade do Porto, Porto.
- Prado, N. M. P. (2008). *Projeto da estrutura de suporte de uma escavação para um grande edifício no Porto*. Tese de Mestrado. Universidade do Porto, Porto.
- Ribeiro, J. M. C. (2011). *Avaliação e correlação de parâmetros físicos e mecânicos de um solo residual granítico*. Tese de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Santos de Souza, J. M. (2009). A influência da compactidade das areias nas correlações entre os ensaios de cone e o SPT. Tese de Mestrado. Universidade do Rio de Janeiro, Brasil.
- Skempton, A.W. (1986). *Standar Penetration Test Procedure and Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*. Geotechnique 36, N°3.
- Tavenas, F.A., Ladd, R.S., Larochelle, P. (1973). *Accuracy of relative density measurements: results of a comparative test program*. ASTM Spec. Sym. Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils, Los Angeles, pp. 18-60.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Ed. John Wíley and Sons, New York.
- Viana da Fonseca et al. (2000). *Caracterização geotécnica de um troço de túnel 1 – Porto*. Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Diretas*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A.. *Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios de Laboratório e In Situ*. Texto de apoio, FEUP, Porto.

Anexos

Anexos 1 – Ensaaios SPT

Anexos 2 – Ensaaios DPSH