

Dissertação de Mestrado

**CORRELAÇÕES PARA OBTENÇÃO DE
PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE ARGILAS
COMPRESSÍVEIS COM UTILIZAÇÃO DO
PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE**

**AUTOR: CARLOS EDUARDO SALES ALVES
FILHO**

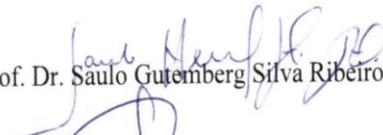
**ORIENTADOR: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro
(UFOP)**

ESCOLA DE MINAS / UFOP

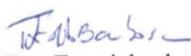
***CORRELAÇÕES PARA OBTENÇÃO DE
PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE ARGILAS
COMPRESSÍVEIS COM UTILIZAÇÃO DO
PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE***

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**, área de concentração em *Geotecnia de Barragens*.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 17 de novembro de 2010, pela Banca Examinadora composta pelos membros:


Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro (Orientador /UFOP)


Prof. Dr. Romero César Gomes (UFOP)


Profª. Dra. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa (UFMG)

A474c Alves Filho, Carlos Eduardo Sales.

Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrômetro dinâmico leve [manuscrito] / Carlos Eduardo Sales Alves Filho. – 2010.

xxii, 101f.: il., color.; grafs.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto.
Escola de Minas. NUGEO.

Área de concentração: Geotecnia de barragens.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Solos - Análise - Teses. 3. Barragens - Teses.
4. Argila - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

CDU: 624.136.2

“... Quando recebemos um ensinamento devemos receber como um valioso presente e não como uma dura tarefa. Eis aqui a diferença que transcende.”

Albert Einstein (1879 – 1955).

DEDICATÓRIA

A Navantino e Larissa,
meus filhos,
que Deus os ilumine,
pelos caminhos do bem.

AGRADECIMENTOS

Muitas foram as pessoas e instituições que contribuíram para a realização deste humilde trabalho e às quais agradeço penhoradamente. Peço já desculpas àquelas que também muito contribuíram e que porventura não se encontrem aqui citadas.

Aos professores e funcionários do NUGEO – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto pelo apoio e dedicação.

Ao Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais, DER-MG, onde sou funcionário, pela liberação ao curso e apoio logístico. Em especial à Diretoria do Órgão e à Diretoria de Gestão de Pessoas na Gerência de Treinamento e Desenvolvimento nas pessoas de Marina Mendes de Almeida Gomide Leite, Claudia Regina Sales de Oliveira, Maria do Socorro dos Reis e Heloisa Costa Pacheco Diório.

À FAPEMIG, pelo convênio e suporte financeiro que possibilitou o desenvolvimento deste estudo.

Ao Professor Dr. Romero César Gomes, coordenador durante o andamento do trabalho e professor do Curso de Mestrado Profissionalizante da UFOP, pelo apoio, incentivo e dedicação empreendida.

Agradecimento especial ao Professor e Orientador Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro, pela sua amizade, cooperação, incentivo, apoio e ensinamentos, sem o qual este trabalho não teria sido possível. Igualmente ao eng. e amigo Betônio Osório Marcos Franco, idealizador e incentivador do Programa dentro do DER-MG.

Aos colegas no Curso de Mestrado Profissionalizante e no DER-MG, André Luís Cairo de Azevedo, Antônio Donizetti de Resende, César Augusto Rodrigues, Evandro Dias Moreira, Juliano Leão Cambraia, Nelson Andrade Reis, Marcus Vinícius Fagundes Mota, Max Antônio Fonseca Parreira, Rogério Antônio Alves Pedrosa, Wallen Alexandre Medrado, pelo companheirismo e apoio.

À CPA Engenharia e Tecnologia Ltda, na pessoa de seu diretor Laurênio Pereira da Silva, pela oportunidade de participação nos estudos realizados no Sítio Massas Vilma.

Aos amigos do Laboratório de Materiais da CEMIG, Roberto Neves, Paulo César e Priscila Ítala Capanema, esta última também colega no curso, pela dedicação e orientações durante a realização dos ensaios especiais do Sítio Massas Vilma.

À ENGEMASTER Engenharia e Projetos Ltda, nas pessoas de seus diretores Eliseu da Silva Zica (também colega no curso) e Benjamin Amaral Carvalho, pelo apoio nos estudos do Sítio Heliadora.

Ao Laboratório de Geotecnia UFOP, coordenado pelo Prof. Dr. Adilson do Lago Leite e técnico laboratorista Eng. Edmar Fernando Freitas Coelho, pelo apoio na realização dos ensaios triaxiais do Sítio Heliadora.

Ao Eng. João Batista de Carvalho Mendes, grande cientista geotécnico e companheiro de muitas jornadas no DER-MG, pelos ensinamentos e apoio.

Ao Eng. Carlos César Martins, geotécnico da COPASA, amigo e incentivador.

Aos colegas Eng. Francisco Alberto Moreira Cardoso, Matheus Talma e Andrea Prado, pela paciência e dedicação durante a evolução dos estudos.

A todos os autores das bibliografias citadas, que proporcionaram o embasamento para o trabalho apresentado, e às pessoas e instituições que colaboraram para o resultado desta dissertação;

A meus pais Carlos Eduardo e Maria Madalena, e meus irmãos, João Paulo e Andréa, sempre na busca do sucesso e felicidade de todos nós.

A minha esposa Maristânia Mendes e Luiza Gabriela pela compreensão e incentivo. Finalmente, acima de tudo, a “DEUS...”.

RESUMO

Este estudo teve como objetivo principal expandir e valorizar a aplicação do equipamento de sondagem denominado Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL), Norma DIN 4094 (1964). O trabalho inicialmente mostra as principais correlações existentes na literatura para obtenção dos parâmetros geotécnicos baseadas em investigações de campo com cone estático CPT, cone estático com medida de poropressão CPTU, Penetrômetro Dinâmico Leve PDL e o *Standard Penetration Test* SPT. Os parâmetros geotécnicos avaliados foram a resistência ao cisalhamento não drenada, o ângulo de atrito, o módulo de deformabilidade. Uma série de testes de campo e de laboratório foi desenvolvida para suportar a avaliação das correlações existentes e o que de novo pudesse ser apresentado. Dois sítios foram estudados, Heliadora e Vilma, ambos localizados no estado de Minas Gerais, Brasil. Foram realizados 21 ensaios SPT, 21 ensaios PDL, 10 ensaios triaxiais, 7 ensaios edométricos e 7 ensaios CBR. Os resultados mostraram dispersões similares às aquelas observadas neste tipo de estudo. Correlações foram estabelecidas para cada uma das áreas, chegando-se a relações entre número de golpes PDL e o número de golpes SPT, resistência não drenada do ensaio triaxial e SPT, resistência não drenada S_u obtida por fórmulas empíricas do PDL e SPT e também entre a resistência não drenada S_u do triaxial e PDL. A maioria da quantificação dos parâmetros realizada por meio das correlações aqui desenvolvidas foi semelhante aos valores reportados na literatura geotécnica.

ABSTRACT

This study aimed to increase and enhance the application of Lightweight Dynamic Penetrometer (LDP), standard DIN 4094 (1964). The work initially shows the main correlations in the literature to obtain the geotechnical parameters based on field investigations CPT, CPTU, LDP and SPT. The geotechnical parameters evaluated were the undrained shear strength, friction angle, deformability modulus. A series of field and laboratory tests was developed to assist in the evaluation of existing correlations and what new could be presented. Two sites have been well studied, Heliadora and Vilma, both located in the state of Minas Gerais, Brazil. Were performed 21 SPT tests, 21 LDP tests, 10 triaxial shear tests, 7 CBR tests and 7 edometric tests. The results showed dispersions similar to those observed in this type of study. Correlations were established separately for each of the two areas, reaching the relations between LDP and SPT, undrained strength (triaxial test) and SPT, undrained strength (LDP test) and SPT and also between the undrained strength (triaxial test) and LDP. Most of the quantification of the parameters held by the correlations developed here was similar to the values reported in the geotechnical literature.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Aparelho PDL e detalhe da ponteira.	5
Figura 2.2 – Execução de sondagem PDL.	8
Figura 2.3 – Boletim de Sondagem PDL.	9
Figura 2.4 – Valores de K' na correlação da Inglaterra para R_p/N_{spt} , (Sanglerat, 1972).	10
Figura 2.5 – Ponteira do penetrômetro tipo Begemann com manga de atrito lateral, Sanglerat (1972).	12
Figura 2.6 – Classificação dos solos em função da relação R_p/fs (Folque, 1986).	14
Figura 2.7 – O aparelho DCP para pavimentos, Cardoso e Trichês (1998).	15
Figura 2.8 – O gráfico DN, Cardoso e Trichês (1998).	16
Figura 2.9 – Relações DN x CBR por diversos autores (Cardoso e Trichês, 1998).	16
Figura 3.1 – Execução de um ensaio SPT, tripé e apetrechos da sondagem.	19
Figura 3.2 – Amostrador padrão SPT, bi-partido para a coleta de solo.	19
Figura 3.3 – Variações de valores de N_{spt} , umidade e densidade aparente seca na estaca 804 antes e após a construção de aterro (Massad e outros, 1974).	21
Figura 3.4 – Cone com a estrutura de reação constituída por caminhão.	23
Figura 3.5 – Detalhe de cones (a) Lunne e outros (1977) e (b) Ortigão (1995), citados em Schnaid (2000).	24
Figura 3.6 – Cone sobre esteiras com a aparelhagem de aquisição de dados.	24
Figura 3.7 – Comportamento e estado de tensões na cravação de um cone por De Beer (1948; citado em Sanglerat, 1972).	26
Figura 3.8 – Resultados de um ensaio cone CPT (Schnaid, 2000).	27
Figura 3.9 – Classificação de Robertson e Campanella (1983, citado em Schnaid, 2000).	27
Figura 3.10 – Resultados de um ensaio CPTU (Schnaid, 2000).	28
Figura 3.11 – Sistema de classificação de solos usando B_q , Q_t e F_r (Robertson e outros 1986; citado em Schnaid, 2000).	29
Figura 3.12 – Sistema de Classificação de Solos por Senneset e Jambu (1984) usando B_q e q_t (reproduzido de Schnaid, 2000).	30
Figura 3.13 – Variação de q_c / N_{spt} em função de D_{50} por vários autores (Schnaid, 2000).	30
Figura 3.14 – Critério para eliminação de dados (Danziger e Velloso, 1986).	33
Figura 3.15 – Variação de \bar{K} com a profundidade (Danziger e Velloso, 1986).	35
Figura 3.16 – Variação de K_c com a profundidade (Danziger e Velloso, 1986).	35
Figura 3.17 – Variação de K_{cg} (linha externa tracejada-análise global) e de K_{cp} (linha externa pontilhada-análise parcial) com a granulometria do material (Danziger e Velloso, 1986).	36
Figura 3.18 – Relação entre q_c e N_{spt} (Moraes e Torres, 1986).	38
Figura 3.19 – N_{spt} versus CPT (q_c) (Gomes, 1998)	39
Figura 4.1 – Valores de N_{kt} e $N_{\Delta u} \times B_q$ para avaliar S_u (Lunne e outros, 1985).	43
Figura 4.2 – Valores de N_{kt} na região metropolitana de Porto Alegre (Schnaid, 2000).	44

Figura 4.3 – Valores de N_{kt} na região metropolitana de Porto Alegre, abordagens numérica e empírica (Schnaid, 2000).	44
Figura 4.4 – Fatores de cone por diversos autores e por Gomes e Correia (2000).	46
Figura 4.5 – Gráfico $R_p \times \emptyset$ para três profundidades, Koppejan (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).	48
Figura 4.6 – Gráfico $R_p \times \emptyset$ para duas profundidades, URSS (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).	48
Figura 4.7 – Gráfico $R_p \times \emptyset$ para areias em função da profundidade (Meyerhof, Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).	49
Figura 4.8 – Gráfico $N_{spt} \times \emptyset$ para areias em função dos fatores de capacidade de carga (Peck, Hanson e Thornburn, 1974; reproduzido de Schnaid, 2000).	50
Figura 4.9 – Gráfico $N_{spt} \times \emptyset$ para diversas tensões verticais efetivas, Mitchell e outros (1978) citado em Schnaid (2000).	51
Figura 4.10 – Ângulo de atrito $\times q_c$ (Meyerhof, 1976; citado em Hachich, 1998).	52
Figura 4.11 – Gráfico $R_p \times E$ para areias, vários relatos (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).	54
Figura 4.12 – Gráfico $R_p \times E$ para argilas (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).	56
Figura 4.13 – Relação E/N_{60} e taxa de carregamento (Stroud, 1989).	58
Figura 4.14 – Abordagem de Duncan e Buchignani (1976) envolvendo E_u , S_u , IP e OCR , citado em Schnaid(2000).	61
Figura 4.15 – N_{spt} em função do ângulo de atrito para diversas razões de sobreadensamento (Schnaid e Milititsky, 1995; citado em Schnaid, 2000).	63
Figura 4.16 – OCR em função da profundidade em três previsões distintas para Porto Alegre (Schnaid, 2000).	64
Figura 4.17 – OCR em função de B_q para argilas brasileiras (Schnaid, 2000).	65
Figura 4.18 – Comportamento S_u/σ'_{v0} e IP para argilas de Porto Alegre (Schnaid, 2000).	66
Figura 5.1 – Localização da coleta dos blocos indeformados.	67
Figura 5.2 – Vista geral da área e escavação para retirada de blocos indeformados.	68
Figura 5.3 – Abertura de poço e coleta de bloco indeformado.	69
Figura 5.4 – Acondicionamento dos blocos indeformados.	69
Figura 5.5 – Vista geral da área alagadiça margeando a rodovia.	71
Figura 5.6 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 2.	75
Figura 5.7 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 3.	78
Figura 5.8 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 4.	81
Figura 5.9 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 5.	84
Figura 5.10 – Comparação entre valores de S_u (laboratório e PDL) – Estaca 16.	87
Figura 5.11 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Estaca 11+10.	90
Figura 5.12 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Estaca 6+18.	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Velocidades de cravação versus q_c , Jezequel (1969, citado em Sanglerat, 1972).	6
Tabela 3.1 – Correlações Simples entre as variáveis N_{spt} , σ'_{v0} , (tensão vertical efetiva) e a profundidade z (Massad e outros, 1994).	20
Tabela 3.2 – Tipos de solo na Classificação de Robertson.	29
Tabela 3.3 – Valores de K (Schnaid, 2000).	31
Tabela 3.4 – $R_p = a + K.N_{spt}$ para solos lateríticos (Albiero, 1990).	32
Tabela 3.5 – Valores de K em relação entre a resistência q_c e N_{spt} por diversos autores (Albiero, 1990).	33
Tabela 3.6 – Valores de K por diversos autores (Danziger e Velloso, 1986).	37
Tabela 3.7 – Valores de K para solos do Rio de Janeiro (Danziger e Velloso, 1986).	37
Tabela 3.8 – Resultados SPT x CPT - Barragem Castanhão e outros resultados (Gomes, 1998).	39
Tabela 4.1 – Resumo dos valores de N_p (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).	41
Tabela 4.2 – Correlações S_u/N_{spt} avaliadas por Mello (1971) e por Stroud (1989), citado em Schnaid (2000).	42
Tabela 4.3 – Fatores de cone de argilas (Schnaid, 2000).	45
Tabela 4.4 – α_E solos argilosos (Sanglerat, 1972).	55
Tabela 4.5 – E/N_{60} , solos arenosos (Clayton, 1986) apud Schnaid (2000).	59
Tabela 4.6 – Correlações apresentadas em Bowles (2001) E x N_{spt} para diversos solos.	59
Tabela 4.7 – Relação N_{spt} x módulo de deformabilidade e N_{spt} /resistência não drenada para argilas, Massad (1981; citado em Hachichi, 1998)).	60
Tabela 4.8 – Correlações E x q_c (CPT) apresentadas em Bowles (2001).	62
Tabela 5.1 – Parâmetros fixos adotados.	72
Tabela 5.2 – Parâmetros de resistência e elásticos..	73
Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 2.	74
Tabela 5.4 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 2.	74
Tabela 5.5 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 2.	75
Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 3.	76
Tabela 5.7 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 3	77
Tabela 5.8 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 3	78
Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 4.	79
Tabela 5.10 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 4.	80
Tabela 5.11 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 4.	81
Tabela 5.12 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 5.	82
Tabela 5.13 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 5.	83
Tabela 5.14 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 5.	84
Tabela 5.15 – Médias das correlações obtidas nas zonas de coleta – Massas Vilma	85
Tabela 5.16 – Relação entre q_c e R_p – Vilma.	85

Tabela 5.17– Resultados dos ensaios PDL [~] Heliadora Estaca 16.	86
Tabela 5.18 – Valores de S_u , dos ensaios Heliadora Estaca 16.	87
Tabela 5.19 – Correlações obtidas na zona de coleta – Estaca 16.	88
Tabela 5.20 – Resultados dos ensaios PDL, Heliadora, Estaca 11+10.	89
Tabela 5.21 – Cálculo de S_u , Heliadora, Estaca 11+10.	90
Tabela 5.22– Correlações obtidas na zona de coleta – Estaca 11+10.	91
Tabela 5.23 – Resultados dos ensaios PDL, Heliadora, Estaca 6+18.	91
Tabela 5.24 – Cálculo de S_u , Heliadora, Estaca 6+18.	92
Tabela 5.25 – Correlações obtidas na zona de coleta – Estaca 6+18.	93
Tabela 5.26 – Médias das correlações obtidas nas zonas de coleta – Heliadora.	93

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIações

a	(constante) intercepto da reta com o eixo das ordenadas na equação proposta por Albiero (1990) relacionando R_p e N_{spt}
c	coeficiente de proporcionalidade em correlações não lineares relacionando q_c e N_{spt}
d	coeficiente de exponenciação em correlações não lineares relacionando q_c e N_{spt}
d_h	diâmetro da haste do Penetrômetro Dinâmico Leve
d_p	diâmetro da ponteira do Penetrômetro Dinâmico Leve
e	espessura do segmento de haste do Penetrômetro Dinâmico Leve cravada ao se medir o número de golpes
fs	resistência lateral unitária do Penetrômetro Dinâmico Leve ou cone , atrito lateral
h	profundidade de um solo para a determinação da tensão vertical total ou efetiva
m_v	coeficiente de variação volumétrica
n	número de hastes do Penetrômetro Dinâmico Leve utilizadas na cravação
p	peso unitário da haste do Penetrômetro Dinâmico Leve
q	carga aplicada a uma fundação
q_c	resistência de ponta do cone CPT ou CPTU
q_e	resistência de ponta efetiva no cone
q_t	resistência real no ensaio cone
q_u	resistência a compressão simples
q_{ult}	carga última de resistência de um solo
u	pressão neutra ou poropressão

u_0	pressão hidrostática;
u_2	pressão neutra medida na base do cone
z	profundidade em que foi medida uma resistência PDL, CPT, CPTU ou SPT
α	parâmetro de conversão de Aoki e Veloso (1975) para capacidade de suporte de fundações em termos de atrito lateral, a resistência unitária lateral é igual α vezes a resistência unitária de ponta.
α_E	coeficiente de transformação de resistência de ponta R_p em módulo de deformabilidade
α_{PDL}	coeficiente de transformação de tensões de ruptura dinâmica R_D em ruptura estática R_E variando com o tipo de solo
β	coeficiente de transformação de tensões de ruptura estática R_E do Penetrômetro Dinâmico Leve em taxa admissível no terreno σ_{adm}
γ_{nat}	densidade natural
σ	tensão normal na fórmula de Coulomb
σ_{adm}	taxa admissível no terreno
σ_0	tensão vertical total
σ_{V0}	tensão vertical <i>in situ</i> total
σ'_v	tensão vertical efetiva
σ'_{vo}	tensão vertical efetiva inicial
σ'_{vm}	tensão de pré-adensamento
ϕ	ângulo de atrito total do solo
ϕ'	ângulo de atrito efetivo do solo
μ	coeficiente de Poisson
Λ	valor obtido em ensaios de laboratório para calibração do valor de OCR
A	parâmetro de Skempton
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABGE	Associação Brasileira de Geologia
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ASTM	<i>American Society of Testing and Materials</i>

B	largura da base de uma fundação
B_q	coeficiente de poro-pressão
BR	rodovia federal do Brasil
C	coesão total
C'	coesão efetiva
CD	ensaio triaxial consolidado drenado
CL	<i>Clay low</i> na classificação de solos do Sistema Unificado de Classificação
CU	ensaio triaxial consolidado não drenado
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CPT	“ <i>cone penetration test</i> ”: ensaio de cone estático
CPTU	“ <i>cone penetration test</i> ” com medida poropressão : ensaio de piezocone
C_c	índice de compressão
C_v	coeficiente de variação estatística
D	profundidade de uma fundação, espessura de uma camada de solo compressível
D_{50}	diâmetro efetivo médio, correspondente ao diâmetro da peneira em que 50% do solo passam na análise granulométrica
DCP	<i>Dinamic Cone Penetrometer</i> ou PDL
DER-MG	Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais
DIN 4094-1	norma alemã para prospecção do subsolo com cones
DN	índice do penetrômetro DCP: número de golpes acumulado para a penetração do aparelho com a profundidade
D_r	densidade relativa do solo
E	módulo de deformabilidade do solo
E_i	módulo de deformabilidade inicial do solo
E_u	módulo de deformabilidade não drenado
E_s	módulo de deformabilidade do solo assimilável ao módulo de Young
E_t	módulo de deformabilidade tangencial do solo
E_{u50}	módulos de deformabilidade não drenados, obtidos de forma secante a 50% do pico da resistência

E_{25}	módulo de deformabilidade secante a 25% da tensão
E_{50}	módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão
EPC	ensaio de penetração contínua
E.U.A.	Estados Unidos da América
F_r	razão de atrito normalizada
G	densidade real dos grãos
H	altura de queda do peso do Penetrômetro Dinâmico Leve
IP	índice de plasticidade
ISSMFE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
I. T. B. T. P.	<i>Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics (Paris, France)</i>
K'	coeficiente de correlação entre resistência de ponta do penetrômetro e o número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i>
K	coeficiente de correlação entre resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU e o número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i>
\bar{K}	coeficiente de correlação médio entre resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU e o número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i>
K_c	coeficiente de correlação entre resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU e o número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i> , considerando a reta que passa pela origem
K_{cg}	coeficiente de correlação (na análise global de dados) entre resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU e o número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i>
K_{cp}	coeficiente de correlação (na análise parcial de dados) entre resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU e o número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i>
K_0	coeficiente de empuxo em repouso
LDP	<i>Lightweight Dynamic Penetrometer</i> , PDL
LRS 10	tipo de PDL (10 kg) normatizado na Norma DIN 4094-1

M	massa do peso batente do Penetrômetro Dinâmico Leve
MB	Método Brasileiro
MG	rodovia estadual de Minas Gerais
MH	<i>Moh high</i> na classificação de solos do Sistema Unificado de classificação
N	número de golpes necessários para cravar 0,20m de profundidade do Penetrômetro Dinâmico Leve
N1	número de golpes necessários para cravar 0,20m de profundidade do Penetrômetro Dinâmico Leve na sondagem número 1
N2	número de golpes necessários para cravar 0,20m de profundidade do Penetrômetro Dinâmico Leve na sondagem número 2
N3	número de golpes necessários para cravar 0,20m de profundidade do Penetrômetro Dinâmico Leve na sondagem número 3
N ₅₅	número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i> executada com aplicação da energia padrão de referência igual a 55% da energia teórica de queda livre
N ₆₀	número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test</i> executada com aplicação da energia padrão de referência igual a 60% da energia teórica de queda livre
N.A.	nível d'água
NA	solo normalmente adensado
NDT	não destrutivo
N _K	fator de cone CPT ou CPTU para redução de resistência de ponta obtendo-se a resistência ao cisalhamento não drenada S_u
N _{kt}	fator de cone CPT ou CPTU para redução de resistência total obtendo-se a resistência ao cisalhamento não drenada S_u
N _{Δu}	fator de cone CPT ou CPTU para redução de resistência em termos de poropressões obtendo-se a resistência ao cisalhamento não drenada S_u

N_{ke}	fator de cone CPT ou CPTU para redução de resistência de ponta efetiva obtendo-se a resistência ao cisalhamento não drenada S_u
$N_{médio}$	número de golpes médios necessários para cravar 0,20m de profundidade do Penetrômetro Dinâmico Leve
N_p	parâmetro de redução da resistência de ponta do cone holandês para se obter a resistência ao cisalhamento não drenada S_u
N_{spt}	número de golpes na sondagem <i>Standard Penetration Test- SPT</i>
$N_{sptmédio}$	número de golpes médio na sondagem <i>Standard Penetration Test- SPT</i>
OH	<i>Organic high</i> na classificação de solos do Sistema Unificado de Classificação
OCR	razão de sobre adensamento
P	peso total do Penetrômetro Dinâmico Leve
PA	solo pré-adensado
P_a	pressão atmosférica
PDL	Penetrômetro Dinâmico Leve
Q_t	resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU normalizada
R	coeficiente estatístico de correlação
R_D	resistência à ruptura dinâmica do Penetrômetro Dinâmico Leve
R_E	resistência à ruptura estática do Penetrômetro Dinâmico Leve
R_f	razão de atrito no cone
R_p	resistência de ponta de um cone holandês
S	seção da ponteira do Penetrômetro Dinâmico Leve
SC	Estado de Santa Catarina
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
SP	sondagem a percussão
SPD	Sondagem Penetrômetro Dinâmico
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

UU	ensaio triaxial não consolidado não drenado
UU _{nat}	ensaio triaxial não consolidado não drenado sem saturação inicial do corpo de prova
V PCSMFE	5° Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações na Argentina
V _b '	função de ϕ que multiplicando σ_{v0} fornece R _p

LISTA DE ANEXOS

ANEXO I – CORRELAÇÕES OBTIDAS POR TRATAMENTO DE AMBOS OS SÍTIOS.....	I
--	---

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	xi
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES.....	xiii
LISTA DE ANEXOS.....	xx
CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – OBJETIVOS.....	1
1.2 – ESTRUTURA DO TRABALHO.....	2
CAPÍTULO 2.....	3
O PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE.....	3
2.1 – INTRODUÇÃO.....	3
2.2 – SONDA GENS A PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE - PDL.....	4
2.2.1 – Introdução.....	4
2.3 – RESISTÊNCIA DE PONTA R_p COMPARADA A N_{spt}	10
2.4 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA DE PONTA R_p E RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA f_s	11
2.5 – RELAÇÃO ENTRE O PDL E O ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA CBR.....	14
CAPÍTULO 3.....	17
SONDA GENS A PERCUSSÃO SPT E ENSAIOS DE CONE CPT E CPTU.....	17
3.1 – SONDA GENS A PERCUSSÃO SPT.....	17
3.1.1 – Introdução.....	17
3.1.2 – Correção das medidas de N_{spt} pela energia de cravação.....	18
3.1.3 – Efeito da profundidade nos valores de N_{spt}	20
3.2 – ENSAIOS DE CONE (CPT) E DE PIEZOCONE (CPTU).....	22
3.2.1 – Descrição do Equipamento.....	22
3.2.2 – Comportamento durante a cravação.....	25
3.2.3 – Classificação dos Solos e História de Tensões.....	27
3.2.4 – Resistência de Ponta do CPT: q_c comparada a N_{spt}	30
CAPÍTULO 4.....	40
OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS POR MEIO DO PDL E DOS ENSAIOS SPT, CPT E CPTU.....	40
4.1 – RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u) DE ARGILAS.....	40
4.1.1 – S_u e penetrômetros holandeses.....	40
4.1.2 – S_u e SPT.....	42
4.1.3 – S_u e CPT e CPTU.....	42
4.2 – ÂNGULO DE ATRITO ϕ	46

4.2.1 – σ E PENETRÔMETRO HOLANDÊS	46
4.2.2 – Relação entre ϕ e SPT.....	50
4.2.3 – σ no CPT ou CPTU	51
4.3 – MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E.....	52
4.3.1 – E e Penetrômetros Holandeses.....	52
4.3.2 – Relação entre E e SPT	56
4.3.3 – Relação entre E e E_u no CPT e CPTU	60
4.4 – HISTÓRIA DE TENSÕES: RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO OCR	62
4.4.1 – Relação entre OCR e SPT.....	62
4.4.2 – Relação entre o OCR e CPT/CPTU	63
CAPÍTULO 5.....	67
ESTUDO COMPARATIVO DOS ENSAIOS PDL, SPT E TRIAXIAIS REALIZADOS EM SOLO ARGILOSO.....	67
5.1 – INVESTIGAÇÕES DE CAMPO E LABORATÓRIO	67
5.1.1 – Introdução	67
5.1.2 – Sítio 1 – Área de expansão da empresa ‘Massas Vilma’	67
5.1.3 – Sítio 2 – Área de Implantação do Posto de Pesagem de Heliadora/MG-458	70
5.2 – ESTUDOS E CORRELAÇÕES	72
5.2.1 – Metodologia.....	72
5.2.2 – Vilma – Bloco 2.....	74
5.2.3 – Vilma – Bloco 3.....	76
5.2.4 – Vilma – Bloco 4.....	78
5.2.5 – Vilma – Bloco 5.....	82
5.2.6 – Resumo das Correlações Obtidas no Sítio 1 – Massas Vilma	84
5.2.7 – Heliadora – Estaca 16.....	85
5.2.8 – Heliadora – Estaca 11+10.....	89
5.2.9 – Heliadora – Estaca 6+18.....	91
5.2.10 – Resumo das Correlações obtidas no Sítio 2 – Posto de Pesagem de Heliadora/MG-458.....	93
5.2.11 – Demais Correlações Obtidas.....	94
CAPÍTULO 6.....	95
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	95
6.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
6.2 – CONCLUSÕES	95
6.3 – RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
ANEXO I.....	I
CORRELAÇÕES OBTIDAS POR TRATAMENTO DE AMBOS OS SÍTIOS.....	I

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – OBJETIVOS

Em várias regiões do estado de Minas Gerais são encontrados solos argilosos de baixa consistência, sendo que estes se estendem generalizadamente da região sul (depósitos aluvionares) até a região norte do estado (veredas). Assim, grandes extensões da malha rodoviária do estado normalmente têm que transpor terrenos altamente compressíveis e de baixa taxa de suporte para os aterros rodoviários e obras de arte correntes. Neste sentido a sondagem PDL – Penetrômetro Dinâmico Leve vem suprir de forma prática e ágil a grande demanda de investigações necessárias aos projetos e estudos de comportamento nestes sítios.

O Penetrômetro Dinâmico Leve – PDL caracteriza o perfil de solos compressíveis, assim como possibilita a quantificação das condições de resistência e deformabilidade dos solos moles de fundação. A sondagem destaca-se por sua rapidez na execução, praticidade, operacionalidade e baixo custo aquisitivo e de execução. A operação das sondagens pode ser feita por apenas um sondador, auxiliado por um ajudante.

Este estudo tem como objetivo principal em seu aspecto futuro, divulgar e expandir o conhecimento e a aplicação da sondagem PDL, especialmente o aparelho da Norma DIN 4094 (1964), tipo LRS 10. O estudo busca semelhanças e correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos ao comparar os resultados de ensaios PDL com os valores obtidos em sondagens SPT e ensaios triaxiais de referência realizados nos mesmos locais. Assim obtem-se projetos mais econômicos e precisos seja pelo melhor mapeamento das áreas afetadas, seja pela utilização de parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade mais confiáveis (portanto com menor majoração dos fatores de segurança devido ao desconhecimento dos materiais envolvidos).

1.2 – ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho é dividido em seis capítulos com a seguinte estruturação:

Neste Capítulo 1, faz-se uma abordagem geral sobre a natureza, estrutura e os objetivos do trabalho proposto.

O Capítulo 2 consiste na apresentação do aparelho PDL, Penetrômetro Dinâmico Leve, suas características, a resistência de ponta e relação do PDL com Índice Suporte Califórnia.

O Capítulo 3 aborda as sondagens a percussão SPT, especialmente a correção dos valores em função das diferentes energias de cravação e o efeito da profundidade nos valores dos ensaios. Faz-se também um apanhado das sondagens com cones estáticos CPT e CPTU.

O Capítulo 4 faz uma apresentação abrangente das principais correlações existentes na literatura para obtenção dos parâmetros geotécnicos utilizando-se os cones de penetração dinâmica (PDL) ou estática (CPT e CPTU) e as sondagens SPT. Assim são citadas as correlações envolvendo a resistência ao cisalhamento não drenada, o ângulo de atrito, o módulo de deformabilidade, além de abordar-se aspectos da história de tensões com a razão de sobreadensamento.

O Capítulo 5 apresenta as principais correlações obtidas a partir de uma campanha de sondagens e ensaios de laboratório realizados em dois sítios distintos no estado de Minas Gerais. No total foram realizados 21 furos SPT, 21 sondagens PDL, 10 ensaios triaxiais, 7 ensaios edométricos e 7 ensaios CBR.

O Capítulo 6 abordada as principais conclusões alcançadas e apresenta algumas sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

O PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE

2.1 – INTRODUÇÃO

Sedimentos são mapeados nos vales dos rios, particularmente nas planícies aluvionares de alagamentos desses rios e de seus contribuintes. Os sedimentos podem correr em extensas áreas em camadas de solos compressíveis, com grandes espessuras que podem atingir até 20m ou mais.

As condições climáticas, de relevo e geológico-geotécnicas favorecem a deposição de materiais, formando-se concentrações de solos de baixa capacidade de suporte e profundidades variáveis, que preocupam não só quanto às condições de estabilização de aterros, mas também quanto aos recalques por adensamento dos terrenos de fundação.

Nesse contexto, devem ser realizadas campanhas de sondagens e ensaios, visando a determinação dos horizontes estratigráficos, resistências e outros parâmetros geotécnicos, dados importantes para a caracterização dos materiais de fundação e o posterior projeto das soluções técnico-economicamente mais viáveis. São aplicáveis sondagens pelo método SPT - *Standard Penetration Test*, com o PDL - Penetrômetro Dinâmico Leve, cones (CPT, *Cone Penetration Test* e CPTU, *Cone Penetration Test* com medida de poropressão) e ainda prospecções do Vane-Teste (ensaio de palheta), pressiômetros, dilatômetros, além de ensaios especiais de laboratório (triaxiais, adensamentos edométricos, cisalhamentos diretos).

Como relatado por Folque (1986), ensaios de penetração têm sido genericamente utilizados para a execução de projetos de fundações, estabilidade de taludes e outras obras geotécnicas. Destes, dois ensaios penetrométricos têm sido realizados praticamente em todo mundo e dos quais se dispõe de numerosíssimos resultados.

Tratam-se do ensaio de penetração normalizado SPT e do ensaio com o Penetrômetro Holandês. O estudo aqui apresentado está focado no PDL - Penetrômetro Dinâmico Leve ou DCP (*Dynamic Penetration Cone*). Neste estudo, pretende-se buscar semelhanças e correlações com as sondagens SPT (também um ensaio de penetração dinâmica) e ensaios triaxiais de referência realizados nos mesmos locais. Abordam-se também muitos aspectos dos cones (CPT, CPTU), dadas as diversas particularidades que os assemelham ao PDL (que, em suma, também é um ensaio cone penetrométrico, porém de penetração dinâmica).

2.2 – SONDAGENS A PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE - PDL

2.2.1 – Introdução

Essas sondagens caracterizam a estratigrafia local e as resistências dos solos de fundação com rapidez e eficiência, dada à praticidade, operacionalidade e baixo custo do equipamento utilizado. Para a execução dessas sondagens, salientamos, torna-se necessário apenas um sondador, auxiliado por um ou dois operários. O equipamento pode ser transportado facilmente no porta-malas de qualquer veículo leve. Destaca-se ainda que é possível acessar facilmente quaisquer áreas alagadiças sem necessidade de caminhos de serviço.

O aparelho utilizado no DER-MG (Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais) é o indicado pela Norma DIN 4094-1 (1964), tipo LRS 10, conforme Sanglerat (1972). O equipamento consiste em um conjunto de hastes metálicas, ajustáveis por meio de roscas, cuja extremidade tem uma ponteira de aço de diâmetro superior aos das hastes. As características do penetrômetro são as seguintes:

- diâmetro da ponteira (d_p) – 35,70mm;
- diâmetro das hastes (d_h) – 21,20mm;
- seção da ponteira (S) – 10,00cm²;
- massa do peso batente (M) – 10,00kg;
- altura de queda do peso (H) – 0,50m;
- peso das hastes (p) – 1,57kg/m;

- peso total do penetrômetro(P) – 4,96kg.

A sondagem é executada cravando-se no solo o conjunto de hastes, sob o impacto da queda livre de um peso de 10kg de uma altura de 0,50m. Registra-se o número de golpes necessários para a cravação de 0,20m das hastes, sem interrupções. Na Figura 2.1, é apresentado o aparelho utilizado com a ponteira de aço. Este processo diferencia-se do ensaio de penetração estática que apresenta rigoroso controle da velocidade de penetração.

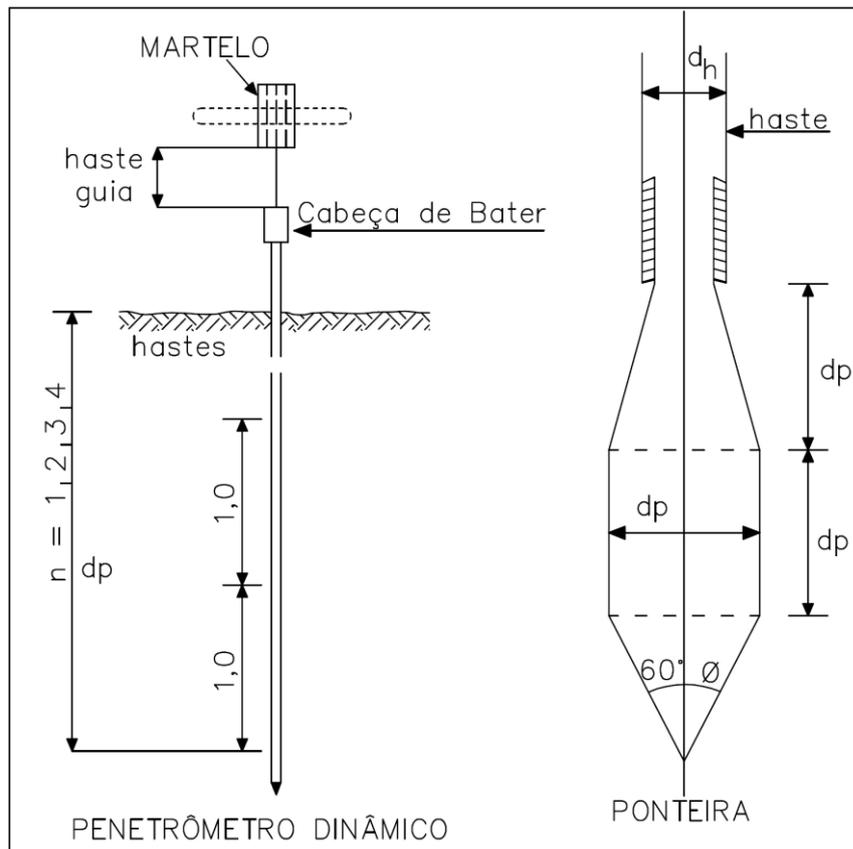


Figura 2.1 – Aparelho PDL e detalhe da ponteira.

Estudos apresentados em Sanglerat (1972) mostram que a resistência de ponta q_c dos cones estáticos CPT e CPTU tem forte influência da velocidade de cravação. Resultados comparativos de resistências de ponta para diferentes velocidades de cravação estão reproduzidos na Tabela 2.1. De acordo com a Norma DIN 4094 (1964), a velocidade de cravação do ensaio dinâmico PDL deve ser de aproximadamente 15 a 30 golpes por

minuto. No entanto, não é simples fazer este controle. No caso dos cones de penetração estática a velocidade recomendada é de 0,2 a 0,4m/min.

Tabela 2.1 – Velocidades de cravação versus q_c , Jezequel (1969, citado em Sanglerat, 1972).

Tipo de Penetrômetro	Velocidade de penetração	Sítio 1 (Cran) q_c (bar)	Sítio 2 (Redon) q_c (bar)
Elétrico Lento	1cm/s	3,12	3,19
Elétrico Rápido	10cm/s	4,22	4,61
Lento Goudsche Machinefabrick	1cm/s	6,59	5,84
Rápido Goudsche Machinefabrick	10cm/s	7,53	7,34
Elétrico Goudsche Machinefabrick	10cm/s	5,53	-

Pelo fato do diâmetro da ponteira ser maior que o diâmetro das hastes assume-se que apenas a resistência de ponta esteja sendo medida (Sanglerat, 1972). Para se determinar a resistência de ruptura à ponteira do penetrômetro dinâmico R_D , utiliza-se a Fórmula dos Holandeses assim definida (Sanglerat, 1972) na Expressão 2.1:

$$R_D = \frac{M^2.H.N}{S.e.(M + np + P)} \quad (2.1)$$

Sendo:

- R_D = resistência à ruptura dinâmica;
- M = massa do peso batente;
- H = altura de queda;
- S = seção da ponteira;
- P = peso total do penetrômetro;
- e = espessura do segmento de haste cravada = 0,20m;
- n = número de hastes utilizadas ($n = 1, 2, 3, 4, \dots, n$);

- N = número de golpes necessários para cravar 0,20m de profundidade de haste;
- p = peso da haste de 1,00m.

Com o aparelho utilizado, as experiências de Buisson (1953, 1954, 1958, 1961), L'Herminter (1953, 1957) e Tcheng (1961, 1966), citadas em Sanglerat (1972) indicaram que para se transformar os esforços dinâmicos em estáticos, deve-se utilizar coeficientes (α_{PDL}) de acordo com o tipo de material, segundo a Expressão (2.2):

$$R_E = R_p = \alpha_{PDL} \cdot R_D \quad (2.2)$$

Sendo:

- R_E = resistência à ruptura estática;
- R_p = resistência de ponta;
- $\alpha_{PDL} = 1,00$ - areia grossa e cascalho, medianamente compacto;
- $\alpha_{PDL} = 0,75$ - solos arenosos de fofo a muito compacto;
- $\alpha_{PDL} = 0,50$ - solos argilosos de consistência média a rija;
- $\alpha_{PDL} = 0,30$ - argila mole (turfa, lodo, solos de compacidade muito fraca e consistência mole).

Para calcular as taxas admissíveis do solo no terreno (σ_{adm}), adota-se ainda um coeficiente (β) que pode variar entre 1/5 ou 1/10 ou 1/20, valores que se encontram em estudo (DER-MG, Nota Técnica - Sondagens a Penetrômetro Dinâmico Leve, 1984) conforme a Expressão (2.3):

$$\sigma_{adm} = \beta \cdot R_E \quad (2.3)$$

Sendo:

- σ_{adm} = taxa admissível no terreno;

- β = coeficiente de transformação de resistências de ruptura estáticas em taxas admissíveis no terreno;

- R_E = resistência à ruptura estática do Penetrômetro Dinâmico Leve;

Ainda quanto a isto, de acordo com Sanglerat (1972), em geral no caso de fundações rasas em solos não coesivos (para $1 < D/B < 4$), sendo D a profundidade até a base da fundação e B a largura da base da fundação, tem-se a Expressão (2.4):

$$\sigma_{adm} = 20.R_D = \frac{20.R_P}{\alpha_{PDL}} \quad (2.4)$$

Sanglerat (1972) enfatiza que para a razão $D/B < 1$ a capacidade de suporte definida pela Expressão 2.3 fica superestimada e maiores cuidados devem ser tomados na análise do problema.

Na Figura 2.2, tem-se uma imagem obtida durante operação do equipamento PDL.



Figura 2.2 – Execução de sondagem PDL.

Na Figura 2.3 apresenta-se um modelo de Boletim de Sondagem PDL (SPD – Sondagem Penetrômetro Dinâmico), aparecendo os números de golpes para a penetração de cada 0,20m de profundidade e os cálculos das taxas de suporte do terreno, com o respectivo gráfico à direita. O parâmetro D representa a profundidade do solo

compressível (onde a taxa do terreno atinge 1 kg/cm² com $\beta = 1/10$) e o parâmetro S_u , coesão não drenada, era inicialmente estimada com base em fórmula empírica, igual a dois sétimos da média das tensões admissíveis contatadas até a profundidade D onde se atinge 1kgf/cm².

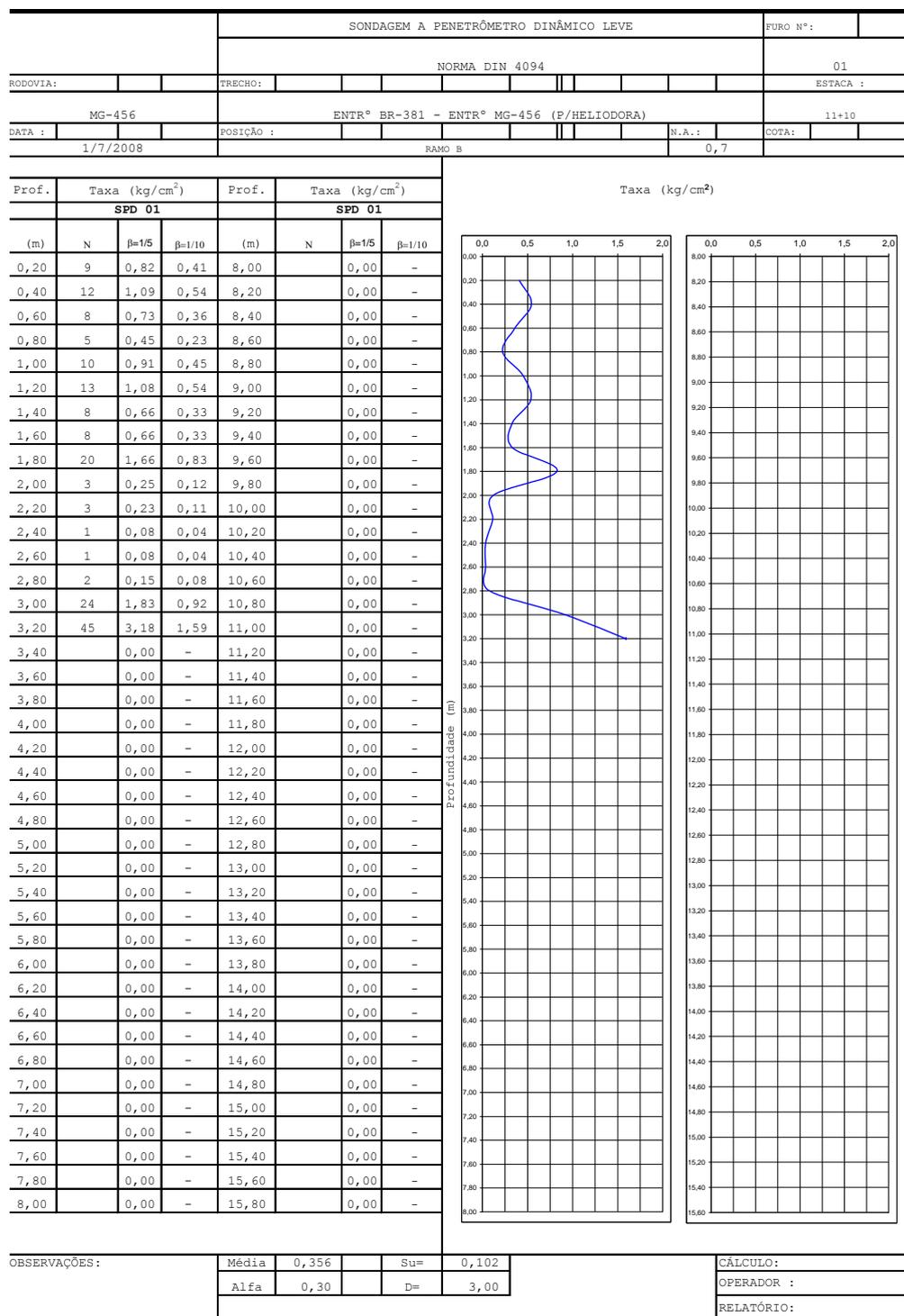


Figura 2.3 – Boletim de Sondagem PDL.

2.3 – RESISTÊNCIA DE PONTA R_p COMPARADA A N_{spt}

O número N_{spt} é obtido do ensaio SPT e refere-se ao número de golpes necessários à penetração de 0,30m do amostrador padrão, após a penetração inicial de 0,15m. Este ensaio será mais abordado no Capítulo 3.

A tendência geral na comunidade geotécnica é de se utilizar os valores de resistência de ponta R_p , obtidos no cone holandês, e compará-las aos N_{spt} , para depois usar as correlações existentes entre N_{spt} e as características geotécnicas.

Na Figura 2.4 apresenta-se uma correlação que tem atualmente larga aceitação. Foi baseada na ponderação de um número muito elevado de resultados experimentais do Relato da Inglaterra (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) e baseia-se na Expressão (2.5):

$$R_p = K' \cdot N_{spt} \quad (2.5)$$

A Figura 2.4 apresenta, portanto os valores de K' utilizáveis na Expressão 2.4 conforme o tipo (granulometria) do solo em estudo.

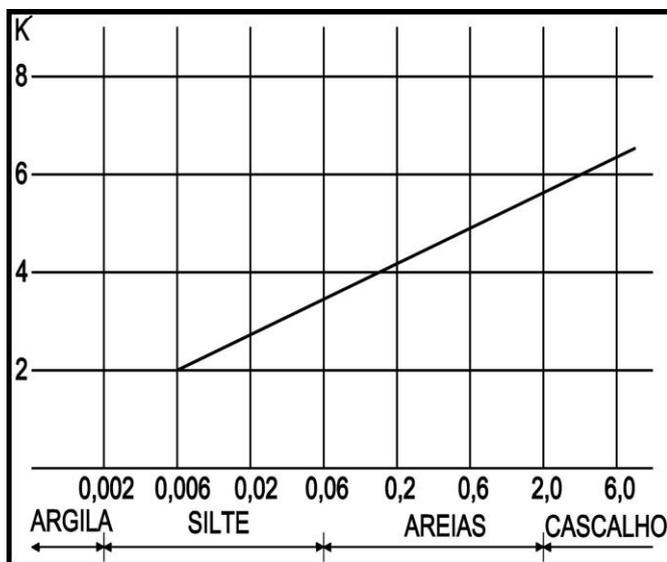


Figura 2.4 – Valores de K' na correlação da Inglaterra para R_p/N_{spt} , (Sanglerat, 1972).

2.4 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA DE PONTA R_p E RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA f_s

Existem três tipos de penetrômetros dinâmicos de cone:

- penetrômetros em que hastes e ponta têm mesmo diâmetro; não sendo possível avaliar independentemente as resistências de ponta e lateral. Por causa desta limitação Sanglerat (1972) recomendou a não utilização deste modelo.

- penetrômetros em que as hastes têm diâmetro levemente inferior ao diâmetro da ponta. São os mais utilizados no Brasil. Teoricamente eles fornecem a resistência de ponta, mas situações diversas podem ocasionar o fechamento lateral dos furos com conseqüente atrito ao redor das hastes. Mohan e Sen Gupta (citado em Sanglerat, 1972) propôs uma solução através da circulação de lama bentonítica.

- penetrômetros em que as hastes têm diâmetro levemente inferior ao diâmetro da ponta e com tubos externos que protegem as hastes internas do atrito. São ferramentas muito caras e de operação complicada.

Os penetrômetros mais aperfeiçoados medem a resistência lateral através de uma curta “manga” colocada acima da ponteira que fornece a resistência lateral local. No Brasil não é usual o uso de penetrômetros com manga, mas seu implemento seria de muito interesse, especialmente para aplicações imediatas como o cálculo de estacas diretamente baseado nos resultados de penetrômetro.

Em alguns penetrômetros é possível medir a resistência de ponta, o atrito lateral e a resistência total separadamente. A Figura 2.5 apresenta uma ponteira com manga de atrito lateral do tipo Begemann. A ponteira como mostrado na posição 1 da Figura 2.5 é inserida a uma profundidade de 4cm com a medição da resistência de ponta. A partir da posição 2 a ponteira é penetrada mais 4cm e o atrito lateral é medido por uma extensão de 13cm como na posição 3.

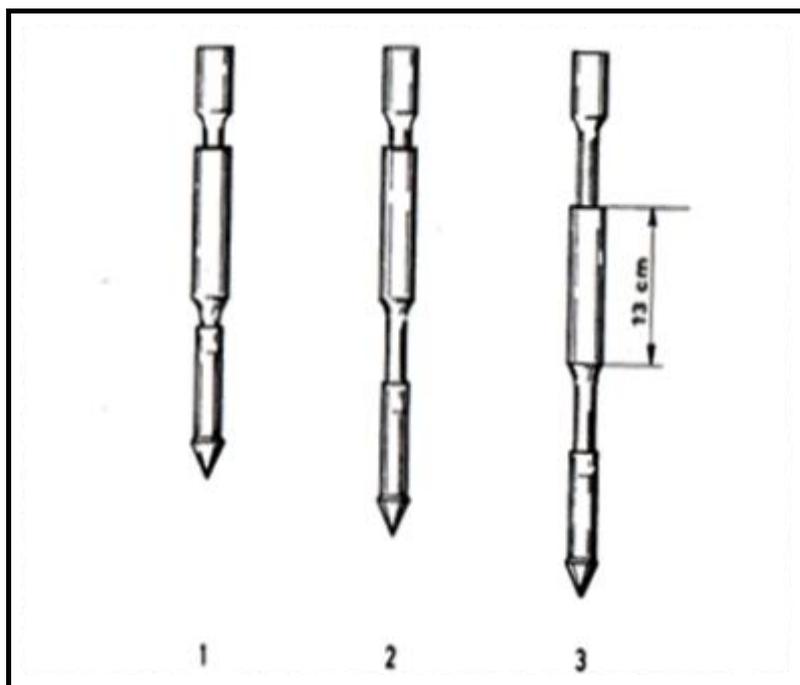


Figura 2.5 – Ponteira do penetrômetro tipo Begemann com manga de atrito lateral, Sanglerat (1972).

Os penetrômetros estáticos podem ser de dois tipos:

- os de ponta móvel em que a resistência de ponta é medida pelo avanço de um cone envolvido por uma manga estática que funciona como um envólucro e previne que o atrito do solo atue contra a haste que empurra a ponta para baixo.
- os de ponta fixa em que ambas, ponta cônica e hastes, se movem simultaneamente e medem portanto a resistência total.

A resistência a penetração é medida por células de pressão ou anéis de prova e as cargas podem ser aplicadas hidraulicamente ou por varas metálicas conectadas. A resistência de ponta é medida por cordões (*strings*) vibratórios ou por células de deformação (*strain gage*) elétricos.

A relação entre a resistência de ponta, R_p , e a resistência lateral unitária ou atrito lateral, f_s , permite obter indicações muito úteis para classificação dos solos prospectados.

De acordo com o Relato da Itália (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986), tem-se:

	R_p / f_s
- Turfas e argilas orgânicas	<12
- Argilas de média a alta plasticidade	12 a 25
- Siltes e siltes arenosos	25 a 40
- Areias siltosas e areias finas	40 a 80

De acordo com o Relato da Grécia (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986), tem-se:

	R_p / f_s
- Argilas	<20
- Areia e areia argilosa	50 a 20
- Cascalho e areia	100 a 50

De acordo com o Relato da Inglaterra (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986), tem-se:

	R_p / f_s
- Areia	65
- Cascalho	100

De acordo com o École Centrale de Lyon (Sanglerat, 1972), tem-se:

	R_p / f_s
- Turfas e argilas org. $R_p < 10$	30 a 10
- Argilas	25 a 12
- Siltes e areias finas	100 a 25
- Areias	até 150

A Figura 2.6 resume, em forma gráfica, os valores apresentados.

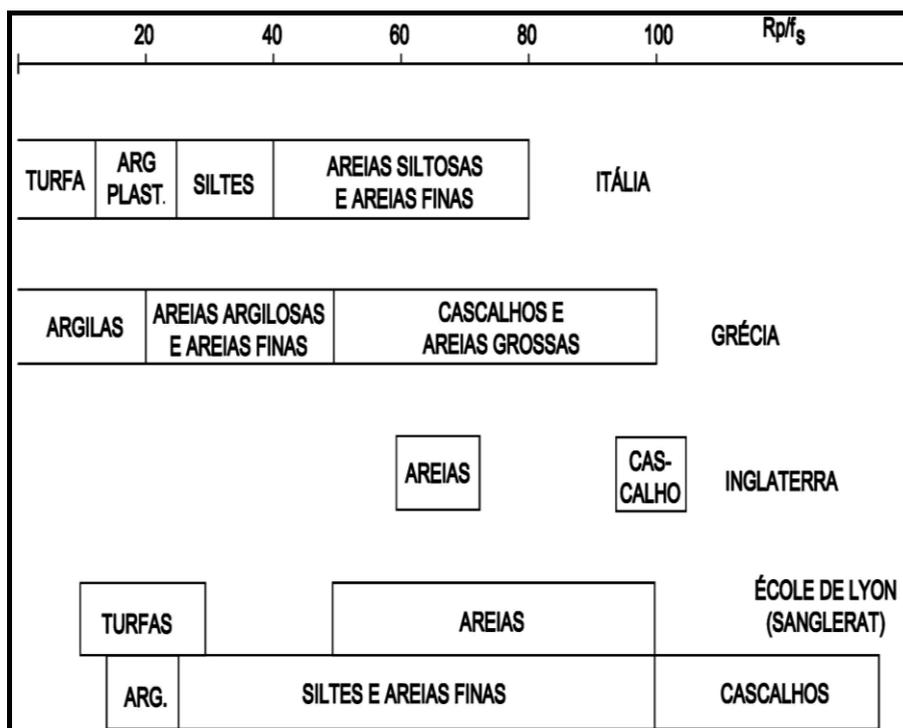


Figura 2.6 – Classificação dos solos em função da relação R_p/f_s (Folque1986).

2.5 – RELAÇÃO ENTRE O PDL E O ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA CBR

Cardoso e Trichês (1998) estudaram modelos de correlação entre os resultados obtidos com um PDL de 8 kg (modelo desenvolvido na *Central African Standard* e modificado em 1973 pelo *Transvaal Road Department* da África do Sul) e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) de camadas de aterro e subleito, embasada nas obras de duplicação da BR-101/SC.

O Índice de Suporte Califórnia (CBR) é um ensaio penetrométrico de laboratório normatizado no Brasil pelo Método de Ensaio DNER-ME 049/94. No ensaio a amostra de solo moldada em cilindro com 15,20cm de diâmetro interno e 17,80cm de altura fica imersa em água por quatro dias, medindo-se as expansões ocorridas de 24 em 24 hs. O Corpo de prova é submetido então à penetração de um pistão em prensa com velocidade de 1,27mm/min (0,05pol/min). Efetua-se leituras em um extensômetro para tempos e penetrações pré-determinadas do pistão no solo . O CBR corresponde à porcentagem

entre a pressão calculada ou corrigida do solo em relação à pressão padrão, adotando-se o maior dos valores obtidos nas penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas.

A utilização do DCP (*Dinamic Cone Penetration*) tem as vantagens de ser um ensaio praticamente não destrutivo (semi-NDT) e de apresentar baixos valores de coeficientes de variação estatística, C_v , ao passo que o CBR apresenta valores dispersos.

A Figura 2.7 apresenta o penetrômetro de bolso de 8kg (DCP) utilizado nas pesquisas. Ele foi desenvolvido em 1956 por Scala na Austrália. Van Vuue (1969, citado em Cardoso e Trichês, 1998) aperfeiçoou o penetrômetro de Scala e obteve notável correlação entre o CBR e o DCP.

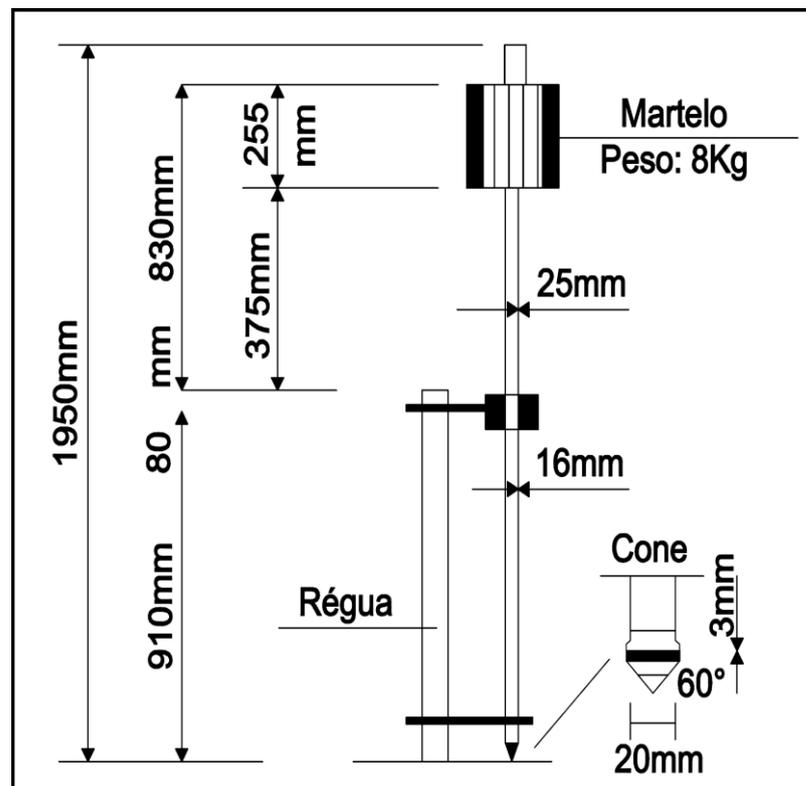


Figura 2.7 – O aparelho DCP para pavimentos, Cardoso e Trichês (1998).

O índice DN do penetrômetro é definido conforme a Figura 2.8 onde plota-se o número de golpes acumulados para a penetração do aparelho com a profundidade. O DN é a inclinação das retas geradas no gráfico.

A Figura 2.9 apresenta gráfico com o comportamento CBR x DN segundo diversos pesquisadores.

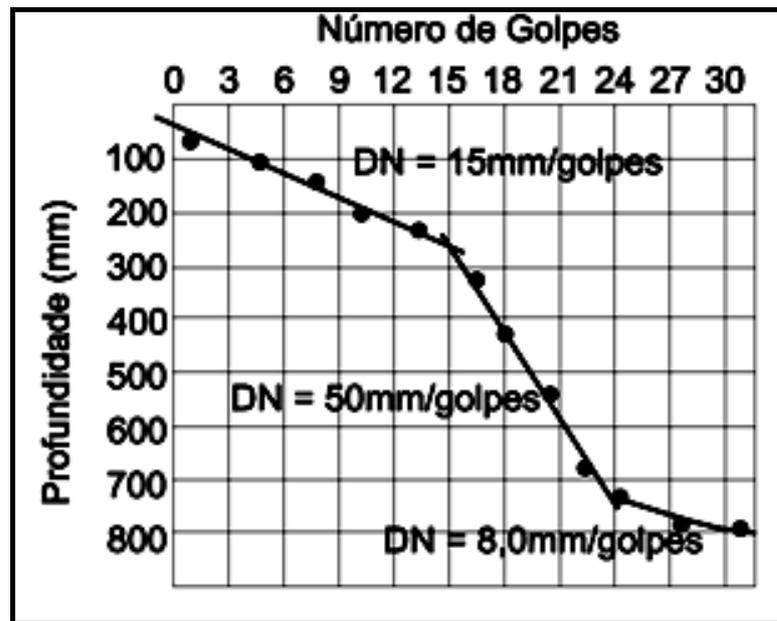


Figura 2.8 – O gráfico DN, Cardoso e Trichês (1998).

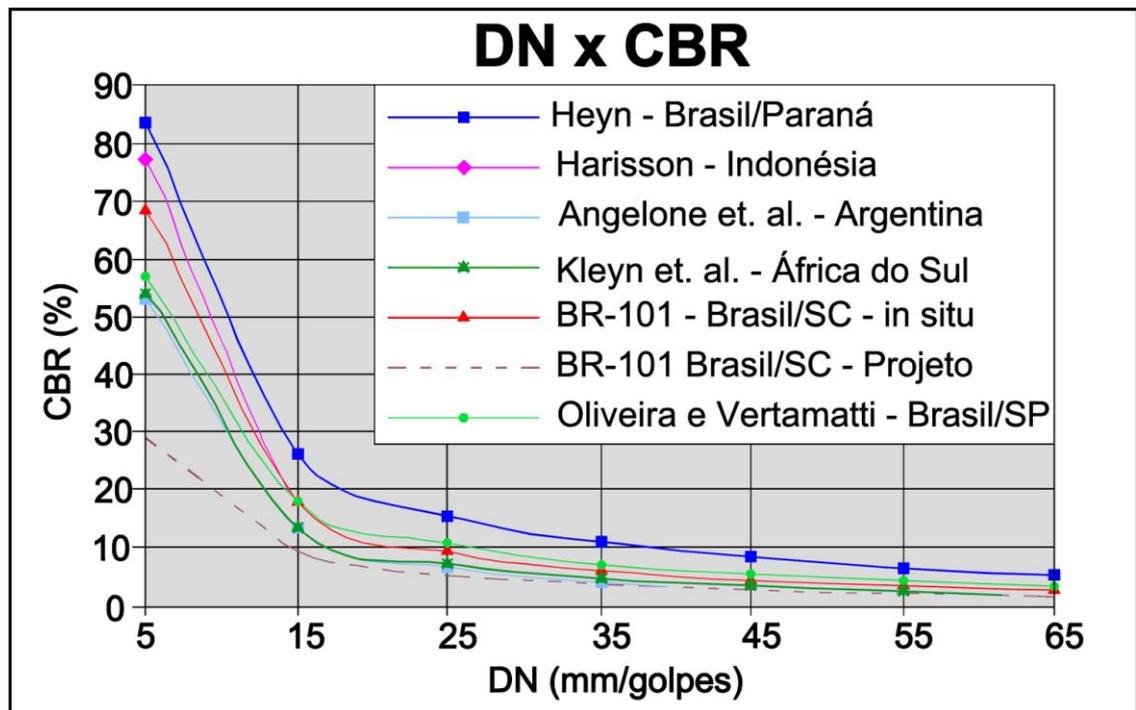


Figura 2.9 – Relações DN x CBR por diversos autores (Cardoso e Trichês, 1998).

CAPÍTULO 3

SONDAGENS A PERCUSSÃO SPT E ENSAIOS DE CONE CPT E CPTU

3.1 – SONDAGENS A PERCUSSÃO SPT

3.1.1 – Introdução

O SPT é também um ensaio de penetração dinâmica. Neste caso, o ensaio é executado a cada metro, a partir de 1,00m de profundidade. Além da resistência à penetração do amostrador padrão, o ensaio possibilita a coleta de material para classificação táctil-visual. O ensaio é normalizado no Brasil pela NBR-6484/1980. Segundo Schnaid (2000), foi sugerido por Ranzini (1988) a adição de torque após a execução do SPT. Tal procedimento vem sendo estudado inclusive com as regras de interpretação por Decourt e Quaresma Filho (1994).

O ensaio SPT consiste na cravação de um barrilete amostrador no solo através dos impactos sucessivos de um martelo de 65kg, caindo em queda livre de uma altura nominal de 0,75m. São aplicados tantos golpes quantos necessários à cravação de 45cm do amostrador. Anota-se, separadamente, o número de golpes necessários para a cravação de cada uma das três partes em que se divide essa porção de 45cm (15cm cada). O valor da resistência à penetração (número N_{spt}) consiste na soma do número de golpes necessários à cravação das duas últimas partes finais do amostrador (30cm). Anota-se, também, a profundidade em que o nível d'água (NA) foi registrado e eventualmente a sua variação com 24h, 48h e 72h.

A partir da superfície, a cada metro de perfuração, são colhidas amostras por meio do barrilete amostrador. Essas amostras são devidamente acondicionadas e transportadas ao laboratório para as classificações geológico-geotécnicas. Dessa análise, são indicadas as características táctil-visuais dos materiais prospectados, origem e gênese dos solos, presença de microestruturas e outras observações que subsidiarão os projetos de

fundações e de estabilização de cortes e aterros. Essas sondagens, além de fornecerem as resistências e profundidades das camadas do subsolo, extraem portanto os materiais dos furos, permitem a determinação de importantes características geotécnicas do solo atravessado, através da análise de estudos correlatos.

A utilização de resultados das sondagens SPT para execução de projetos abrange dois procedimentos: os métodos indiretos (onde se utiliza os N_{spt} na previsão de parâmetros geotécnicos) ou métodos diretos (onde os N_{spt} , são aplicados diretamente sem parâmetros intermediários, na previsão de recalques e capacidade de carga de fundações, por exemplo).

3.1.2 – Correção das medidas de N_{spt} pela energia de cravação

Recomenda-se a correção do valor medido N_{spt} , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões.

Cita-se que a energia nominal transferida ao amostrador durante a cravação não é a energia teórica de queda livre transmitida pelo martelo, existem perdas por atrito e na própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. Neste contexto, os sistemas manuais de liberação do martelo no Brasil aplicam energia da ordem de 70% da energia teórica. Já nos E.U.A. e Europa os sistemas mecanizados aplicam 60% da energia. Maior energia (no Brasil) implica, portanto em menor número de golpes para se penetrar um mesmo solo a uma mesma profundidade. Assim, antes do uso de uma correlação formulada nos E.U.A. dever-se-ia majorar o N_{spt} brasileiro em 10 a 20 % (Velloso e Lopes, 1996; citado em Schnaid, 2000).

Portanto a correção de uma sondagem para o padrão americano de N_{60} é feita simplesmente multiplicando-se N_{spt} (o valor medido) pela relação entre a energia empregada e a energia de referência (no caso 0.60). Assim:

$$N_{60} = N_{spt} \cdot (\text{ENERGIAENSAIO}) / 0.60 \quad (3.1)$$

Por exemplo, um valor medido N_{spt} de 10 golpes no Brasil com energia de 72% da energia teórica é transformado para o padrão americano por $N_{60} = 10 \times (0.72/0.60) = 12$ golpes.



Figura 3.1 – Execução de um ensaio SPT, tripé e apetrechos da sondagem.



Figura 3.2 – Amostrador padrão SPT, bi-partido para a coleta de solo.

3.1.3 – Efeito da profundidade nos valores de N_{spt}

Massad e outros (1994) estudaram o efeito da profundidade nos valores do N_{spt} , durante a construção do Aterro-Barragem Billings, travessia da Via dos Imigrantes, em que o solo de empréstimo foi lançado dentro d'água em ponta de aterro.

A Figura 3.3 apresenta as variações de N_{spt} , umidade e densidade aparente seca para diversas profundidades na estaca 804 em duas sondagens espaçadas de 20m, uma antes e outra após a construção do aterro a seco. A Tabela 3.1 resume os resultados obtidos para os três grupos de dados (correlações simples).

Para o universo de 141 elementos Massad e outros (1994) chegaram então à equação:

$$N_{spt} = 0.054 + 0,040\sigma'_v + 0.394z \quad (3.2)$$

Sendo:

- N_{spt} - o número de golpes do ensaio SPT;
- σ'_v - tensão vertical efetiva,
- z - profundidade em que foi medido N_{spt} .

Tabela 3.1 – Correlações Simples entre as variáveis N_{spt} , σ'_{v0} (tensão vertical efetiva) e a profundidade z (Massad e outros, 1994).

CORRELAÇÃO SIMPLES				
UNIVERSO	Nº	CORRELAÇÃO	DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DA CORRELAÇÃO
de 141 elementos	1	$\sigma'_v = 1,240 + 0,977 z$	3,754	0,863 (0,81)***
	2	SPT = 1,249 + 0,34 σ'_v	2,364	0,730 (0,65)
	3	SPT = 0,104 + 0,433 z	1,977	0,821 (0,76)
de 103 elementos (antes *)	4	$\sigma'_v = 0,227 + 1,018 z$	4,01	0,870 (0,82)
	5	SPT = 1,138 + 0,352 σ'_v	2,541	0,748 (0,66)
	6	SPT = 0,389 + 0,454 z	1,965	0,856 (0,80)
de 38 elementos (após *)	7	$\sigma'_v = 5,115 + 0,878 z$	0,87	0,981 (0,96)
	8	SPT = 2,277 + 0,266 σ'_v	1,903	0,531 (0,30)
	9	SPT = 2,788 + 0,285 z	1,769	0,616 (0,42)

* Referem-se à remoção da sobrecarga de 5m de espessura.

** Valores de σ'_v (pressão vertical efetiva) em t/m² e de z (profundidade) em m.

*** Valores entre parênteses indicam os limites inferiores dos coeficientes de correlação, para 95% de confiança (testes clássicos de significância, pg. 282 da referência 2).

Massad e outros (1994) constataram valores maiores do que o esperado, em virtude da tensão horizontal residual ter permanecido praticamente a mesma, após o alívio da tensão vertical provocado pela escavação. Foi também observado que quanto maior a profundidade, maiores as perdas de energia nas hastes e maior o confinamento do solo.

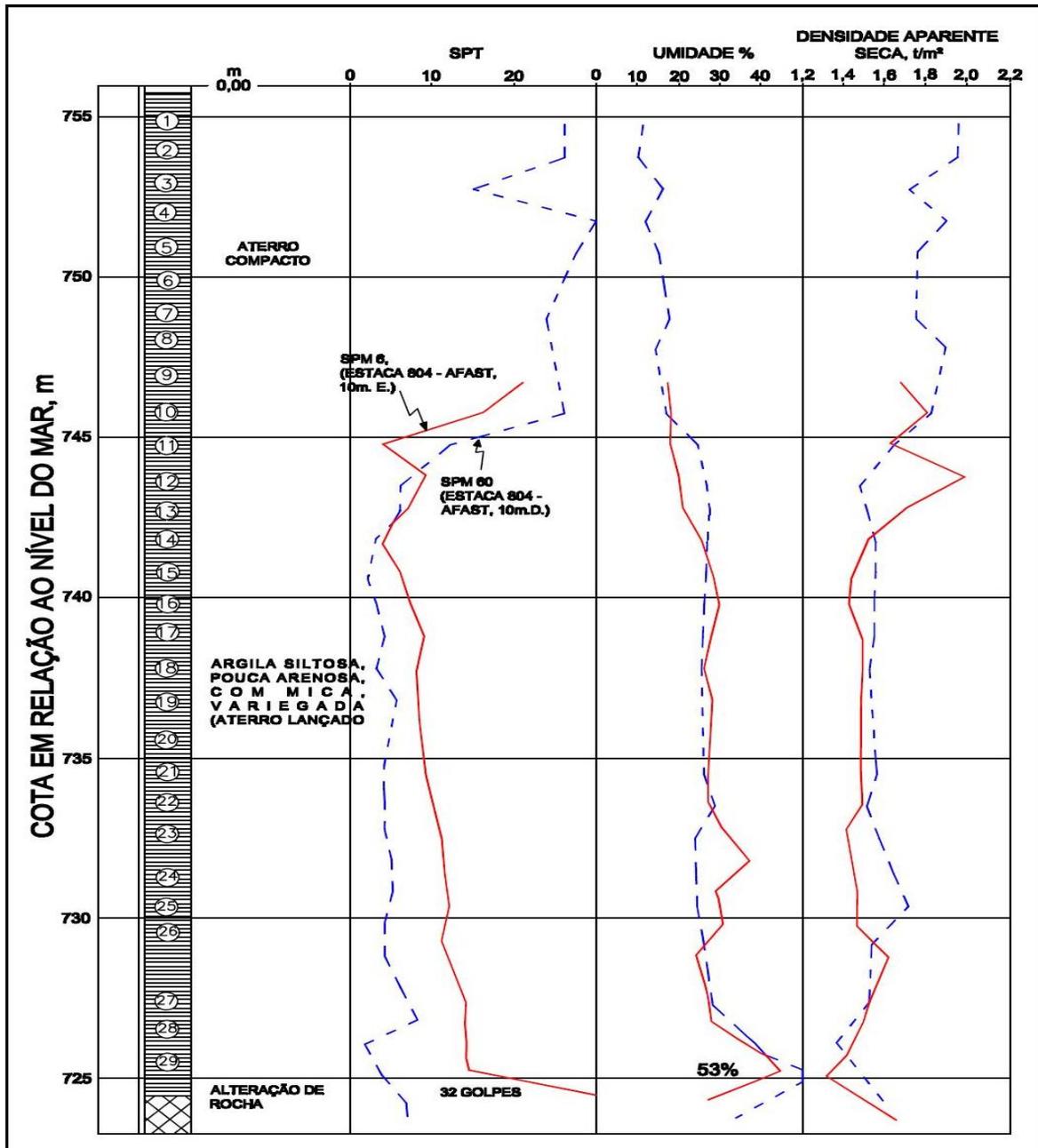


Figura 3.3 – Variações de valores de N_{spt} , umidade e densidade aparente seca na estaca 804 antes e após a construção de aterro (Massad e outros, 1994).

3.2 – ENSAIOS DE CONE (CPT) E DE PIEZOCONE (CPTU)

3.2.1 – Descrição do Equipamento

Segundo Schnaid (2000) o ensaio de cone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60 graus de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10cm², podendo atingir 15cm² para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Embora os procedimentos de ensaio já sejam padronizados, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias:

- cone mecânico, caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a resistência de ponta cônica q_c e o atrito lateral f_s ;
- cone elétrico, cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira;
- piezocone, que além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite a contínua monitoração das pressões neutras u geradas durante o processo de cravação.

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1,0m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste.

O conjunto pode ser montado sobre um caminhão similar ao da Figura 3.4, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia entre 10 e 20 toneladas (100 e 200kN). A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual.



Figura 3.4 – Cone com a estrutura de reação constituída por caminhão.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são usualmente empregados em ensaios de cone. Programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, através da interação entre um conversor analógico/digital (*datalogger*) e um computador. É recomendável o uso de um gatilho automático que, posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fecha o circuito elétrico ao princípio da cravação e desencadeia o início das leituras. Assim, não há interferência do operador na aquisição de dados de ensaio (Schnaid, 2000).

Em conclusão, as principais vantagens do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio (q_c , f_s , u).

As dificuldades inerentes à comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos levaram à padronização do ensaio pela ASTM (1975), ISSMFE (1977, 1989) e ABNT MB-3.406 (1991). Recomendações quanto a terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação de resultados são estabelecidas nestas normas. A velocidade de cravação deve ser de $20\text{mm/s} \pm 5\text{mm/s}$, o diâmetro da luva de atrito deve ser igual ou maior que o diâmetro do cone (sem exceder a 0,35mm), a ponteira deve ter ângulo de 60° e rugosidade menor que 0,001mm. (Schnaid, 2000). A Figura 3.5 detalha a configuração típica dos cones. A Figura 3.6 mostra um equipamento montado sobre esteiras, o que possibilita o acesso a áreas brejadas.

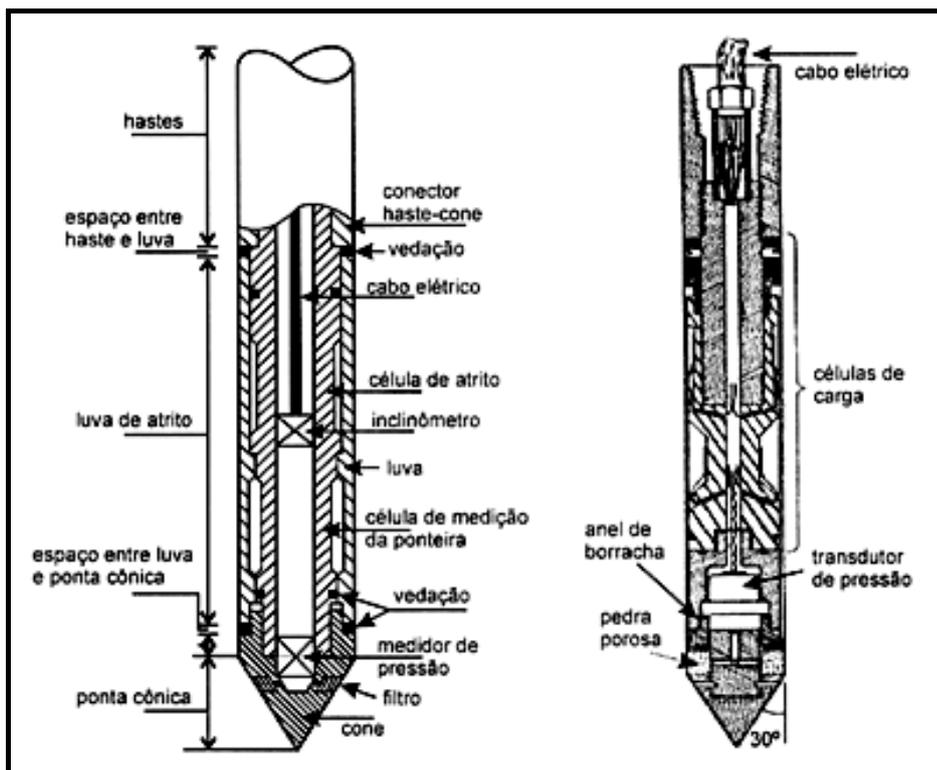


Figura 3.5 – Detalhe de cones (a) Lunne e outros (1977) e (b) Ortigão (1995), citados em Schnaid (2000).



Figura 3.6 – Cone sobre esteiras com a aparelhagem de aquisição de dados.

3.2.2 – Comportamento durante a cravação

Segundo Schnaid (2000), o estado de tensões e deformações gerado ao redor de um cone durante a cravação é bastante complexo e a análise destas condições de contorno só é possível adotando-se hipóteses simplificadoras ou métodos semi-empíricos de interpretação. A variedade de abordagens é grande, podendo-se destacar:

- Método de equilíbrio limite (Terzaghi, 1943);
- Método de Expansão de Cavidade (Vésic, 1977, Salgado e outros, 1996);
- Método de Penetração Contínua (Battalglio e outros, 1986);
- Métodos Numéricos (Houlsby e Teh, 1988; Sandven, 1990; Whittle e Aubeny, 1993);
- Método de Trajetória de Deformações (Baligh, 1985; Houlsby e Teh, 1988);
- Método Empíricos (De Ruiter, 1982; Lunne e outros, 1985; Aas e outros, 1986);

Uma dispersão considerável nos valores medidos ou obtidos pode ser atribuída a vários fatores associados a execução do ensaio:

- velocidade de penetração;
- amolgamento;
- variabilidade do solo em estudo: anisotropia de resistência, índice de rigidez, índice de plasticidade.

A Figura 3.7 apresenta como ilustração a explicação de De Beer (1948, citado em Sanglerat, 1972) para o fenômeno de que a resistência de ponta cresce rapidamente após uma profundidade de 40 a 60cm. De Beer cita que o estado de tensões no solo abaixo da ponteira muda gradualmente de uma condição de profundidade rasa para uma condição profunda. As várias posições do cone e do bulbo de tensões durante a cravação através da superfície limítrofe entre uma camada superior de baixa resistência ao cisalhamento (coesão e atrito nulos densidade 10kN/m^3 e espessura 15m) e a uma camada subjacente com ângulo de atrito $\phi = 30$ graus são apresentadas.

Resultados de um ensaio CPT são apresentados na Figura 3.8 a título de exemplificação. Nela f_s é o atrito lateral e R_f é a razão de atrito, parâmetro oriundo do ensaio e utilizado para classificação dos solos que é definida por:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (3.3)$$

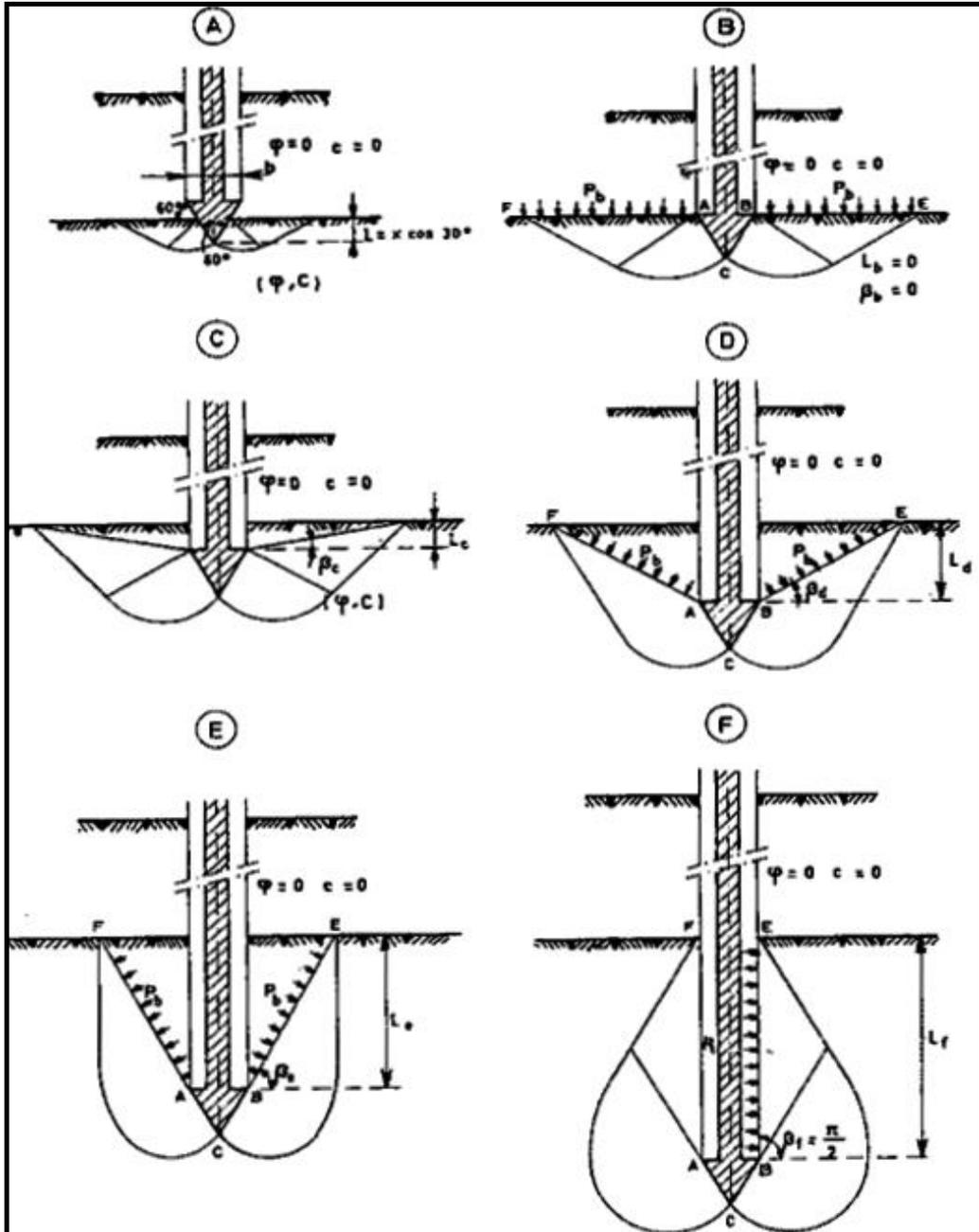


Figura 3.7 – Comportamento e estado de tensões na cravação de um cone por De Beer (1948; citado em Sanglerat, 1972).

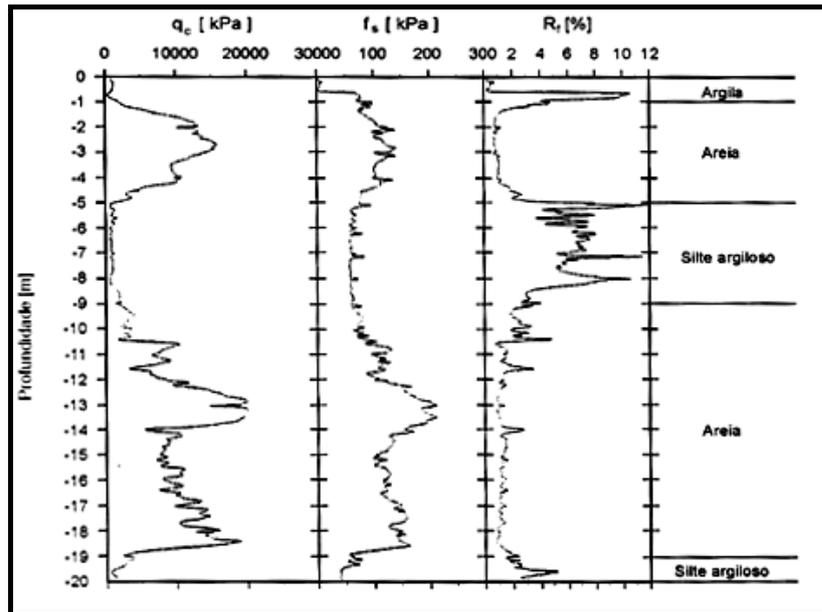


Figura 3.8 – Resultados de um ensaio cone CPT (Schnaid, 2000).

3.2.3 – Classificação dos Solos e História de Tensões

Com o parâmetro R_f do CPT, Robertson e Campanella (1983, citado em Schnaid, 2000) apresentaram o ábaco de classificação de solos apresentado na Figura 3.9, relacionando R_f e q_c . (Begemann, 1965; Sanglerat, 1972; Schmertmann, 1978; Douglas e Olsen, 1981, citados em Schnaid, 2000) realizaram estudos nesta mesma linha de atuação.

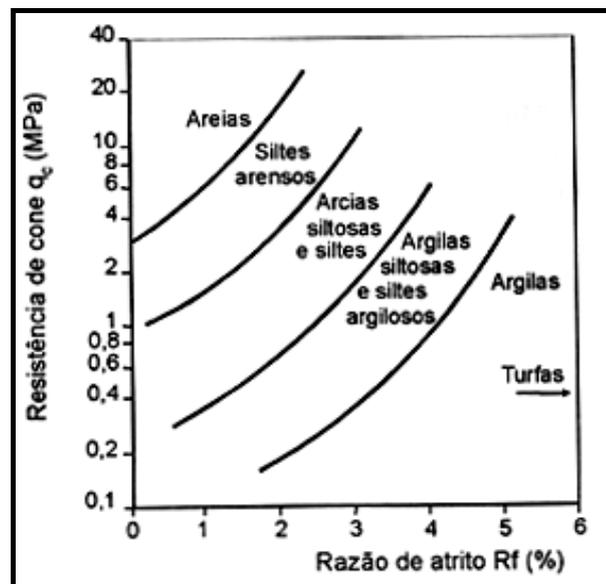


Figura 3.9 – Classificação de Robertson e Campanella (1983, citado em Schnaid, 2000).

Resultados de um piezocone são apresentados na Figura 3.10. Como apresentado na figura, R_f é a razão de atrito e B_q o coeficiente de poro-pressão que será apresentado a seguir. Neste ensaio aparecem as poropressões lidas u e hidrostáticas u_0 .

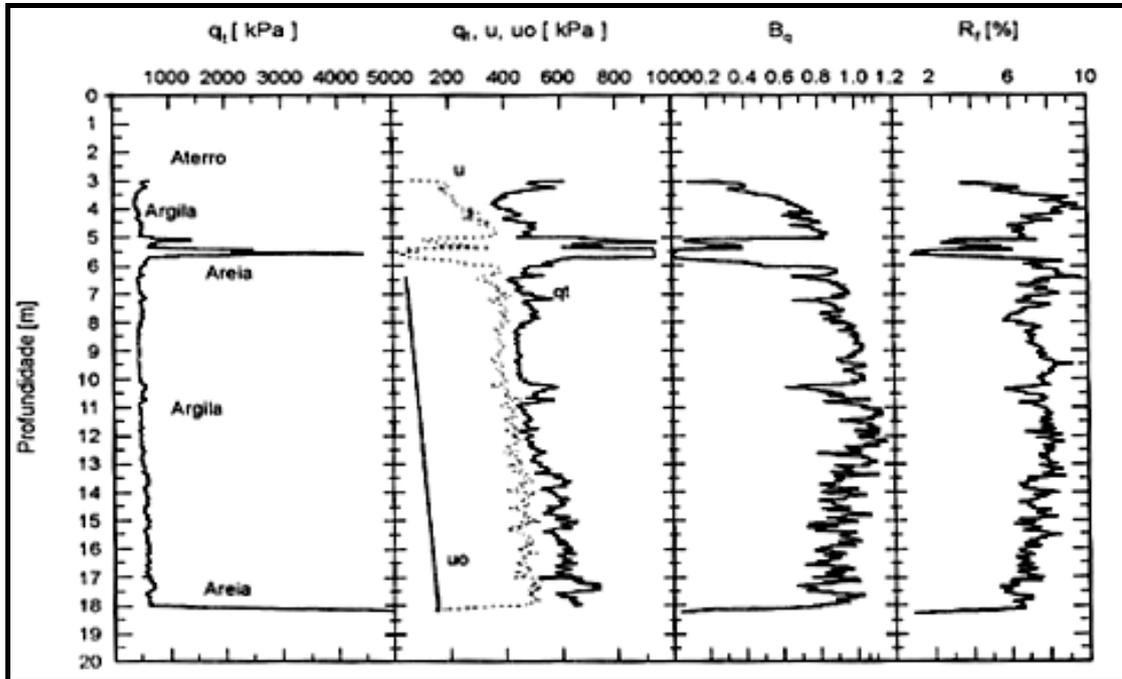


Figura 3.10 – Resultados de um ensaio CPTU (Schnaid, 2000).

Portanto no caso do piezocone, onde as informações do CPT (qualitativas) são acrescidas de medidas de poropressões, aparece um novo parâmetro de classificação de solos: B_q (coeficiente de poropressão):

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (3.3)$$

Sendo:

u_0 é a pressão hidrostática;

u_2 é a pressão neutra medida na base do cone;

q_t é a resistência real no ensaio;

σ_{v0} é a tensão vertical in situ.

A Figura 3.11, para os tipos de solo da Tabela 3.2 e a Figura 3.12 apresentam alguns sistemas de classificação de argilas desenvolvidos utilizando ábacos $Q_t \times B_q$.

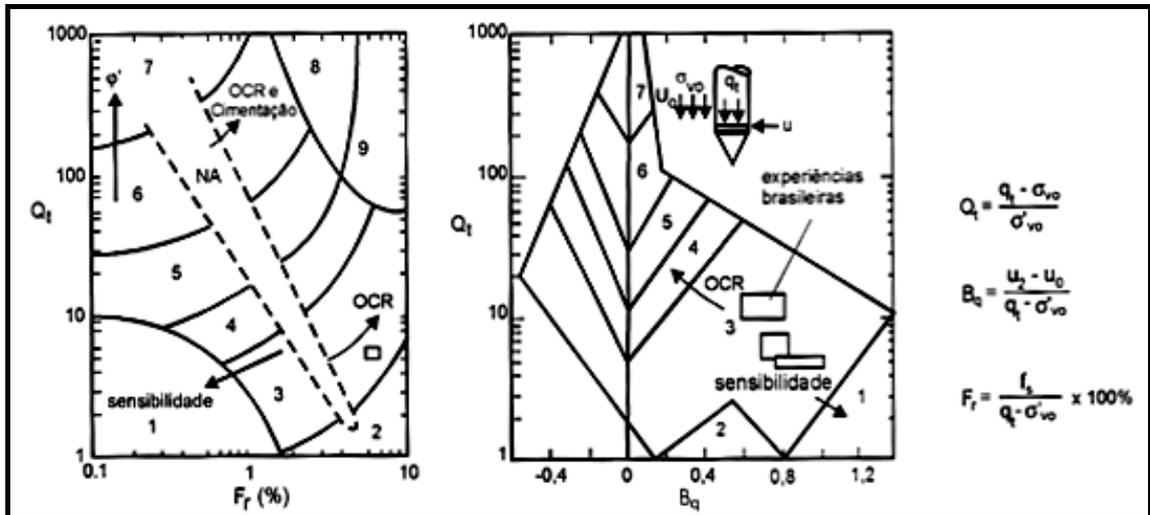


Figura 3.11 – Sistema de classificação de solos usando B_q , Q_t e F_r (Robertson e outros 1986; citado em Schnaid, 2000).

Tabela 3.2 – Tipos de solo na Classificação de Robertson.

Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa - argila
5	Silte argiloso - argila siltosa
6	Silte arenoso - silte argiloso
7	Areia siltosa - silte arenoso
8	Areia - areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa - areia
11	Solo fino duro
12	Areia - areia argilosa (cimentação)

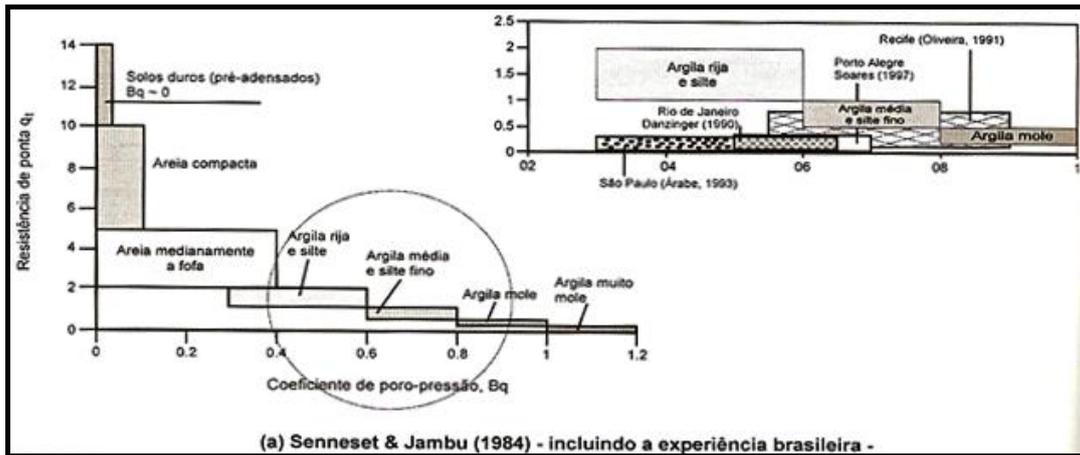


Figura 3.12 – Sistema de Classificação de Solos por Senneset e Jambu (1984) usando B_q e q_t (reproduzido de Schnaid, 2000).

3.2.4 – Resistência de Ponta do CPT: q_c comparada a N_{spt}

Conforme Robertson e outros (1983 citado em Schnaid, 2000), a razão q_c/N_{spt} depende do tamanho médio das partículas; apresentando-se na Figura 3.13 o gráfico com os valores obtidos por vários autores. Na figura, D_{50} é o diâmetro efetivo médio, correspondente ao diâmetro da peneira em que 50% do solo passam na análise granulométrica.

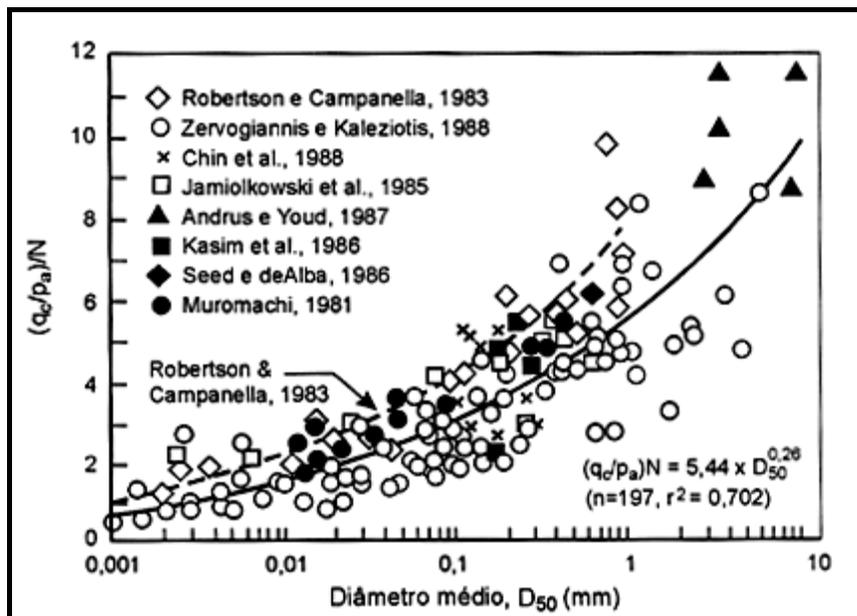


Figura 3.13 – Variação de q_c / N_{spt} em função de D_{50} por vários autores (Schnaid, 2000).

Analogamente ao realizado no item 2.3 define-se uma razão K entre a resistência q_c e N_{spt} :

$$K = \frac{\frac{q_c}{P_a}}{N_{spt}} \quad (3.4)$$

Sendo que P_a é a pressão atmosférica.

A Tabela 3.3 apresenta a experiência brasileira e de diversos autores em função de vários tipos de solos.

Tabela 3.3 – Valores de K (Schnaid, 2000).

Solo	Schmertmann k	Remaswany k	Danzinger & Velloso k
Areia	4,0-6,0	5,0-7,0	6,0
Areia siltosa, argilosa, silto-argilosa, ou argilo-siltosa	3,0-4,0	3,0	5,3
Silte, silte-arenoso, argila arenosa	2,0	-	4,8
Silte areno-argiloso, argilo-arenoso; argila silto-arenosa, areno-siltosa	-	2,0	3,8
Silte argiloso	-	-	3,0
Argila e argila siltosa	-	-	2,5

Albiero (1990) analisou 1.126 resultados de ensaios de resistência de cone q_c e de sondagens SPT realizados nas regiões norte, noroeste e oeste do Estado de São Paulo. Procurou correlações de vários modelos. Albiero (1990) separou os dados por cidades, por tipo de solo, por obra, abaixo e acima do N.A. . O autor determinou coeficientes de correlação, erros e demais características das amostras, levando em conta ainda valores das profundidades e tensão geostática efetiva. Apesar da grande dispersão de dados, o autor concluiu que as regressões mais confiáveis foram obtidas para cidades, melhorando estas se incluída profundidade e se possível a tensão vertical efetiva. Albiero (1990) observou também que as correlações lineares oferecem melhores coeficientes de correlação. As separações por tipo de solo, origem do solo ou pela

posição do NA não forneceram correlações melhores do que as por regiões. A regressão linear é da seguinte forma:

$$q_c = a + K.N_{spt} \pm \text{erro} \quad (3.5)$$

Em que a é o intercepto da reta com o eixo das ordenadas.

A Tabela 3.4 apresenta as correlações lineares por cidades obtidas por Albiero (1990). R é o coeficiente estatístico de correlação.

Tabela 3.4 – $R_p = a + K.N_{spt}$ para solos lateríticos (Albiero, 1990).

Cidade	Nº de dados	Coeficientes de regressão (kPa)		R	R médio
		a	k		
A	533	885	242	0,740	0,771
B	18	-1314	837	0,839	
C	39	748	323	0,879	
D	80	1786	218	0,704	
E	83	2613	87	0,605	
F	36	1498	357	0,878	
G	252	391	360	0,674	
H	85	-1274	689	0,846	

A Tabela 3.5 apresenta também valores de K, onde pode ser ratificada a grande dispersão de resultados. Naturalmente, este fato dificulta a obtenção de correlações. Segundo Sharman (1988), citado em Albiero (1990), fatores como equipamentos, procedimentos e operadores também afetam a reprodutibilidade dos ensaios SPT.

Danziger e Velloso (1986) estudaram correlações para 252 ensaios de penetração contínua (CPT) e 253 sondagens SPT, para solos do Rio de Janeiro. Foram realizados dois tipos de análise de dados: a análise global dos dados (utilização de todos os dados disponíveis) e a análise parcial dos dados (em que os pontos mais distantes da tendência do conjunto foram desconsiderados). A Figura 3.14 apresenta o critério de eliminação, baseado na estatística, onde determina-se os valores individuais de K. Com auxílio da distribuição normal foram eliminados os pontos (N_{spt} , q_c) que se encontravam além do desvio padrão do valor médio encontrado.

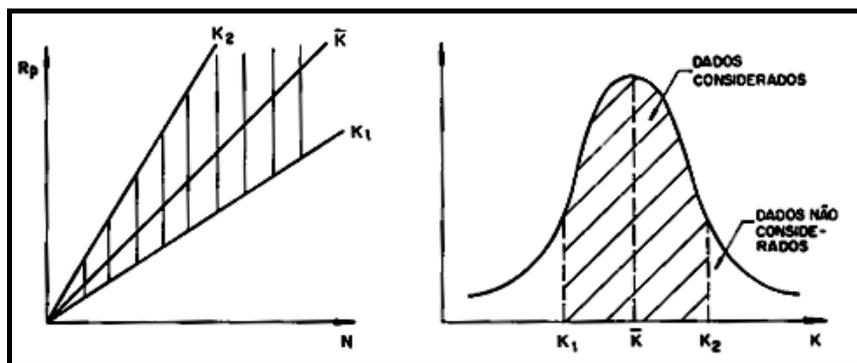


Figura 3.14 – Critério para eliminação de dados (Danziger e Velloso, 1986).

Tabela 3.5 – Valores de K em relação entre a resistência q_c e N_{spt} por diversos autores (Albiero, 1990).

Referência	Data	Tipo de Solos	K (kPa/golpes)		
			Max.	Méd.	Mín.
Meyerhof	1956	Coesivos Não coesivos		200 400	
Velloso	1959	Areias Areias argilosas Siltes arenosos Argilas arenosas Argilas siltosas Argilas		1000 600 500 400 300 200	
Meigh e Nixon	1961	Areias c/ pedregulhos Areias		1800 800	
Schultze e Melzer	1965	Areia pura		1000	
Schmertmann	1970	Siltes, siltes arenosos Misturas silte-areia ligeiramente coesivas Areias puras finas e média; areias ligeiramente siltosas; areias grossas; areias com poucos pedregulhos Pedregulhos arenosos; pedregulhos		200 350 500 600	
Aoki – Velloso	1975		1000		220
Pedro P. Velloso	1981	Areias sedimentares Argilas sedimentares Solos residuais silto-arenosos Gnaiss areno siltosos	800	250 400 500	600
Danziger – Velloso	1986		570	-	220

No critério de análise de dados, com determinação da curva que melhor se ajusta ao conjunto de pontos, foram estudadas três equações/correlações:

- correlação linear como na Expressão 3.5 acima, pelo método dos mínimos quadrados com determinação da melhor reta que não passa pela origem;
- correlação linear como na Expressão 3.5 fazendo o coeficiente **a** igual a zero, pelo método dos mínimos quadrados com determinação da melhor reta que passa necessariamente pela origem;
- correlação não linear pelo método dos mínimos quadrados, tipo:

$$q_c = cN_{spt}^d \quad (3.6)$$

Danziger e Velloso (1986) ressaltam que os melhores coeficientes de correlação foram obtidos para a correlação linear sem intercepto na origem e na curva potencia, pois estas correlações têm maior flexibilidade que a da reta obrigada a passar pela origem. A diferença entre os coeficientes de correlação das três funções diminuiu na análise parcial (com eliminação estatística de dados inconsistentes). A aproximação entre os três coeficientes pode ser observada também por uma sensível redução dos valores de intercepto na origem **a** nas retas do tipo da Expressão 3.5.

De outra forma, a aproximação entre os coeficientes pode ser observada pelo acréscimo significativo no valor do expoente **d** das curvas exponenciais da Expressão 3.5 tendendo para a unidade, situação em que a Expressão 3.6 se aproxima da reta determinada pela Expressão 3.5 (que passa pela origem com **a** igual a zero).

A Figura 3.15 apresenta os resultados obtidos com as variações com a profundidade da média dos valores individuais de q_c/N_{spt} , \bar{K} , para análise global (linhas cheias) e análise parcial (linhas pontilhadas). Apresenta também os valores de \bar{K} sem levar em conta as profundidades.

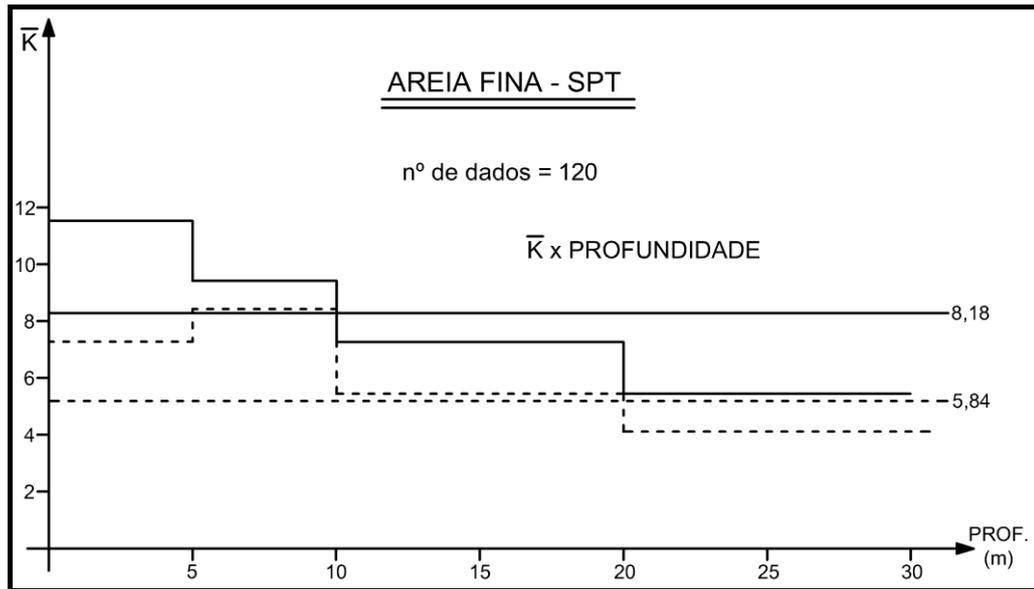


Figura 3.15 – Variação de \bar{K} com a profundidade (Danziger e Velloso, 1986).

Analogamente, a Figura 3.16 apresenta a variação de um parâmetro K_c com a profundidade, sendo K_c o coeficiente angular da reta de correlação linear que passe obrigatoriamente pela origem.

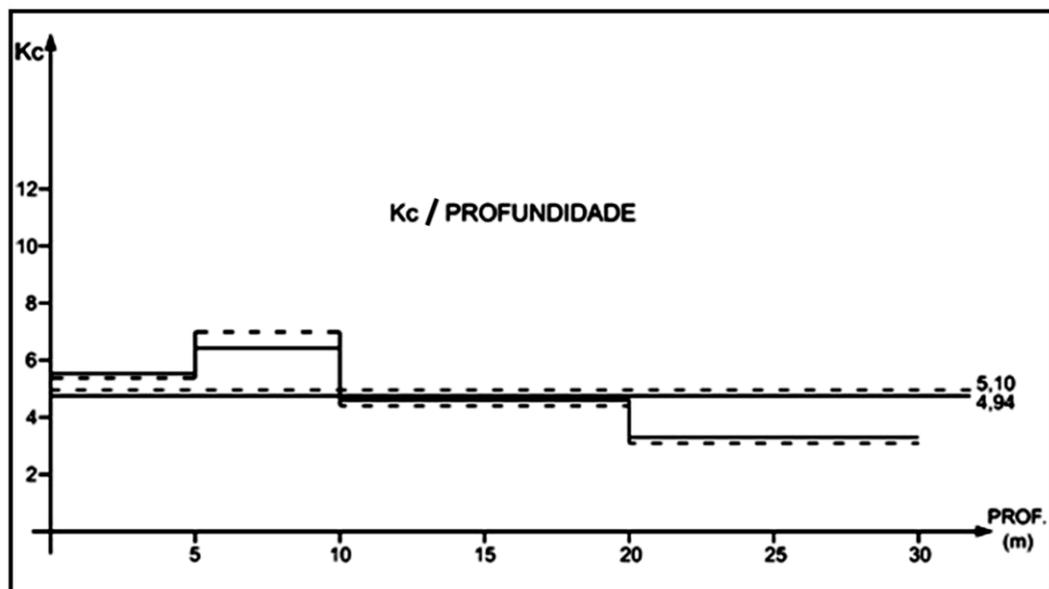


Figura 3.16 – Variação de K_c com a profundidade (Danziger e Velloso, 1986).

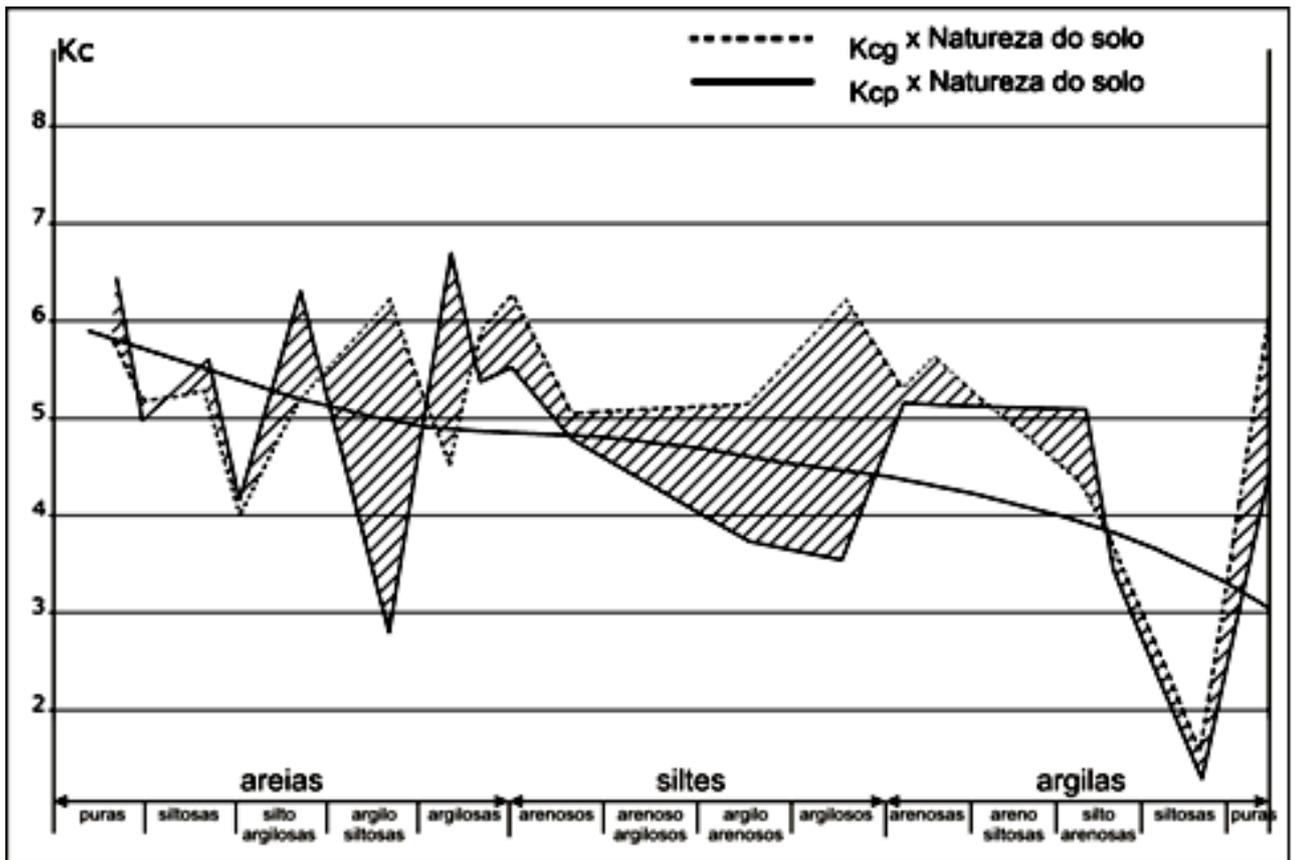


Figura 3.17 – Variação de K_{cg} (linha externa tracejada-análise global) e de K_{cp} (linha externa contínua-análise parcial) com a granulometria do material (Danziger e Velloso, 1986).

A diminuição dos valores de \bar{K} e K_c com a profundidade indica uma tendência de aproximação dos valores q_c e N_{spt} a medida que o solo fica mais compacto em profundidade.

Danziger e Velloso (1986) criticam a falta de informações (hoje ainda temos esta dificuldade) a respeito dos processos estatísticos adotados nas correlações apresentadas na bibliografia sobre o tema, especialmente sobre o método de obtenção de K : se por correlação linear pelo método dos mínimos quadrados ou simplesmente pelo cálculo da média dos valores de R_p/N_{spt} . Independentemente disto, apresenta-se na Tabela 3.6 o resultado da seleção de trabalhos importantes, com algum rigor estatístico.

Tabela 3.6 – Valores de K por diversos autores (Danziger e Velloso, 1986).

SANGLERAT	K = 2,5 a 8,0 para areia (por diversos autores)
MEIGH e NIXON	K = 2,0 para areias grossas e 3,0 a 4,0 para areias pedregulhosas
KANTEY	K = 2,2 para depósito sedimentar de areia na África do Sul
MEYERHOF	K = 4,0 para solos arenosos K = 2,5 a 3,0 para solos argilosos
MARTINS e FURTADO	K > 4,0 para areias fofas K < 4,0 para argilas K diminui com o aumento da compactidade
Engenheiros de CIMENTACIONES ESPECIALES DE MADRID	K = 3,0 para furos executados com lama bentonita K = 10,0 para solos arenosos contendo pedregulhos
NARAHARI e AGGARWAL	K = 6,0 para areias e solos arenosos K = 2,0 para solos argilosos
SCHMERTMANN	K = 2,0 para siltes, siltes arenosos e misturas pouco coesivas de siltes e areias K = 3,5 para areias puras, finas a médias e areias pouco siltosas
DA COSTA NUNES e FONSECA	K = 2,0 para argilas, argilas siltosas e siltes argilosos K = 3,5 para argilas arenosas e silto-arenosas K = 5,5 para siltes arenosos K = 6,0 para areias argilosas K = 10,0 para areias
ALONSO	Valores de K variando de 2,0 para depósito de silte argiloso com areia fina a 9,4 para um depósito de areia argilosa

Na Tabela 3.7 os mesmos apresentam sua sugestão para os valores de K, solos do Rio de Janeiro.

Tabela 3.7 – Valores de K para solos do Rio de Janeiro (Danziger e Velloso, 1986).

NATUREZA DO SOLO	SUGESTÕES PARA EMPREGO DE K DA RELAÇÃO $q_c = KN_{spt}$
Areia	6,0
Areia siltosa, argilosa, silto argilosa ou argilo siltosa	5,3
Silte, silte arenoso, argila arenosa	4,8
Silte areno argiloso, argilo arenoso, argila silto arenosa, areno siltosa	3,8
Silte argiloso	3,0
Argila, argila siltosa	2,5

Em programa de investigações geotecnicas para projeto de grande porte na área de energia na região Sudeste do Brasil, Moraes e Torres (1986) realizaram estudos num solo residual de gnaiss. Os ensaios desenvolvidos foram: sondagens SPT, ensaios de penetração continua (EPC, CPT), ensaios pressiométricos, ensaios de placa, ensaios sísmicos (*cross-hole*) e ensaios de caracterização. A aplicação destes ensaios teve também por objetivo o estabelecer correlações entre os resultados dos ensaios com sua extrapolação a partir de sondagens SPT.

O perfil do local é composto por solo residual arenoso, residual jovem, com teores variáveis de silte e argila, espessura de 9 a 12m. Foram selecionados quatro locais onde adicionalmente ao SPT realizou-se um ensaio de placa, dois ensaios pressiométricos, um de penetração contínua e retirado um bloco indeformado para caracterização do solo em laboratório. Em dois dos locais executou-se ensaios *cross-hole* com determinação de parâmetros dinâmicos em 5 níveis diferentes. A Figura 3.18 apresenta os resultados obtidos por eles para a relação entre q_c e N_{spt} , naturalmente sob responsabilidade dos mesmos.

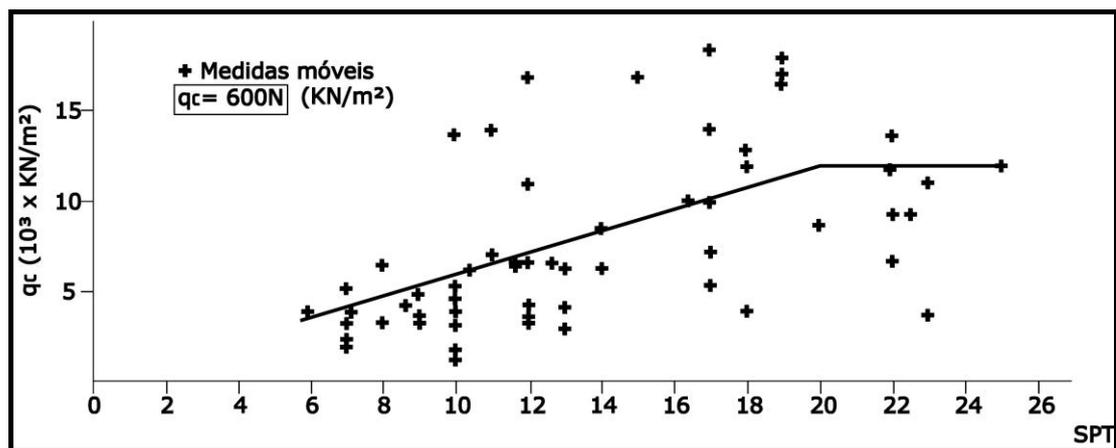


Figura 3.18 – Relação entre q_c e N_{spt} (Moraes e Torres, 1986).

Gomes (1998) estudou correlações entre resultados de SPT e CPT nas investigações da fundação da Barragem Castanhão, Alto Santo, Ceará. Os ensaios foram realizados sobre a camada de areia media e grossa aluvionar depositada na calha do Rio Jaguaribe e tiveram o objetivo de orientar as decisões técnicas de soluções a serem executadas na

fundação. A Figura 3.19 apresenta os resultados obtidos para a relação entre q_c e N_{spt} , aqui a título de exemplificação e sob responsabilidade dos mesmos.

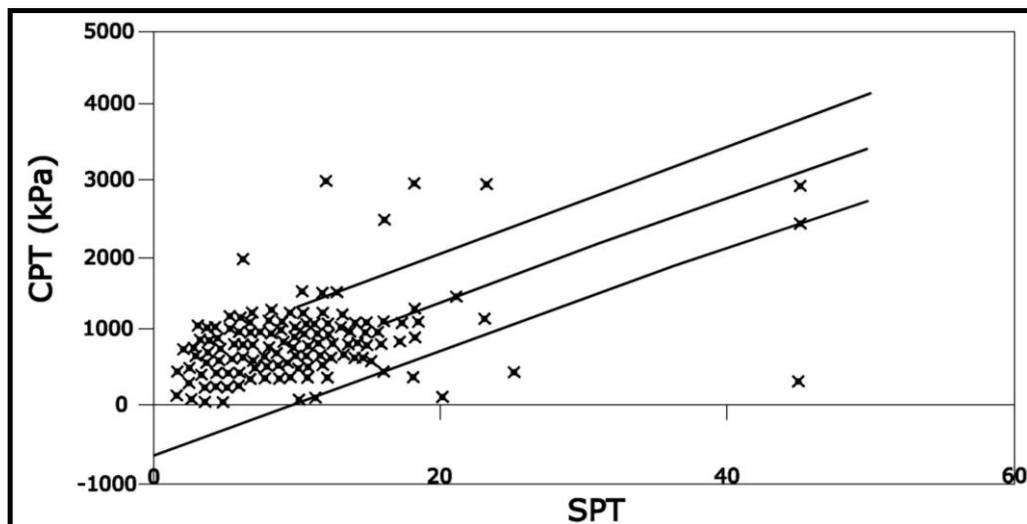


Figura 3.19 – N_{spt} versus CPT (q_c) (Gomes, 1998).

A Tabela 3.8 apresenta um resumo dos resultados obtidos e sua comparação com valores preconizados na literatura. Sendo α o parâmetro de conversão de Aoki e Velloso (1975) para capacidade de suporte de fundações em termos de atrito lateral. Sendo a resistência unitária lateral igual α vezes a resistência unitária de ponta q_c .

Tabela 3.8 – Resultados SPT x CPT - Barragem Castanhão e outros resultados (Gomes, 1998).

RESUMO RESULTADOS CORRELAÇÕES SPT x CPT BARRAGEM CASTANHÃO E LITERATURA			
TIPO DE SOLO	K (kPa)	α (%)	LOCAL/AUTOR
Areia	840	0,42	Barragem Castanhão - Gomes 1994
Areia	600	X	Rio de Janeiro - Danziger & Velloso 1986
Areia siltosa ou argilosa	530	X	Rio de Janeiro - Danziger & Velloso 1987
Areia	1000	1,40	Aoki & Velloso 1975
Areia siltosa ou argilosa	800	2,00	Aoki & Velloso 1975

CAPÍTULO 4

OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS POR MEIO DO PDL E DOS ENSAIOS SPT, CPT E CPTU

Discorre-se agora sobre as correlações de maior interesse envolvendo o PDL, SPT e os ensaios de cone estático (CPT ou CPTU) em referência aos parâmetros geotécnicos de maior interesse aos dimensionamentos: coesão não drenada S_u , ângulo de atrito ϕ , módulo de deformabilidade E , razão de sobreadensamento OCR (história de tensões) . Isto no intuito de tentar contribuir para o aproveitamento mais confiável dos resultados destes ensaios, no âmbito da geotecnia.

4.1 – RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA (S_u) DE ARGILAS

A resistência ao cisalhamento não drenada S_u não é uma característica intrínseca do solo, dependendo do modo de ruptura, da anisotropia do solo, da velocidade de deformação (que se acentua em argilas plásticas) e da história de tensões, sendo a análise e o método de avaliação fortemente condicionados pelo tipo de problema em apreciação.

4.1.1 – S_u e penetrômetros holandeses

Dada à diversidade de aparelhos penetrométricos existentes (com diferentes alturas de queda, pesos batentes ou processos de cravação) e áreas das ponteiros (ou ainda com critérios de anotação do número de golpes para diversas espessuras de penetração), tem-se preferido estudar os parâmetros geotécnicos referenciando-se à Resistência de Ponta R_p em detrimento do Número de golpes (N), conforme apresentado na “Nota Técnica: Características Mecânicas de Solos Deduzidas de Ensaios de Penetração” por José Brito Folque, onde realiza-se um apanhado com base nos artigos apresentados nos anais do “*European Symposium on Penetration Testing*” realizado em Estocolmo em 1974.

Para a resistência ao cisalhamento não drenada de solos argilosos, tem-se

$$S_u = \frac{R_p}{N_p} \quad (4.1)$$

Sendo:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada;

R_p = resistência de ponta;

N_p = parâmetro de redução da resistência de ponta do cone para se obter a resistência ao cisalhamento não drenada (variável entre 10 a 25, Tabela 4.1).

ou de acordo com o chamado por Folque de “Relato da Itália”, tem-se

$$S_u = \frac{R_p - \sigma_0}{N_p} \quad (4.2)$$

Sendo:

σ_0 = tensão vertical total.

O relato da Itália sugere que N_p situa-se entre 15 a 25. Esta expressão é mais completa que a anterior, pois incorpora o fator profundidade, por meio da tensão vertical total.

Tabela 4.1 – Resumo dos valores de N_p (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

Simpósio de Estocolmo		
Valores Preconizados para N_p		Observações
Relato Bélgica	$N_p = 10$ a 20	$S_u = R_p/N_p$
Relato Grécia	$N_p = 10$ a 18	$S_u = R_p/N_p$
Relato Holanda	$N_p = 15$	$S_u = R_p/N_p$
Relato Geral Meyerhof	$N_p = 10$ a 20	$S_u = R_p/N_p$
Relato Itália	$N_p = 15$ a 25	$S_u = (R_p - \sigma_0)/N_p$

4.1.2 – S_u e SPT

Segundo Schnaid (2000) as relações entre S_u e N_{spt} não deveriam ser utilizadas para solos moles ($N_{spt} < 5$) pela falta de representatividade dos valores de N_{spt} medidos nos ensaios. Schnaid cita ainda valores de S_u/N_{spt} obtidos por Mello (1971) e Stroud (1989). Mello apresenta variação entre 0.4 e 20 para solos argilosos sensíveis e várias formas de obtenção de S_u configurando-se uma dispersão muito significativa. Já Stroud (1989) utilizou dados de argilas pré-adensadas obtendo valores de 4 a 6. A Tabela 4.2 sintetiza esta situação.

Tabela 4.2 – Correlações S_u/N_{spt} avaliadas por Mello (1971) e por Stroud (1989), citado em Schnaid (2000).

CORRELAÇÃO S_u/N_{spt}		
AUTOR	S_u/N_{spt}	TIPO SOLO
Mello (1971)	0,4 a 20	argiloso sensível com diversas formas de obtenção
Stroud (1989)	4 a 6	argilas pré-adensadas

4.1.3 – S_u e CPT e CPTU

De acordo com Almeida (1996) a resistência não drenada S_u de um solo a partir do piezocone pode ser estimada por diversas equações propostas na literatura. Em particular esse autor cita as equações de Lunne e outros (1985) apresentadas a seguir.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_K} \quad (4.3)$$

ou

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{Kt}} \quad (4.4)$$

$$S_u = \frac{\Delta_u}{N_{\Delta_u}} \quad (4.5)$$

Em que N_K e N_{kt} são fatores de cone em termos de resistência de ponta e $N_{\Delta u}$ em termos de poropressões. Os valores destes fatores podem ser estimados com base na Figura 4.1. No entanto, Almeida (1996) recomenda preferencialmente a utilização de valores obtidos previamente a partir de correlações entre ensaios piezocone e de palheta.

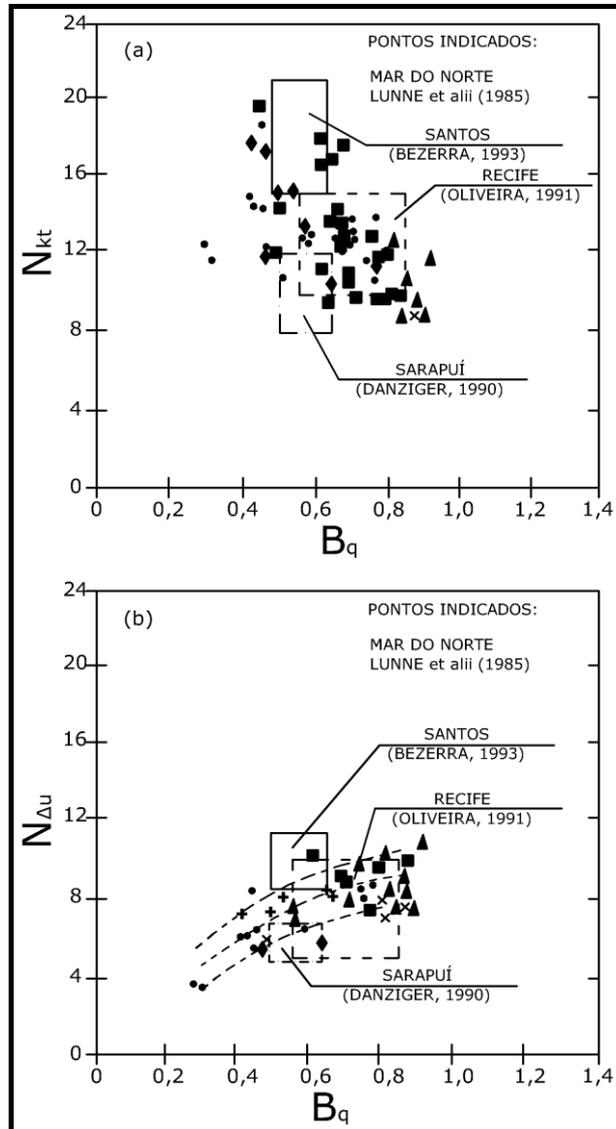


Figura 4.1 – Valores de N_{kt} e $N_{\Delta u}$ x B_q para avaliar S_u (Lunne e outros, 1985).

A Figura 4.2 apresenta os fatores N_{kt} obtidos em estudos com ensaios de cone e palheta na região metropolitana de Porto Alegre (Schnaid, 2000). Na Figura 4.3, ainda para Porto Alegre, é apresentada a variação de N_{kt} com a profundidade em abordagens empírica e numérica (Schnaid, 2000).

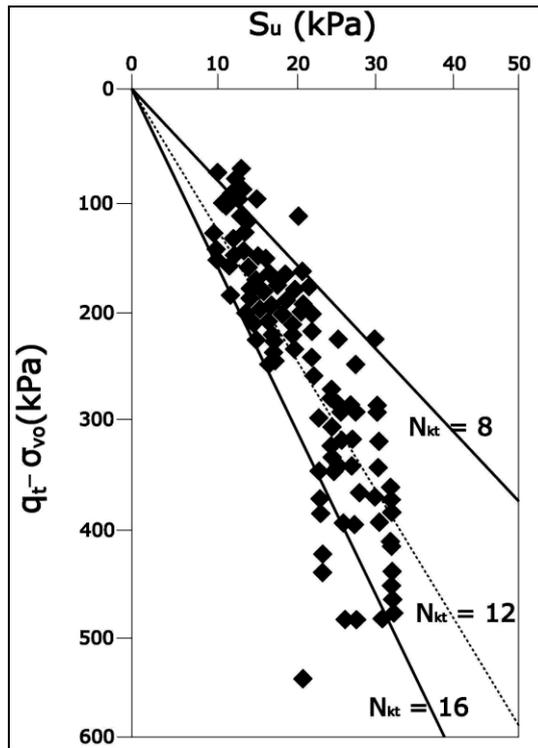


Figura 4.2 – Valores de N_{kt} na região metropolitana de Porto Alegre (Schnaid, 2000).

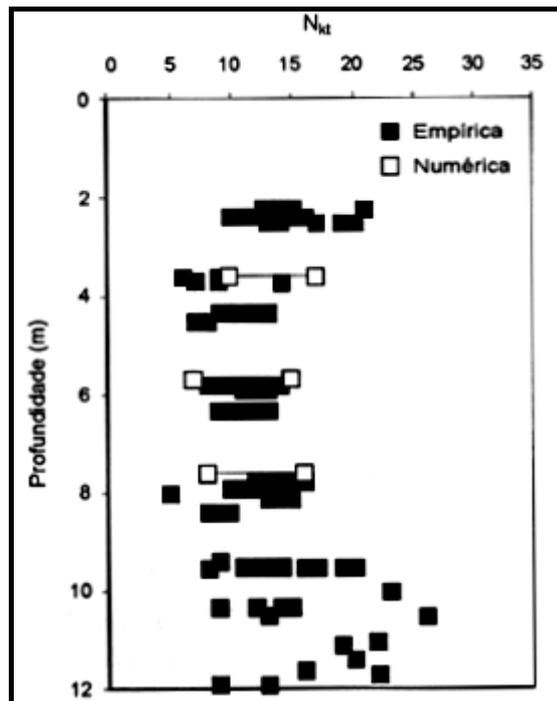


Figura 4.3 – Valores de N_{kt} na região metropolitana de Porto Alegre, abordagens numérica e empírica (Schnaid, 2000).

Na Tabela 4.3 tem-se um resumo dos valores obtidos para o fator de cone N_{kt} nas experiências brasileiras e internacionais (Schnaid, 2000). Estes resultados apontam para uma variação entre 10 a 20.

Tabela 4.3 – Fatores de cone de argilas (Schnaid, 2000).

Autor	Local do Solo	N_{kt}	Ensaios
Rocha Filho & Alencar (1985)	Sarapui 1 RJ	10-15	Palheta
Danzinger (1990)	Sarapui 1 RJ	8-12	Palheta
Coutinho e outros (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Arabe (1995)	Vale Quilombol SP	12-15	Palheta e CIU
Soares e outros (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni e outros (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista & Sayao (1998)	Salvador/BA	12-18	
Orior Dari e outros (1982)	Irlanda do Norte	12-18	Palheta
Senneset e outros (1982)	Noruega	10-20	
Tumay e outros (1982)	Mississipi/E.U.A.	15	
Lunne & Kleven (1981) e Dobie (1989)	Argilas Marinhas	9-19	Palheta
Marsland & Powell (1988) e Schnaid e outros (1989)	Inglaterra	10-25	Palheta
Lunne e outros (1976)	Escandinávia	15-21	Palheta
Tumay e outros (1982)	Canadá	11-13	
Kjekstad et ai (1978) e Toolon (1982)	Mar do Norte	10-20	UU e CIU
Jamiolkowski e outros (1982)	Itália	8-14	Palheta
Marr (1981)	Golfo do México	10-20	UU
Lacasse & Lunne (1982) e Assis e outros (1986)	Noruega	12-20	Palheta e Laboratório

Senneset e outros. (1992), citados em Schnaid (2000) propuseram a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada a partir do conceito de resistência de ponta efetiva, q_e , definida pela diferença entre a resistência no cone e a pressão intersticial medida na posição normalizada, vindo:

$$S_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{(q_c - u_2)}{N_{ke}} \quad (4.6)$$

A constatação de que o conceito de resistência efetiva é pouco adequado à determinação da resistência não drenada em solos moles, tem levado à utilização preferencial de critérios que utilizem os excessos de pressão intersticial. A partir de soluções teóricas baseadas na teoria da expansão da cavidade, vários autores propuseram a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada a partir do excesso de pressão intersticial,

$\Delta u = (u_2 - u_0)$, e um fator do cone, $N_{\Delta u}$, segundo a Expressão 4.5 anteriormente apresentada.

Na Figura 4.4 apresentam-se diversos valores para os fatores de cone compilados de Lunne e outros (1997) e alguns resultados obtidos por Gomes e Correia (2000) e apresentados no VII Congresso Nacional de Geotecnia (Porto, Portugal).

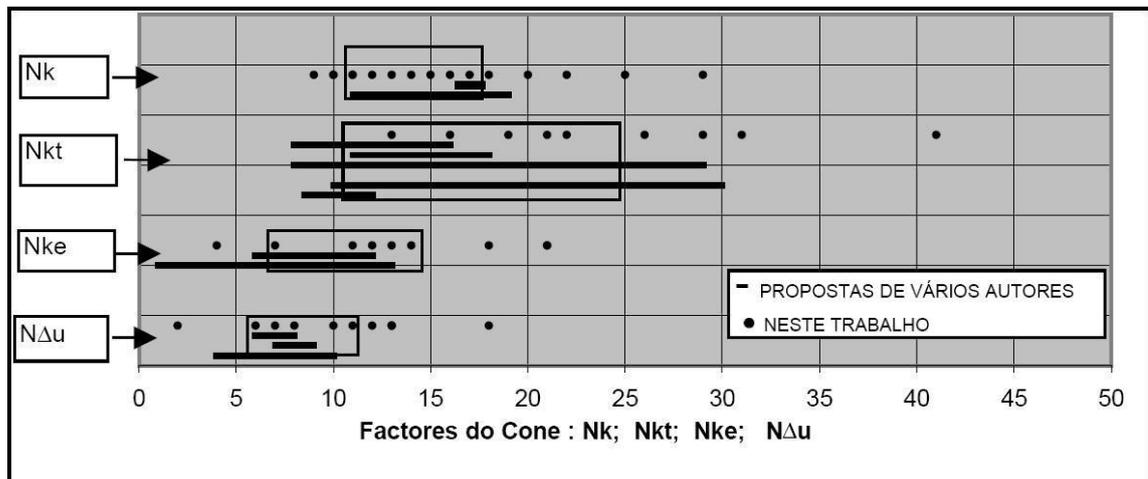


Figura 4.4 – Fatores de cone por diversos autores e por Gomes e Correia (2000).

A prática tem sido essencialmente baseada na adoção de $N_k=15$, e de $N_{kt}=15$ a 20, para uma aproximação mais conservativa. Para argilas normalmente consolidadas, ou levemente consolidadas, N_{kt} pode ser próximo de 10 e valores próximos de 30 podem ser aplicados para argilas sobreadensadas fissuradas. Para argilas moles é sugerido o uso de acréscimo de pressão intersticial, com valores de $N_{\Delta u}$ de 7 a 10, com adoção dos valores mais elevados para uma estimativa conservativa (Gomes e Correia, 2000).

4.2 – ÂNGULO DE ATRITO ϕ

4.2.1 – ϕ E PENETRÔMETRO HOLANDÊS

De acordo com a equação de Coulomb, tem-se:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (4.7)$$

Sendo:

τ = resistência ao cisalhamento do solo;

c = coesão do solo;

σ = tensão normal;

ϕ = ângulo de atrito interno.

Facilmente verifica-se que em solos arenosos (coesão aproximadamente zero), a resistência ao cisalhamento fica dependendo do ângulo de atrito interno e da tensão normal (que está ligada à profundidade).

O relato da URSS (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) cita correlações deduzidas de soluções do problema de penetração de um cone em meio plástico. Uma solução ali desenvolvida apresenta correlações para um meio apenas friccional com plastificações obedecendo ao critério de Coulomb e dependentes da profundidade. Correlações similares, baseadas em soluções plásticas são apresentadas em relatos da Holanda e Bélgica. Elas partem da equação básica

$$R_p = V_b' \sigma_0 \quad (4.8)$$

Sendo que:

V_b' é uma função de ϕ ;

$\sigma_0 = \gamma_h$ é a tensão vertical, já definida anteriormente.

Esta equação se encontra publicada em trabalhos de Caquot, De Beer e Koppejan, conforme Begemann (citado por Folque, 1986). As soluções obtidas por estes três cientistas são bastante próximas. A solução de Koppejan que produz resultados intermediários é apresentada na Figura 4.5. Na Figura 4.6 apresentam-se os resultados obtidos no relato da antiga URSS para duas profundidades.

Verifica-se nas Figuras 4.5 e 4.6 que para uma mesma resistência de ponta, o ângulo de atrito decresce com a profundidade.

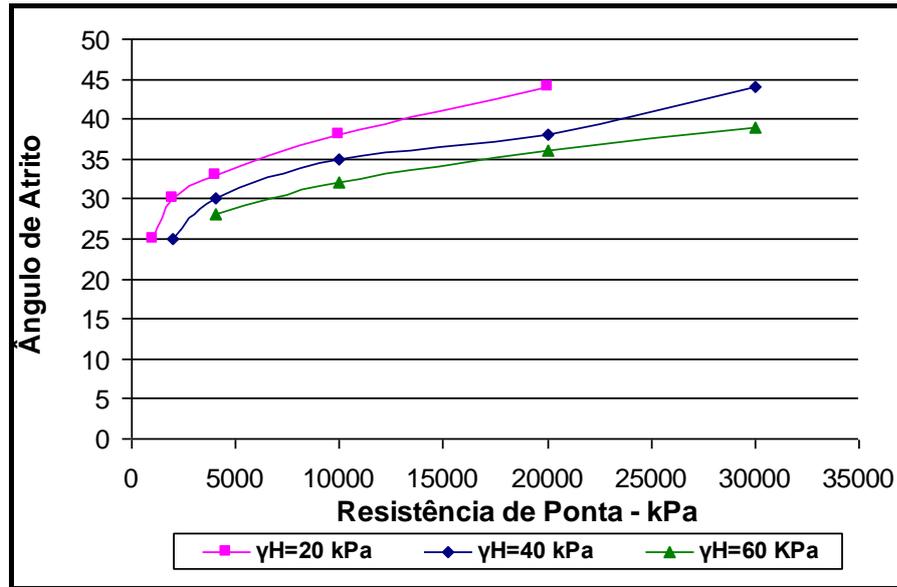


Figura 4.5 – Gráfico $R_p \times \phi$ para três profundidades, Koppejan (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

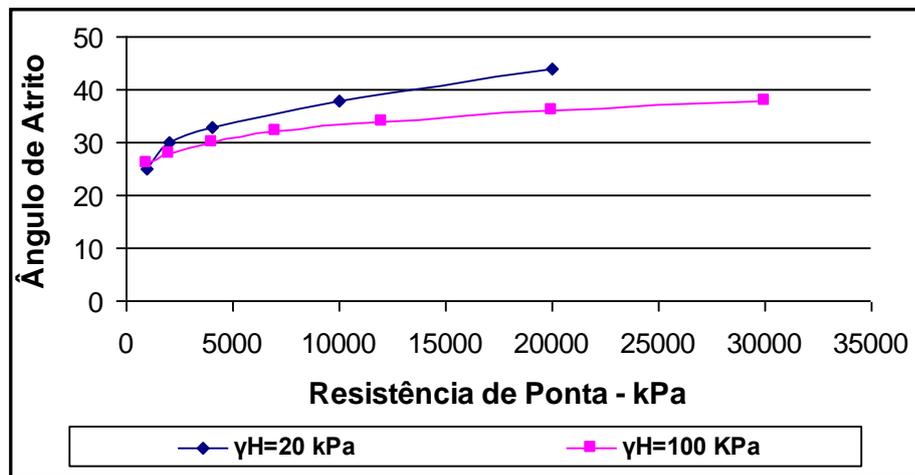


Figura 4.6 – Gráfico $R_p \times \phi$ para duas profundidades, URSS (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

Apesar da importância da profundidade, Meyerhof (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) não a considera, conforme apresentado na Figura 4.7, baseado na análise de um número elevado de resultados publicados.

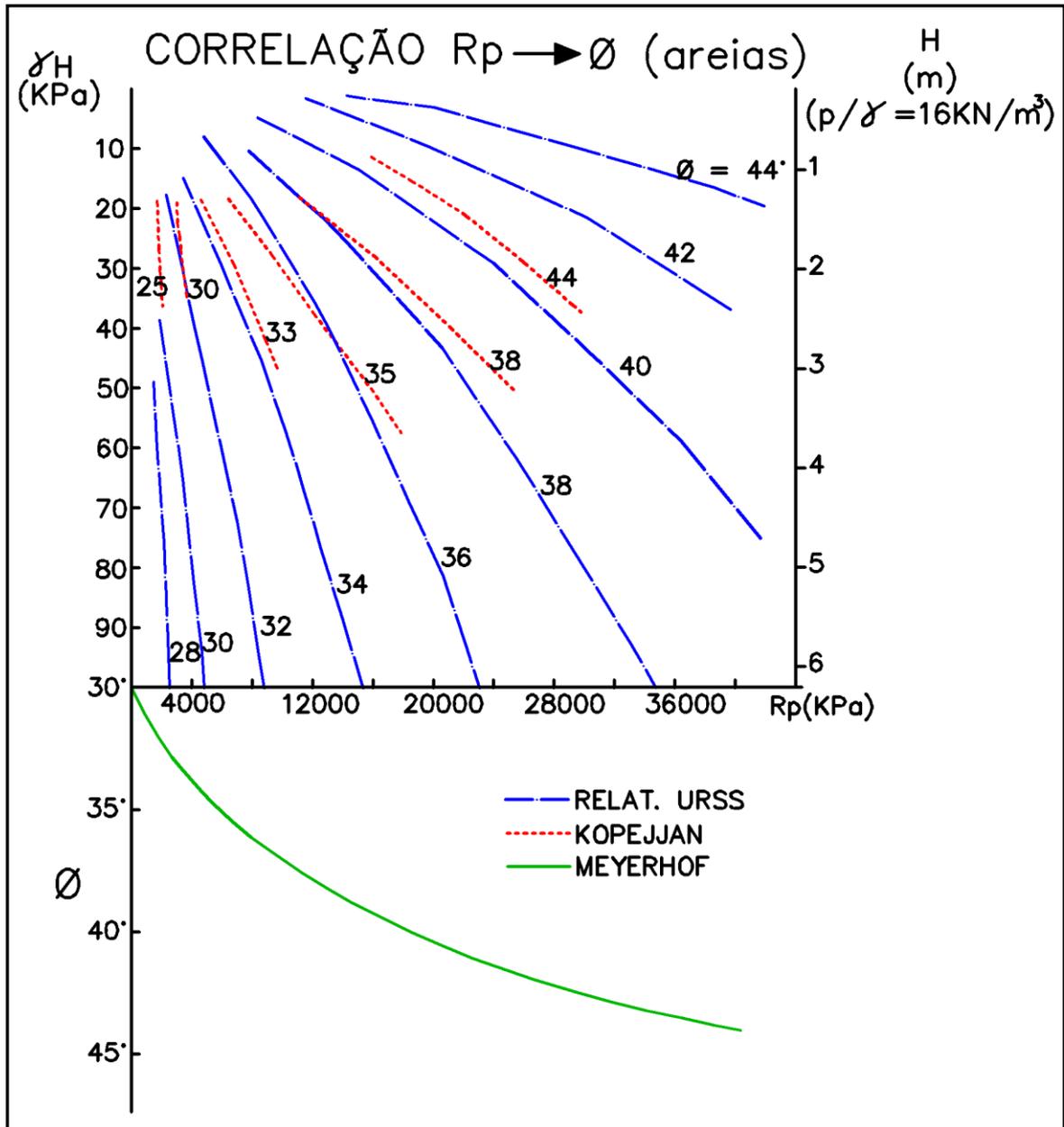


Figura 4.7 – Gráfico $R_p \times \phi$ para areias em função da profundidade (Meyerhof, Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

A Figura 4.7, portanto resume a situação, salientando-se o decréscimo dos valores de ϕ com o aumento da profundidade em uma mesma vertical representativa de uma mesma resistência de ponta.

4.2.2 – Relação entre ϕ e SPT

A Figura 4.8 apresenta a variação do ângulo de atrito para solos granulares obtida por Peck, Hanson e Thornburn (1974), citados em Schnaid (2000), ainda em função dos fatores de capacidade de carga.

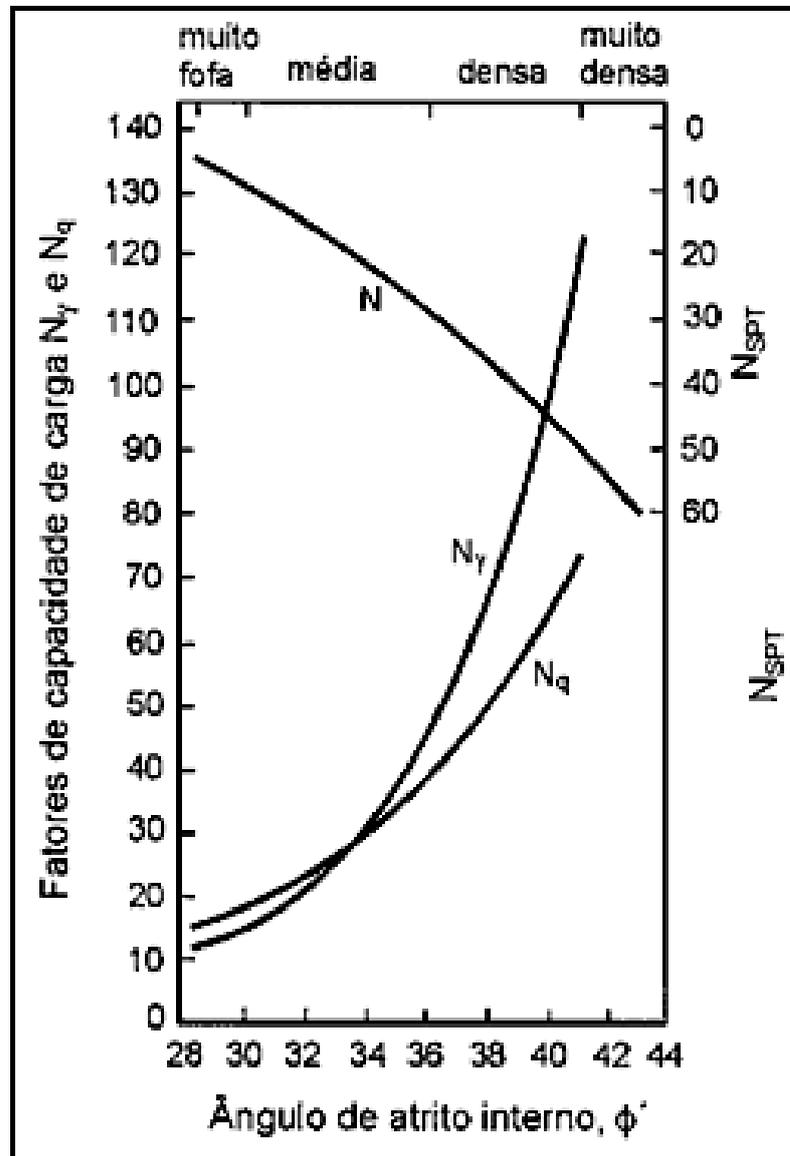


Figura 4.8 – Gráfico $N_{spt} \times \phi$ para areias em função dos fatores de capacidade de carga (Peck, Hanson e Thornburn, 1974; reproduzido de Schnaid, 2000).

Mitchell e outros (1978) citado em Schnaid (2000) chegaram aos valores do gráfico da Figura 4.9, também para solos granulares, com as variações de $N_{spt} \times \phi$ com a profundidade representada pela tensão vertical efetiva.

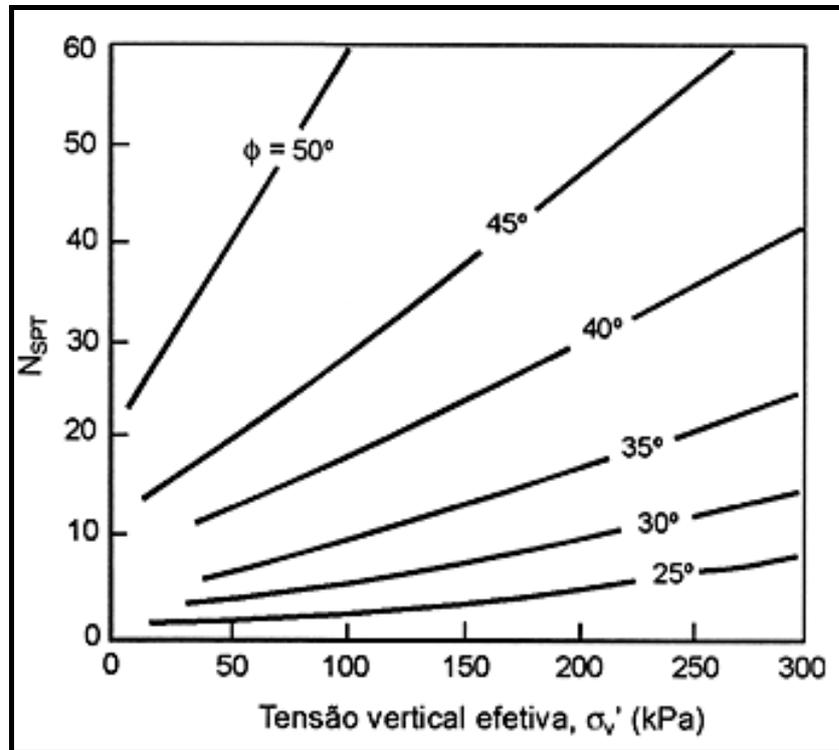


Figura 4.9 – Gráfico $N_{spt} \times \phi$ para diversas tensões verticais efetivas, Mitchell e outros (1978) citado em Schnaid (2000).

Uma expressão simples baseada no SPT médio de uma camada foi apresentada por Kishida (citado em Poulos e Davis, 1980):

$$\phi = (N_{spt\text{m\u00e9dio}} \times 20)^{0,50} + 15 \quad (4.10)$$

4.2.3 – ϕ no CPT ou CPTU

Para solos granulares, a medida da resist\u00eancia de ponta q_c pode ser correlacionada com a densidade relativa D_r ou com o \u00e2ngulo de atrito ϕ . No desenvolvimento das

correlações citam-se os trabalhos de Robertson e Campanella (1983); Jamiolkowski e outros. (1985); Baldi e outros (1986), todos citados em Schnaid (2000).

A Figura 4.10 apresenta a variação do ângulo de atrito com a tensão limite q_c , resistência de ponta medida no CPT e de acordo com a compacidade da areia para diversos autores, segundo Meyerhof (1976; citado em Hachichi, 1998).

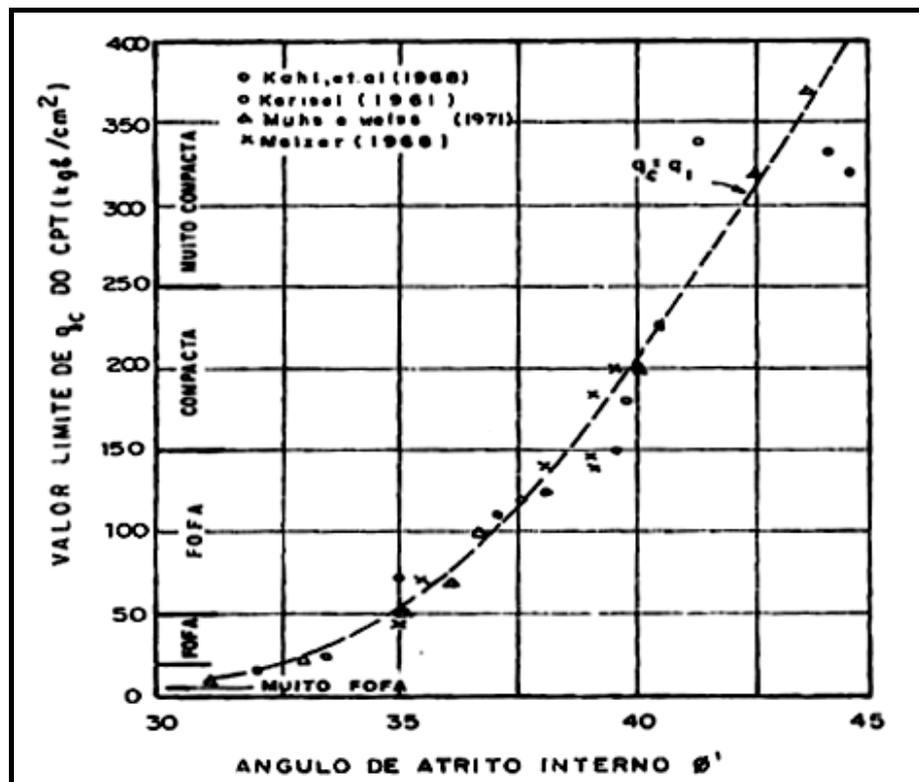


Figura 4.10 – Ângulo de atrito x q_c (Meyerhof, 1976; citado em Hachich, 1998).

4.3 – MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E

4.3.1 – E e Penetrômetros Holandeses

Remontam aos trabalhos clássicos de Buisman (Simpósio Estocolmo, 1974; citados em Folque, 1986) as correlações empíricas entre resistência de ponta R_p de penetrômetros tipo holandês e o módulo de deformabilidade (assimilável a um módulo de Young, E). Buisman preconizou:

$$E = 1,5R_p \quad (4.11)$$

Esta correlação ainda hoje é recomendada (De Beer, relatos da Holanda e Inglaterra, Simpósio Estocolmo, 1974; citados em Folque, 1986).

Conforme relato da Inglaterra (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986), nota-se uma tendência de se adotar correlações mais otimistas como a de Schmertmann:

$$E = 2R_p \quad (4.12)$$

Ou ainda mais otimistas conforme relatos da URSS (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986):

$$E = 3R_p \quad (4.13)$$

e

$$E = 3,4R_p + 13000 \quad (4.14)$$

Cita-se também correlações não lineares do tipo de Thomas em que α_E é função de R_p variando entre 3 a 12 (relato de Portugal, Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

$$E = \alpha_E R_p \quad (4.15)$$

Na Expressão (4.16) tem-se a relação proposta pela DEGEBO (*German Society for Soil Mechanics*) conforme Simpósio Estocolmo 1974 (citado em Folque, 1986), para R_p entre 10000 a 20000kPa.

$$E = 26500 + 2,8R_p \quad (4.16)$$

Apresenta-se na Figura 4.11 um resumo de diversas correlações para o módulo de deformabilidade de areias e solos arenosos.

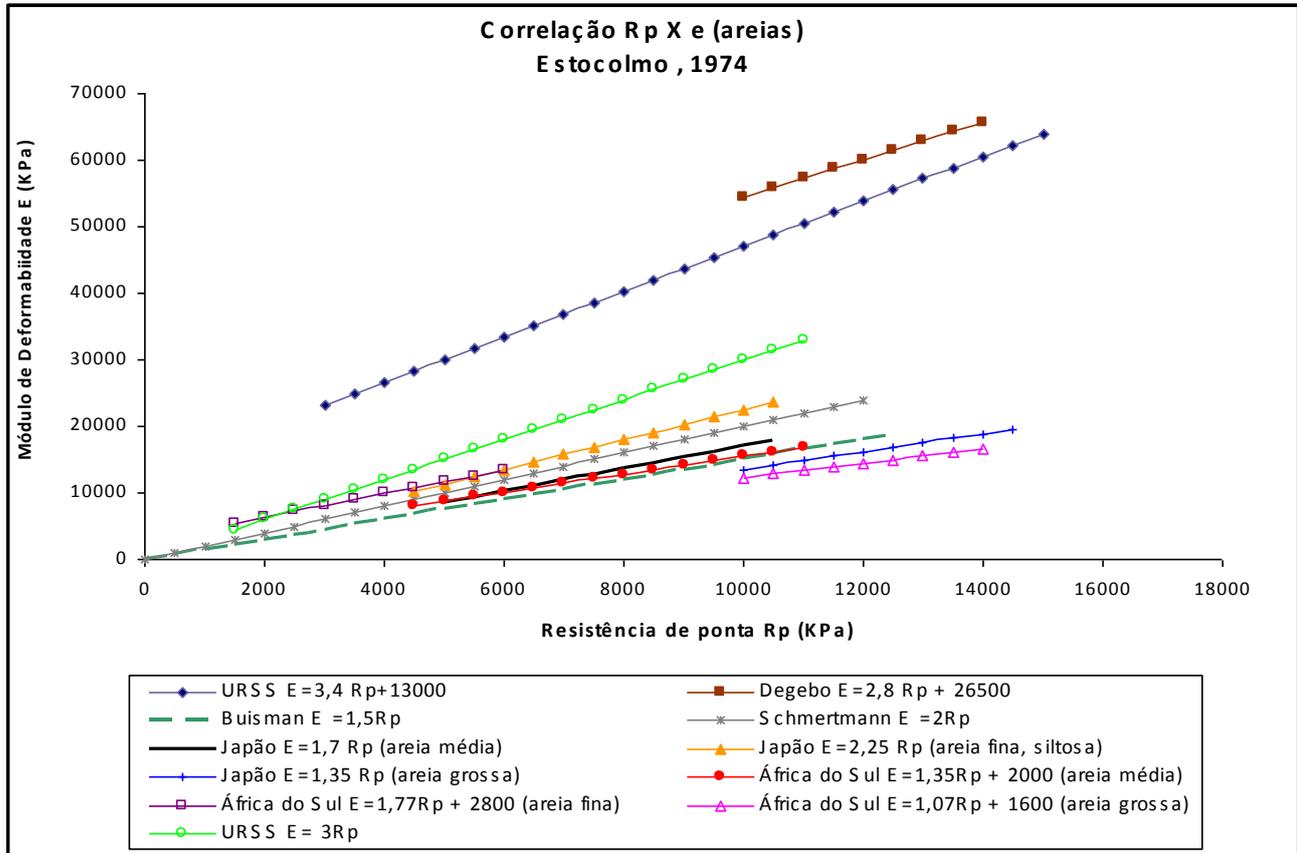


Figura 4.11 – Gráfico R_p x E para areias, vários relatos (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

Consideram-se ainda precárias as correlações entre R_p e os módulos de deformabilidade de solos argilosos. Algumas delas apresentam certa validade em uma primeira aproximação, como a clássica relação de Buisman, idêntica à Equação 4.15, (citado em Folque, 1986) tendo:

$$E = \alpha_E R_p \quad (4.17)$$

A Tabela 4.4 resume os resultados obtidos por Sanglerat (1972), ponderando numerosos resultados publicados, muitos deles na École Centrale de Lyon.

Tabela 4.4 – α_E solos argilosos (Sanglerat, 1972).

Valores de α_E por Sanglerat - Argilas		
Solo	R_p (kPa)	α_E
argilas siltosas (ML)	< 2000	3 a 6
	> 2000	1 a 2
argilas baixa plasticidade (CL)	< 700	3 a 8
	700 a 2000	2 a 5
	> 2000	1 a 2,5
arg. e silte arg. alta plasticidade (OH e MH)	< 2000	2 a 6
	> 2000	1 a 2

No relato da URSS (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) preconiza-se para argilas rijas:

$$E = 7R_p \quad (4.18)$$

E também

$$E = 4,9R_p + 12300 \text{ (kPa)} \quad (4.19)$$

No relato da África do Sul recomenda-se para areias argilosas

$$E = 5/3(R_p + 1600) \text{ kPa} \quad (4.20)$$

Para argilas brandas indicam-se correlações por meio de S_u :

$$E = (25 \text{ a } 80)S_u \text{ para argilas normalmente adensadas} \quad (4.21)$$

$$E = (70 \text{ a } 120)S_u \text{ para argilas sobreadensadas} \quad (4.22)$$

Sendo $S_u = R_p / N_p$ com N_p dependente de R_p . Com uma faixa muito larga de valores de N_p , tem-se (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) um alargamento da faixa de valores de E para as curvas de argilas normalmente adensadas e sobreconsolidadas.

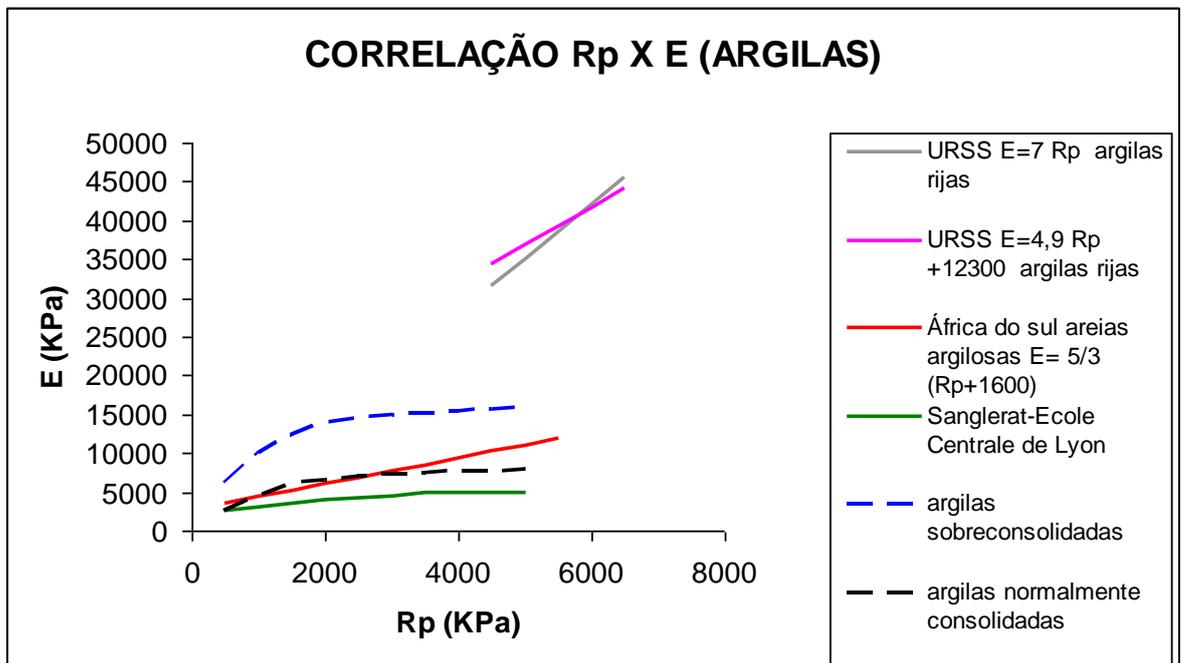


Figura 4.12 – Gráfico R_p x E para argilas (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986).

4.3.2 – Relação entre E e SPT

São apresentadas (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) diversas correlações em função do número de golpes SPT, N_{spt} , como a do Japão, apresentada a seguir.

$$E = 678 N_{spt}^{0,99} \text{ (kPa)} \quad (4.23)$$

Notifica-se que ao utilizar uma correlação com base no SPT é importante considerar a eficiência do equipamento na elaboração da mesma. No intuito de compatibilizar esta

nova correlação com as anteriormente apresentadas (em função de R_p do cone holandês), torna-se necessário formular N_{spt} a valores equivalentes de R_p .

Para areias finas siltosas ($R_p = 3N_{spt}$), tem-se:

$$E = 2,25R_p \quad (4.24)$$

Para areias médias ($R_p = 4N_{spt}$), tem-se:

$$E = 1,7R_p \quad (4.25)$$

Para areias grossas ($R_p = 5N_{spt}$), tem-se:

$$E = 1,35R_p \quad (4.26)$$

Também a África do Sul (Simpósio Estocolmo, 1974; citado em Folque, 1986) expressou E em função de N_{spt} :

$$E = 537(N_{spt} + 15) \text{ kPa} \quad (4.27)$$

Formula-se então N_{spt} em valores equivalentes de R_p .

Para areias finas ($R_p = 3N_{spt}$), tem-se:

$$E = 1,77R_p + 2800 \text{ (kPa)} \quad (4.28)$$

Para areias médias ($R_p = 4N_{spt}$), tem-se:

$$E = 1,35R_p + 2000 \text{ (kPa)} \quad (4.29)$$

Para areias grossas ($R_p = 5N_{spr}$), tem-se:

$$E = 1,07R_p + 1600 \text{ (kPa)} \quad (4.30)$$

Para a estimativa do módulo de elasticidade sobressai a proposta de Stroud (1989) que produziu uma relação entre E/N_{60} e o chamado grau de carregamento q/q_{ult} (razão entre a carga aplicada pela fundação e carga de ruptura do solo) com valores para solos normalmente adensados e para solos pré-adensados, conforme apresentado na Figura 4.13.

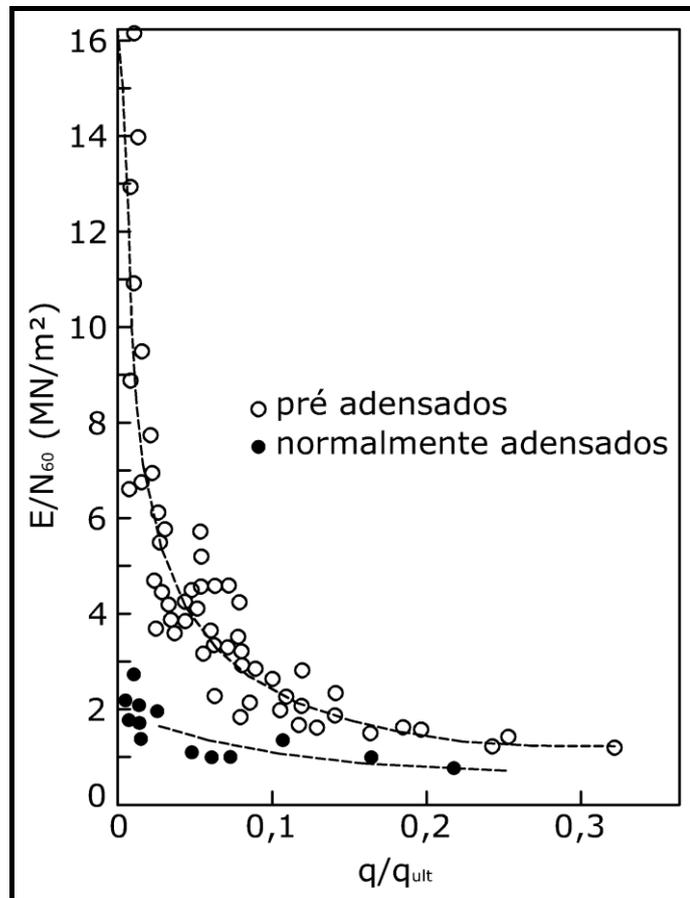


Figura 4.13 – Relação E/N_{60} e taxa de carregamento (Stroud, 1989).

O comportamento apresentado na Figura 4.13 sugere que para uma taxa de mobilização superior a 30% ($q/q_{ult} = 1/3$) a relação apresentada na Expressão (4.31) pode ser aplicada em solos argilosos normalmente adensados (Schnaid, 2000).

$$\frac{E}{N_{60}} = 1(\text{MPa}) \quad (4.31)$$

Clayton (1986), com dados de Burland e Burbidge (1985) e citado em Schnaid (2000) obteve os dados apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – E/N_{60} , solos arenosos (Clayton, 1986) apud Schnaid (2000).

N	E/N ₆₀ (MPa)		
	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, conforme a Tabela 4.6, várias formulações correlacionando o número de golpes SPT, N_{spt} (N_{55}) com o módulo de deformabilidade E_s , assimilável ao módulo de Young para diversos tipos de solo.

Tabela 4.6 – Correlações apresentadas em Bowles (2001) $E \times N_{spt}$ para diversos solos.

TIPO SOLO	SPT
Areia normalmente adensada	$E_s = 500(N_{spt} + 15)$
	$E_s = 700 \sqrt{N_{spt}}$
	$E_s = 6000N_{spt}$
	$E_s = (15000 \text{ a } 22000) \times \ln N_{spt}$
Areia saturada	$E_s = 250(N_{spt} + 15)$
Todas as areias normalmente adensadas	$E_s = (2600 \text{ a } 2900)N_{spt}$
Areia sobreadensada	$E_s = 40000 + 1050N_{spt}$
	$E_{s(OCR)} = E_s \sqrt{OCR}$
Areia cascalhosa	$E_s = 1200(N_{spt} + 6)$
	$E_s = 600(N_{spt} + 6) \quad N_{spt} \leq 15$
	$E_s = 600(N_{spt} + 6) + 2000 N_{spt} \leq 15$
Areia argilosa	$E_s = 320(N_{spt} + 15)$
Siltes, siltes arenosos, siltes argilosos	$E_s = 300(N_{spt} + 6)$

Para solos pré-adensados o módulo de deformabilidade não drenado E_u e o coeficiente de variação volumétrica m_v podem ser avaliados por (Stroud e Butler, 1975):

$$m_v = 450N_{60} \text{ em } (m^2/MN) \quad (4.32)$$

Reescrevendo a Equação 2.42, tem-se:

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 1(\text{MPa}) \quad (4.33)$$

Para $q/q_{ult} < 0.1$ a rigidez cresce resultando em

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 6,3 \text{ a } 10,4(\text{MPa}) \quad (4.34)$$

A Tabela 4.7 apresenta relações entre o N_{spt} e a razão entre módulos de deformabilidade e resistência não drenada para argilas (Massad, 1981; citado em Hachichi, 1998).

Tabela 4.7 – Relação N_{spt} x módulo de deformabilidade e N_{spt} /resistência não drenada para argilas, Massad (1981; citado em Hachichi, 1998).

SOLO	SPT	E_t/S_u	E_v/S_u	E_{50}/S_u
Argilas porosas vermelhas	2 a 8	600 (300 a 1000)	120 (80 a 160)	480 (200 a 1000)
Argilas rijas vermelhas	11 a 19	520 (340 a 740)	170 (100 a 200)	420 (120 a 600)
Argilas variegadas	> 6	400 (300 a 600)	154 (120 a 200)	290 (140 a 600)
Argilas duras e verdes	> 19	-	-	230

4.3.3 – Relação entre E e E_u no CPT e CPTU

O módulo de deformabilidade não drenado (E_u) é dependente de fatores como história de tensões, nível de deformações cisalhantes, velocidade de carregamento e de

dissipação da poropressão. Sendo o cone insensível a estes fatores, as correlações a seguir discorridas devem ser utilizadas com parcimônia (Schnaid, 2000).

A metodologia sugerida consiste em prever o valor de S_u por meio dos valores medidos de q_t e estimar E_u em correlações do tipo:

$$E_u = nS_u \quad (4.35)$$

Duncan e Buchignani (1976), citado em Schnaid (2000) apresentam a abordagem da Figura. 4.14 onde a história de tensões e o índice de plasticidade são requisitos indispensáveis.

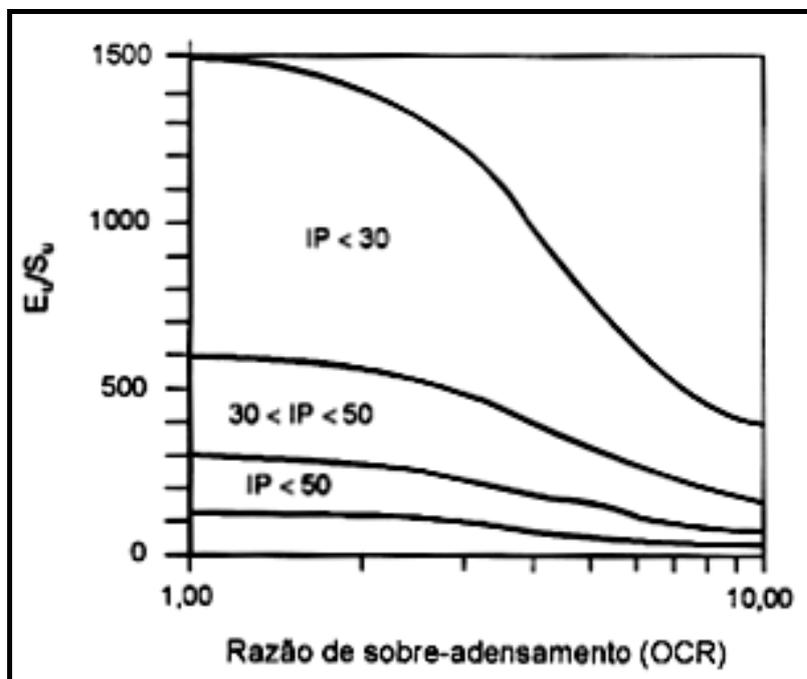


Figura 4.14 – Abordagem de Duncan e Buchignani (1976) envolvendo E_u , S_u , IP e OCR, citado em Schnaid (2000).

Apesar das dificuldades do cone fornecer medidas precisas de deformabilidade, conforme discorrido anteriormente, Baldi e outros. (1981) propõem uma equação para o módulo E_{25} (para 25% da tensão desviadora máxima), conforme abordado em Schnaid(2000):

$$E_{25} = 1.5 q_c \quad (4.36)$$

Bowles (2001) apresenta várias formulações correlacionando a resistência de ponta q_c com o módulo de deformabilidade E , conforme resumido na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Correlações $E \times q_c$ (CPT) apresentadas em Bowles (2001).

CORREL. MOD. ELAST. $E \times q_c$ (CPT) DIVERSOS SOLOS	
TIPO SOLO	CPT
Areia normalmente adensada	$E_s = (2 \text{ a } 4) q_u$ $E_s = 8000 \sqrt{q_c}$ $E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$ $E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Areia Saturada	$E_s = Fq_c$ $e = 1.0 \quad F = 3.5$ $e = 0.6 \quad F = 7.0$
Areia sobreadensada	$E_s = (6 \text{ a } 30)q_c$
Areias argilosas	$E_s = (3 \text{ a } 6)q_c$
Siltes, siltes arenosos ou siltes argilosos	$E_s = (1 \text{ a } 2)q_c$ <i>Se $q_c < 2500\text{KPa}$ usar $E_s^I = 2.5q_c$</i> <i>Se $2500 < q_c < 5000\text{KPa}$ usar $E_s^I = 4q_c + 5000$</i> <i>Onde $E_s^I = \text{Módulo confinado} = \frac{E_s(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \frac{1}{m_v}$</i>
Argilas moles ou siltes argilosos	$E_s = (3 \text{ a } 8)q_c$

4.4 – HISTÓRIA DE TENSÕES: RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO OCR

4.4.1 – Relação entre OCR e SPT

A Figura 4.15 apresenta correlações de N_{spt} com a densidade relativa e com ângulo de atrito ϕ' para várias razões de sobreadensamento. A desconsideração dos efeitos do nível de tensões proporciona a obtenção de valores de D_r e ϕ' superiores aos valores reais conforme analisado por Schnaid e Milititsky (1995), citado em Schnaid (2000).

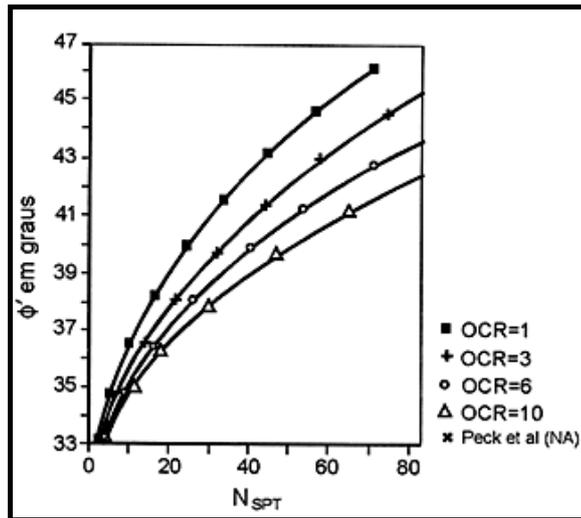


Figura 4.15 – N_{SPT} em função do ângulo de atrito para diversas razões de sobreadensamento (Schnaid e Milititsky, 1995; citado em Schnaid, 2000).

4.4.2 – Relação entre o OCR e CPT/CPTU

Segundo Schnaid (2000) o valor da pressão de pré-adensamento σ'_{vm} do solo é fundamental à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. Se o solo for carregado abaixo de σ'_{vm} as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, por outro lado carregamentos maiores que σ'_{vm} acarretam deformações plásticas, irreversíveis e de grande magnitude.

Existem várias proposições na literatura para estimativa da história de tensões, Schnaid (2000) recomenda a abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), baseada em mais de 1200 resultados de piezocone, aplicada à determinação da pressão de pré-adensamento, ou diretamente da razão de sobreadensamento OCR ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$):

$$OCR = 0.305(q_t - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo} \quad (4.37)$$

$$OCR = 0.53(q_t - u_2) / \sigma_{vo} \quad (4.38)$$

Sendo:

OCR = razão de sobreadensamento ($\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo}$);

q_t = resistência total real no ensaio cone;

σ_{v0} - tensão vertical *in situ* total;

σ'_{v0} - tensão vertical *in situ* efetiva;

u_2 - pressão neutra medida na base do cone ;

σ'_{vm} - tensão de pré-densamento

Segundo Schnaid (2000) esta é uma correlação estatística que necessita de validação para condições e solos brasileiros. Um exemplo de aplicação é apresentado também por ele na Figura 4.16, na qual aparecem valores previstos através do CPTU, medidos em ensaios de adensamento e também valores estabelecidos através da proposição de Mayne e Mitchel (1988) para ensaios de palheta. As previsões de OCR são semelhantes para as três abordagens utilizadas. Nota-se a presença de uma crosta pré-adensada (OCR > 1), seguindo-se de uma camada normalmente adensada (OCR ~ 1) até a profundidade de aproximadamente 8 metros.

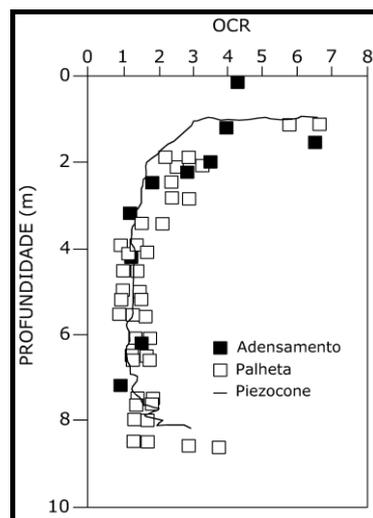


Figura 4.16 – OCR em função da profundidade em três previsões distintas para Porto Alegre (Schnaid, 2000).

De acordo com Schnaid (2000), a semelhança entre o parâmetro B_q e o parâmetro A de Skempton (1954) parece sugerir que a variação nas medidas de B_q possam estar associadas ao OCR (Wroth, 1984; Houlsby, 1988; Chen & Mayne, 1996). Resultados de

ensaios realizados no Brasil foram compilados com o objetivo de avaliar a aplicabilidade deste conceito. Os resultados são apresentados na Figura 4.17, na qual se observa uma tendência de redução de B_q com o aumento de OCR. Porém a dispersão observada nos resultados experimentais não permite o uso direto dessa correlação na estimativa de OCR (Schnaid, 2000).

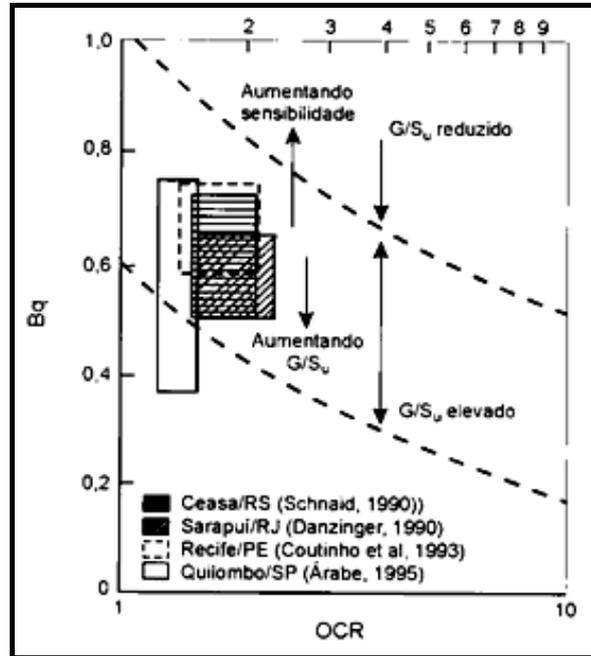


Figura 4.17 – OCR em função de B_q para argilas brasileiras (Schnaid, 2000).

Schnaid (2000) cita ainda que existe uma relação entre S_u e OCR que pode indicar as características geotécnicas do local em estudo. Para depósitos de argilas normalmente adensadas (NA) a razão entre S_u/σ'_{v0} é da ordem de 0,25 (Bjerrum, 1973); este valor é considerado conservador e valores inferiores corresponderiam a solos em adensamento ou, mais provavelmente, a amolgamento do solo quando da determinação de S_u . Valores superiores a 0,25 indicam pré-adensamento do solo, conforme trabalhos clássicos de Teoria do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1962; Ladd e outros, 1971):

$$\frac{\left[S_u / \sigma'_{v0} \right]_{PA}}{\left[S_u / \sigma'_{v0} \right]_{NA}} = OCR^\Lambda \quad (4.39)$$

Sendo:

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva;

S_u - resistência ao cisalhamento não drenada;

NA - solo normalmente adensado;

PA - solo pré-adensado;

Λ - valor obtido em ensaios de laboratório

A Expressão 2.50 foi simplificada por Jamiolkowski e outros (1985) citado em Schnaid (2000):

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = 0,23OCR^{0,8} \quad (4.40)$$

ou ainda segundo Mesri (1975):

$$S_u = 0,22\sigma'_{vm} \quad (4.41)$$

Schnaid (2000) apresenta um exemplo de aplicação, no qual a razão S_u / σ'_{v0} é associada ao índice de plasticidade IP. Observa-se na Figura 4.18 uma boa distribuição de pontos em relação à proposição de Bjerrum (1973), indicando um solo ligeiramente sobre-adensado (PA) ao longo do perfil e a presença de uma crosta PA junto à superfície.

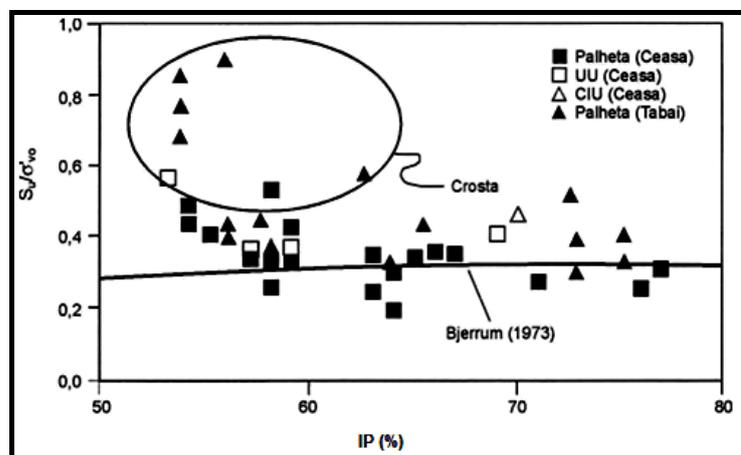


Figura 4.18 – Comportamento S_u / σ'_{v0} e IP para argilas de Porto Alegre (Schnaid, 2000).

CAPÍTULO 5

ESTUDO COMPARATIVO DOS ENSAIOS PDL, SPT E TRIAXIAIS REALIZADOS EM SOLO ARGILOSO

5.1 – INVESTIGAÇÕES DE CAMPO E LABORATÓRIO

5.1.1 – Introdução

O estudo que se apresenta tem por objetivo buscar novas correlações geotécnicas, especialmente para solos argilosos compressíveis, e avaliar algumas correlações já apresentadas na literatura. Assim, dois sítios foram escolhidos para o desenvolvimento destes estudos, a saber: Sítio 1 – área de expansão da empresa ‘Massas Vilma’ situado em Contagem/MG e Sítio 2 – área de implantação de Posto de Pesagem Heliadora, situado na rodovia MG-458.

5.1.2 – Sítio 1 – Área de expansão da empresa ‘Massas Vilma’

Este sítio é um terreno da Indústria Vilma, localizado na cidade de Contagem/MG , conforme apresentado na Figura 5.1.

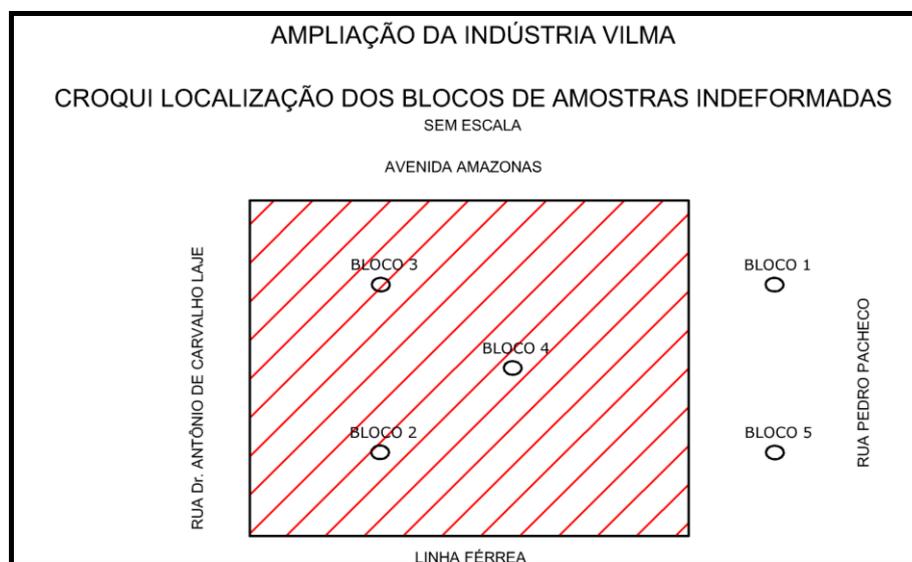


Figura 5.1 – Localização da coleta dos blocos indeformados

Neste local existe uma camada argilosa mole de fundação, com espessura de até 6,00m e N_{spt} médio de 4,4. Sobrejacente a esta camada, prevê-se a construção de um aterro compactado, seguido de piso, projetados para suportar a sobrecarga de utilização (produtos e insumos) desta nova Central de Distribuição da Indústria Vilma. A sobrecarga sobre a camada argilosa foi calculada em 65kPa, representando as cargas induzidas pelo aterro, pelo piso e pelos produtos armazenados.

Foi elaborado um Plano de Trabalho englobando prospecções, ensaios e análises. Neste sítio foram retirados cinco blocos indeformados (as Figuras 5.2 a 5.4 apresentam as fases de coleta e acondicionamento dos blocos); em quatro destes blocos, foram coletadas amostras para a realização de ensaios triaxiais do tipo UU (não consolidado não drenado) e ensaios de adensamento edométricos (com determinação da permeabilidade). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais da Cemig (Centrais Elétricas de Minas Gerais). Complementando a investigação, foram realizadas três sondagens PDL ao lado dos locais de retirada de cada bloco, sondagens SPT nas imediações dos mesmos, determinação da densidade e umidade 'in situ', além de ensaios de granulometria e compactação na energia Proctor Normal do solo de fundação.



Figura 5.2 – Vista geral da área e escavação para retirada de blocos indeformados.



Figura 5.3 – Abertura de poço e coleta de bloco indeformado.



Figura 5.4 – Acondicionamento dos blocos indeformados.

Com base no volume de informações de campo e laboratório, foi desenvolvido um estudo comparativo amplo em busca de possíveis correlações entre as sondagens e os resultados dos ensaios de laboratório. As sondagens a percussão inicialmente executadas indicaram:

- presença de camada em argila siltosa de consistência muito mole a mole, cor vermelha muito escura, profundidades de até 7,65m no SP-03. Trata-se provavelmente de um alúvio/colúvio ou de um aterro/bota-fora, executado sem compactação nos primórdios da urbanização da cidade de Contagem, dada à presença de resíduos urbanos diversos (pneus, barras de ferro, etc.), constatados durante a execução de poços de coleta de amostras indeformadas;

- segue-se uma camada pouco espessa de até 2,00m em argila siltosa com pedregulhos de hematita (minério de ferro), consistência rija a dura, cor vermelha;

- em maior profundidade, o solo residual em silte arenoso (areia média a fina), medianamente compacto a compacto, cor amarelo e rosa, gradando a solo proveniente da decomposição 'in situ' da rocha matriz caulínica, compacta a muito compacta, de cor variegada (acinzentada).

- o nível d'água ou não foi detectado ou foi detectado a profundidades variáveis entre 9,33 e 13,32 m – agosto a início de outubro/2007).

As sondagens realizadas posteriormente (junho de 2008), após concluído o aterro de elevação de cotas para implantação do galpão, apresentam o nível do lençol freático um pouco mais superficial, entre 7,80 e 10,05m, e o mesmo perfil geológico-geotécnico acima descrito.

5.1.3 – Sítio 2 – Área de Implantação do Posto de Pesagem de Heliadora/MG-458

O Sítio 2 está localizado na rodovia MG-458, trecho do entroncamento BR-381 – entroncamento MG-456, nas proximidades das cidades de Careagu e Heliadora (Sul de Minas Gerais).

Trata-se de uma área lindeira (adjacente) às margens da rodovia, a ser utilizada para a implantação do Posto de Pesagem de Heliadora, onde serão executados aterros sobre uma baixada com depósito sedimentar de solo compressível (Figura 5.5).



Figura 5.5 – Vista geral da área alagadiça margeando a rodovia.

No Sítio 2, foram coletadas três amostras por meio de amostrador de parede fina do tipo *Shelby*. Nestas amostras, foram realizados ensaios triaxiais do tipo CD (consolidado drenado) e CU (consolidado não drenado), além de ensaios de adensamento edométrico. Estes ensaios foram realizados no Laboratório da Escola de Minas da UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto). Complementando a investigação deste sítio, três sondagens PDL e uma sondagem SPT foram realizadas próximas a cada um dos locais de coleta, totalizando nove sondagens PDL e três SPT.

As três sondagens a percussão executadas indicaram:

- presença de camada em argila arenosa de consistência média, cor marrom, profundidades de até 3,50m a 4,00m (no SP-06), devendo tratar-se de uma camada de aluvião;

- segue-se uma camada de argila arenosa (areia muito fina) pouco siltosa, micácea, consistência média a rija e cor rosa, até às profundidades de 6,50 a 8,00m;
- em maior profundidade, ocorre um solo residual em silte arenoso (areia média a fina), gradando de medianamente compacto a muito compacto, cores rosa, cinza e marrom;
- o nível d'água local não foi detectado ou foi encontrado até uma profundidade de 13,50m em junho/2008.

5.2 – ESTUDOS E CORRELAÇÕES

5.2.1 – Metodologia

Os estudos foram elaborados tendo como ponto de referência os ensaios triaxiais realizados. Isto se deve às características gerais destes ensaios que possibilitam, em condições normatizadas, a obtenção dos parâmetros de resistência totais e efetivos dos solos, assim como os parâmetros de deformabilidade. Como ferramentas de apoio para tratamento dos dados, foram utilizadas planilhas Excel. Este instrumento computacional permitiu agilização nos cálculos, apresentação de informações estatísticas e elaboração de gráficos dentre outros artifícios. A Tabela 5.1 apresenta os parâmetros fixos adotados para os estudos e correlações.

Tabela 5.1 – Parâmetros fixos adotados.

Descrição	Valor
M – massa do peso batente do PDL (kN)	0,10
H – altura de queda do peso batente (m)	0,50
S – seção da ponteira (m ²)	0,001
P – peso total do PDL (kN)	0,0496
e – espessura do segmento de haste cravado a cada anotação (m)	0,20
p – peso unitário da haste do PDL (kN)	0,0157
α_{PDL} – coeficiente de transformação esforço dinâmico em estático	0,5
FS – fator de segurança	1

Os resultados dos ensaios triaxiais dos dois sítios estão apresentados na Tabela 5.2. Na última coluna, apresentam-se os valores dos módulos de deformabilidade não drenados, obtidos de forma secante a 50% do pico da resistência (E_{u50}). Estes valores foram calculados para o menor nível de tensão confinante, permitindo uma melhor avaliação para as correlações, uma vez que as amostras foram removidas a poucos metros de profundidade. Os ensaios CU, realizados no local do Sítio 2 - Heliadora, foram executados de forma convencional em amostras saturadas.

Por outro lado, os ensaios UU do Sítio 1 – Vilma foram realizados em amostras na umidade natural. Ensaio de compactação neste material mostraram que a umidade natural apresenta-se acima da umidade ótima. Este procedimento permitiu avaliar os parâmetros totais de forma similar às condições de campo, por meio de uma envoltória total de resistência.

Tabela 5.2 – Parâmetros de resistência e elásticos.

Descrição	Ensaio	γ	c'	ϕ'	c	ϕ	E_{u50}
Heliadora Estaca 16	CU	19,07	0,0	32,7	36,1	19,4	13
Heliadora Estaca 11+10	CU	20,83	11,2	25,5	46,9	7,6	10
Heliadora Estaca 6+18	CU	17,50	2,5	26,7	49,6	4,8	11
Vilma Bloco 2	UU _{nat}	15,43	29,0	27,3	34,0	13,7	5*
Vilma Bloco 3	UU _{nat}	18,00	30,0	28,9	30,0	19,8	22**
Vilma Bloco 4	UU _{nat}	18,35	34,0	26,4	42,0	12,9	14
Vilma Bloco 5	UU _{nat}	17,80	21,0	23,2	35,0	8,7	10

Os resultados ilustram, de forma geral, valores de coesão total da ordem de 30 a 50kPa e ângulos de atrito, em termos de tensões totais, da ordem de 5 a 20°, que são bastante característicos de solos argilosos. Os valores dos módulos de elasticidade variaram entre 10 e 14 MPa, exceto para as amostras Vilma Bloco 2 e Vilma Bloco 3. As curvas tensão deformação dos ensaios são bastante consistentes com estes resultados, pois caracterizam material fofo e tipicamente concrecionado, para os Blocos 2 e 3, respectivamente.

5.2.2 – Vilma – Bloco 2

Para este bloco do Sítio 1, os resultados dos três ensaios PDL estão apresentados na Tabela 5.3. Neste sítio, as sondagens SPT 06 e SPT 12 indicaram a presença de solo argila siltosa de consistência muito mole a rija até a profundidade de 6 metros.

Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 2.

z (m)	N1	N2	N3	N _{médio}	R _D (kPa)	α_{PDL}	R _E (kPa)	FS	R _p (kPa)
0,60	13	11	12	12,00	1814,88	0,5	907,44	1	907,44
0,80	13	11	12	12,00	1814,88	0,5	907,44	1	907,44
1,00	13	11	12	12,00	1814,88	0,5	907,44	1	907,44
1,20	13	11	12	12,00	1657,46	0,5	828,73	1	828,73
1,40	13	9	10	10,67	1473,30	0,5	736,65	1	736,65
1,60	8	7	9	8,00	1104,97	0,5	552,49	1	552,49
1,80	8	7	9	8,00	1104,97	0,5	552,49	1	552,49
2,00	7	8	7	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
2,20	5	8	7	6,67	847,31	0,5	423,66	1	423,66
2,40	7	9	7	7,67	974,41	0,5	487,21	1	487,21
2,60	6	8	6	6,67	847,31	0,5	423,66	1	423,66
2,80	7	7	6	6,67	847,31	0,5	423,66	1	423,66
3,00	5	7	6	6,00	762,58	0,5	381,29	1	381,29
3,20	6	7	8	7,00	823,92	0,5	411,96	1	411,96
3,40	7	10	10	9,00	1059,32	0,5	529,66	1	529,66
3,60	7	12	15	11,33	1333,96	0,5	666,98	1	666,98
3,80	8	13	19	13,33	1569,37	0,5	784,68	1	784,68
4,00	9	25	25	19,67	2314,81	0,5	1157,41	1	1157,41

Na Tabela 5.4, apresentam-se os valores das resistências não drenadas.

Tabela 5.4 – Cálculo de S_u, Vilma, Bloco 2.

z(m)	σ_{v0}	S _u (kPa) - N _p =10	S _u (kPa) - N _p =15	S _u (kPa) - UU
0,20	3,09			33,58
0,40	6,17			34,13
0,60	9,26	89,82	59,88	34,68
0,80	12,34	89,51	59,67	35,23
1,00	15,43	89,20	59,47	35,77
1,20	18,52	81,02	54,01	36,32
1,40	21,60	71,50	47,67	36,87
1,60	24,69	52,78	35,19	37,42
1,80	27,77	52,47	34,98	37,97
2,00	30,86	47,56	31,71	38,51
2,20	33,95	38,97	25,98	39,06
2,40	37,03	45,02	30,01	39,61
2,60	40,12	38,35	25,57	40,16
2,80	43,20	38,05	25,36	40,71
3,00	46,29	33,50	22,33	41,26
3,20	49,38	36,26	24,17	41,80
3,40	52,46	47,72	31,81	42,35
3,60	55,55	61,14	40,76	42,90
3,80	58,63	72,60	48,40	43,45
4,00	61,72	109,57	73,05	44,00

Os resultados apresentados na Tabela 5.4 estão ilustrados na Figura 5.6. O comportamento de S_u com base no PDL mostra inicialmente que a argila siltosa apresenta resistência decrescente com a profundidade até 3,00m. Este comportamento sugere que este material está pré-adensado até esta cota. O ensaio UU mostra valores consistentes para o trecho de retirada da amostra, situado próximo da profundidade 2m.

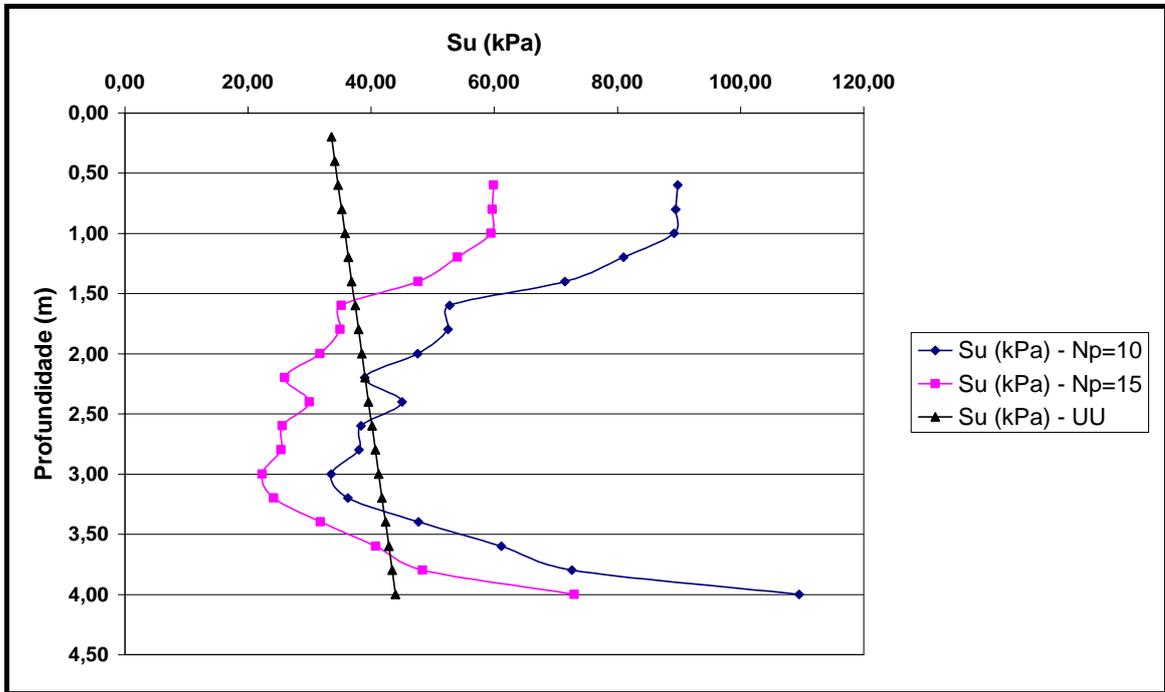


Figura 5.6 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 2.

Na Tabela 5.5 tem-se as correlações já definidas, obtidas para este Bloco 2.

Tabela 5.5 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 2.

z(m)	N	SPT	N/N _{spt}	S_u (triaxial)/N _{spt}	S_u (PDL)/ N _{spt}	S_u (triaxial)/N
1,60	8,00	5,0	1,60	7,48	8,80	4,68
1,80	8,00	5,0	1,60	7,59	8,75	4,75
2,00	7,33	5,0	1,47	7,70	7,93	5,25
2,20	6,67	3,5	1,90	11,16	9,28	5,86
2,40	7,67	3,5	2,19	11,32	10,72	5,17
Média	7,53	4,40	1,75	9,05	9,09	5,14

5.2.3 – Vilma – Bloco 3

Para este bloco, os resultados dos três ensaios PDL estão apresentados na Tabela 5.6. Neste local os ensaios PDL foram iniciados na cota 0,60m. Nesta região o solo foi caracterizado pela sondagem SPT 05 como argila siltosa de consistência muito mole.

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 3.

z (m)	N1	N2	N3	N _{médio}	R _D (kPa)	α_{PDL}	R _E (kPa)	FS	R _p (kPa)
0,60	9	8	7	8,00	1209,92	0,5	604,96	1	604,96
0,80	9	8	7	8,00	1209,92	0,5	604,96	1	604,96
1,00	9	8	7	8,00	1209,92	0,5	604,96	1	604,96
1,20	9	6	7	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
1,40	9	5	7	7,00	966,85	0,5	483,43	1	483,43
1,60	7	7	8	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
1,80	7	7	8	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
2,00	7	6	9	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
2,20	6	6	9	7,00	889,68	0,5	444,84	1	444,84
2,40	5	7	9	7,00	889,68	0,5	444,84	1	444,84
2,60	5	7	8	6,67	847,31	0,5	423,66	1	423,66
2,80	5	6	8	6,33	804,95	0,5	402,47	1	402,47
3,00	4	5	10	6,33	804,95	0,5	402,47	1	402,47
3,20	4	5	10	6,33	745,45	0,5	372,72	1	372,72
3,40	8	8	12	9,33	1098,56	0,5	549,28	1	549,28
3,60	8	15	13	12,00	1412,43	0,5	706,21	1	706,21
3,80	7	12	15	11,33	1333,96	0,5	666,98	1	666,98
4,00	9	20	20	16,33	1922,47	0,5	961,24	1	961,24
4,20	9	25	25	19,67	2155,49	0,5	1077,74	1	1077,74
4,40	7	25	36	22,67	2484,29	0,5	1242,15	1	1242,15

Na Tabela 5.7, apresentam-se os valores das resistências não drenadas.

Tabela 5.7 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 3.

$z(m)$	σ_{v0}	S_u (kPa) - $N_p=10$	S_u (kPa) - $N_p=15$	S_u (kPa) - UU
0,20	3,60			29,14
0,40	7,20			30,06
0,60	10,80	59,42	39,61	30,97
0,80	14,40	59,06	39,37	31,88
1,00	18,00	58,70	39,13	32,80
1,20	21,60	48,48	32,32	33,71
1,40	25,20	45,82	30,55	34,63
1,60	28,80	47,76	31,84	35,54
1,80	32,40	47,40	31,60	36,46
2,00	36,00	47,04	31,36	37,37
2,20	39,60	40,52	27,02	38,29
2,40	43,20	40,16	26,78	39,20
2,60	46,80	37,69	25,12	40,12
2,80	50,40	35,21	23,47	41,03
3,00	54,00	34,85	23,23	41,95
3,20	57,60	31,51	21,01	42,86
3,40	61,20	48,81	32,54	43,77
3,60	64,80	64,14	42,76	44,69
3,80	68,40	59,86	39,91	45,60
4,00	72,00	88,92	59,28	46,52
4,20	75,60	100,21	66,81	47,43
4,40	79,20	116,29	77,53	48,35

Os resultados apresentados na Tabela 5.7 estão ilustrados na Figura 5.7. De forma similar ao caso anterior, o comportamento mostra boa convergência entre as resistências não drenadas na faixa de profundidade de 1,60m a 2,40m, faixa correspondente à coleta das amostras indeformadas.

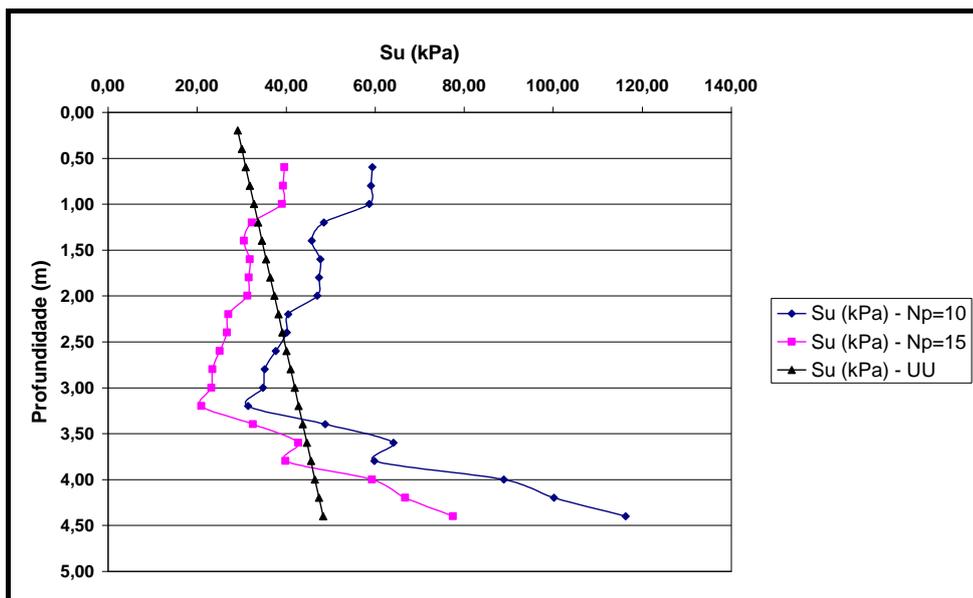


Figura 5.7 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 3.

Na Tabela 5.8 tem-se as correlações já definidas, obtidas para este Bloco 3, na zona de coleta.

Tabela 5.8 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 3.

z(m)	N	SPT	N/N _{spt}	S_u (triaxial)/N _{spt}	S_u (PDL)/ N _{spt}	S_u (triaxial)/N
1,60	7,33	2,0	3,67	17,77	19,90	4,85
1,80	7,33	2,0	3,67	18,23	19,75	4,97
2,00	7,33	2,0	3,67	18,69	19,60	5,10
2,20	7,00	2,0	3,50	19,14	16,88	5,47
2,40	7,00	2,0	3,50	19,60	16,73	5,60
Média	7,20	2,00	3,60	18,69	18,58	5,20

5.2.4 – Vilma – Bloco 4

Para este bloco, os resultados dos três ensaios PDL estão apresentados na Tabela 5.9. Nesta região o solo foi caracterizado pelas sondagens SPT 08, 10 e 11, como sendo uma argila siltosa de consistência mole a muito mole.

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 4.

z (m)	N1	N2	N3	N _{médio}	R _D (kPa)	α_{PDL}	R _E (kPa)	FS	R _p (kPa)
1,40	10	8	10	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
1,60	10	8	10	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
1,80	10	8	10	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
2,00	10	8	10	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
2,20	10	8	10	9,33	1186,24	0,5	593,12	1	593,12
2,40	10	8	8	8,67	1101,51	0,5	550,75	1	550,75
2,60	10	6	9	8,33	1059,14	0,5	529,57	1	529,57
2,80	10	10	7	9,00	1143,87	0,5	571,94	1	571,94
3,00	10	10	7	9,00	1143,87	0,5	571,94	1	571,94
3,20	10	9	12	10,33	1216,26	0,5	608,13	1	608,13
3,40	7	9	8	8,00	941,62	0,5	470,81	1	470,81
3,60	6	7	8	7,00	823,92	0,5	411,96	1	411,96
3,80	8	8	8	8,00	941,62	0,5	470,81	1	470,81
4,00	6	8	9	7,67	902,39	0,5	451,19	1	451,19
4,20	6	8	9	7,67	840,27	0,5	420,14	1	420,14
4,40	7	12	11	10,00	1096,01	0,5	548,01	1	548,01
4,60	8	16	11	11,67	1278,68	0,5	639,34	1	639,34
4,80	9	20	11	13,33	1461,35	0,5	730,67	1	730,67
5,00	9	25	12	15,33	1680,55	0,5	840,27	1	840,27

Na Tabela 5.10, apresentam-se os valores das resistências não drenadas.

Tabela 5.10 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 4.

$z(m)$	σ_{v0}	S_u (kPa) - $N_p=10$	S_u (kPa) - $N_p=15$	S_u (kPa) - UU
0,20	3,67			41,55
0,40	7,34			42,17
0,60	11,01			42,78
0,80	14,68			43,40
1,00	18,35			44,01
1,20	22,02			44,63
1,40	25,69	61,89	41,26	45,24
1,60	29,36	61,52	41,01	45,86
1,80	33,03	61,15	40,77	46,47
2,00	36,70	60,79	40,52	47,08
2,20	40,37	55,27	36,85	47,70
2,40	44,04	50,67	33,78	48,31
2,60	47,71	48,19	32,12	48,93
2,80	51,38	52,06	34,70	49,54
3,00	55,05	51,69	34,46	50,16
3,20	58,72	54,94	36,63	50,77
3,40	62,39	40,84	27,23	51,39
3,60	66,06	34,59	23,06	52,00
3,80	69,73	40,11	26,74	52,62
4,00	73,40	37,78	25,19	53,23
4,20	77,07	34,31	22,87	53,84
4,40	80,74	46,73	31,15	54,46
4,60	84,41	55,49	37,00	55,07
4,80	88,08	64,26	42,84	55,69
5,00	91,75	74,85	49,90	56,30

Os resultados apresentados na Tabela 5.10 estão ilustrados na Figura 5.8. De forma similar aos casos anteriores, o comportamento mostra boa convergência entre as resistências não drenadas na faixa de profundidade aqui de 2,10m a 3,50m, dentro da faixa de coleta.

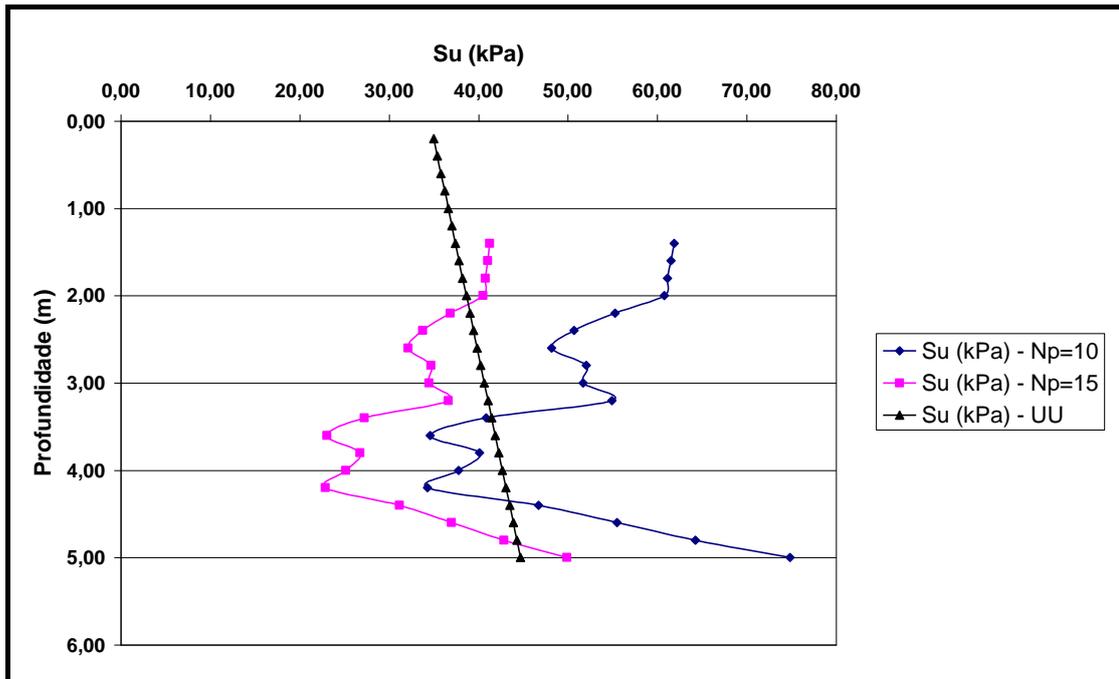


Figura 5.8 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 4.

Na Tabela 5.11 tem-se as correlações já definidas, obtidas para este Bloco 4 na zona de coleta.

Tabela 5.11 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 4.

z(m)	N	SPT	N/N _{spt}	S_u (triaxial)/N _{spt}	S_u (PDL)/ N _{spt}	S_u (triaxial)/N
1,60	9,33	4,3	2,15	10,58	11,83	4,91
1,80	9,33	4,3	2,15	10,72	11,76	4,98
2,00	9,33	4,3	2,15	10,87	11,69	5,04
2,20	9,33	4,0	2,33	11,92	11,52	5,11
2,40	8,67	4,0	2,17	12,08	10,56	5,57
Média	9,20	4,20	2,19	11,24	11,47	5,12

5.2.5 – Vilma – Bloco 5

Para este bloco, os resultados dos três ensaios PDL estão apresentados na Tabela 5.12. As sondagens SPT 08 e SPT 10 caracterizaram o solo como argila siltosa de consistência muito mole a rija e argila arenosa de consistência mole, respectivamente.

Tabela 5.12 – Resultados dos ensaios PDL, Vilma Bloco 5.

z (m)	N1	N2	N3	N _{médio}	R _D (kPa)	α_{PDL}	R _E (kPa)	FS	R _p (kPa)
1,00	13	8	7	9,33	1411,57	0,5	705,79	1	705,79
1,20	13	8	7	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
1,40	13	8	7	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
1,60	13	8	7	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
1,80	13	8	7	9,33	1289,13	0,5	644,57	1	644,57
2,00	13	8	8	9,67	1335,17	0,5	667,59	1	667,59
2,20	10	7	9	8,67	1101,51	0,5	550,75	1	550,75
2,40	10	8	9	9,00	1143,87	0,5	571,94	1	571,94
2,60	9	9	9	9,00	1143,87	0,5	571,94	1	571,94
2,80	9	10	11	10,00	1270,97	0,5	635,49	1	635,49
3,00	8	12	12	10,67	1355,70	0,5	677,85	1	677,85
3,20	7	12	13	10,67	1255,49	0,5	627,75	1	627,75
3,40	7	15	16	12,67	1490,90	0,5	745,45	1	745,45
3,60	6	15	18	13,00	1530,13	0,5	765,07	1	765,07
3,80	5	12	18	11,67	1373,20	0,5	686,60	1	686,60
4,00	4	13	15	10,67	1255,49	0,5	627,75	1	627,75
4,20	5	13	15	11,00	1205,61	0,5	602,81	1	602,81
4,40	6	15	16	12,33	1351,75	0,5	675,87	1	675,87
4,60	8	20	16	14,67	1607,48	0,5	803,74	1	803,74
4,80	10	25	19	18,00	1972,82	0,5	986,41	1	986,41
5,00	10	35	23	22,67	2484,29	0,5	1242,15	1	1242,15

Na Tabela 5.13, apresentam-se os valores das resistências não drenadas.

Tabela 5.13 – Cálculo de S_u , Vilma, Bloco 5.

$z(m)$	σ_{v0}	S_u (kPa) - $N_p=10$	S_u (kPa) - $N_p=15$	S_u (kPa) - UU
0,20	3,56			35,00
0,40	7,12			35,41
0,60	10,68			35,81
0,80	14,24			36,21
1,00	17,80	68,80	45,87	36,62
1,20	21,36	62,32	41,55	37,02
1,40	24,92	61,96	41,31	37,42
1,60	28,48	61,61	41,07	37,83
1,80	32,04	61,25	40,84	38,23
2,00	35,60	63,20	42,13	38,64
2,20	39,16	51,16	34,11	39,04
2,40	42,72	52,92	35,28	39,44
2,60	46,28	52,57	35,04	39,85
2,80	49,84	58,56	39,04	40,25
3,00	53,40	62,45	41,63	40,66
3,20	56,96	57,08	38,05	41,06
3,40	60,52	68,49	45,66	41,46
3,60	64,08	70,10	46,73	41,87
3,80	67,64	61,90	41,26	42,27
4,00	71,20	55,65	37,10	42,67
4,20	74,76	52,80	35,20	43,08
4,40	78,32	59,76	39,84	43,48
4,60	81,88	72,19	48,12	43,89
4,80	85,44	90,10	60,06	44,29
5,00	89,00	115,31	76,88	44,69

Os resultados apresentados na Tabela 5.13 estão ilustrados na Figura 5.9. O comportamento mostra boa convergência entre as resistências não drenadas para N_p igual a 15 em grande extensão da profundidade.

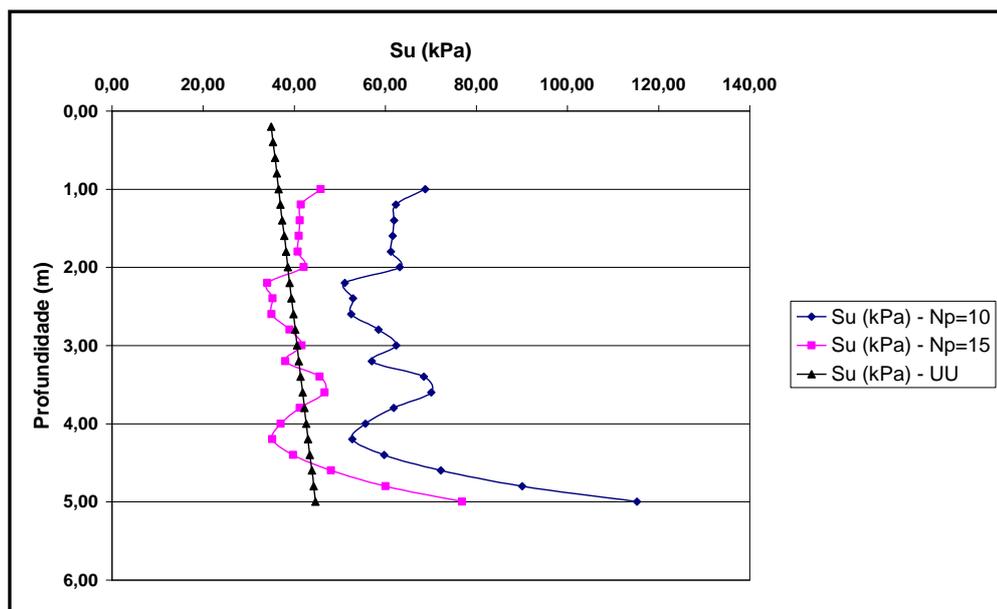


Figura 5.9 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Vilma, Bloco 5.

Na Tabela 5.14 tem-se as correlações já definidas, obtidas para este Bloco 5.

Tabela 5.14 – Correlações obtidas na zona de coleta – Bloco 5.

z(m)	N	SPT	N/N_{SPT}	S_u (triaxial)/ N_{SPT}	S_u (PDL)/ N_{SPT}	S_u (triaxial)/N
1,60	9,33	5,5	1,70	6,88	9,33	4,05
1,80	9,33	5,5	1,70	6,95	9,28	4,10
2,00	9,67	5,5	1,76	7,02	9,58	4,00
2,20	8,67	4,0	2,17	9,76	10,66	4,50
2,40	9,00	4,0	2,25	9,86	11,03	4,38
2,60	9,00	4,0	2,25	9,96	10,95	4,43
2,80	22,67	3,0	7,56	14,90	16,54	1,97
Média	9.20	4.20	1.91	8.09	9.97	4.21

5.2.6 – Resumo das Correlações Obtidas no Sítio 1 – Massas Vilma

Na Tabela 5.15 apresenta-se resumo com a média dos resultados obtidos nos quatro blocos para os solos do Sítio 1, para fins de melhor esclarecimento ou visualização dos estudos efetuados neste lote. Notifica-se que para o cálculo das médias associadas ao SPT não foi considerado o Bloco 3 que apresentou SPT divergente em relação aos demais blocos.

Tabela 5.15 – Médias das correlações obtidas nas zonas de coleta – Massas Vilma.

Bloco	N_{medio}	SPT	N/N_{spt}	S_u (triaxial)/ N_{spt}	S_u (PDL)/ N_{spt}	S_u (triaxial)/ N
Bloco 5	9,20	4,90	1,91	8,09	9,97	4,21
Bloco 4	9,2	4,20	2,19	11,24	11,47	5,12
Bloco 3	7,20	2,00				5,20
Bloco 2	7,53	4,40	1,75	9,05	9,09	5,14
Média	8,28	4,50	1,95	9,46	10,18	4,92

De acordo com o apresentado por Duncan e Wright (2005; depois de Terzaghi e outros, 1996), para o IP igual a 17%, valor médio determinado para o material deste sítio, a relação S_u/N_{spt} é próxima de 6, valor inferior ao encontrado na Tabela 5.15 igual a 9,46, que corrigido em função da energia, minimiza-se para 8,2.

Como resumidamente apresentado na Tabela 5.16, avaliando a relação entre q_c e R_p a média obtida neste caso, solo argila siltosa, foi igual a 1,7, contra 4,5 para o material de Heliadora, solo argila arenosa. Este resultado sugere que quanto mais fino o material, mas próximo estaria R_p de q_c .

Tabela 5.16 – Relação entre q_c e R_p – Vilma.

Amostra	Material	R_p/N_{spt}	q_c/N_{spt}	q_c/R_p
Bloco 2	Argila Siltosa	117	250	2,14
Bloco 3	Argila Siltosa	241	250	1,04
Bloco 4	Argila Siltosa	146	250	1,71
Bloco 5	Argila Siltosa	130	250	1,92

5.2.7 – Heliadora – Estaca 16

Os resultados dos três ensaios PDL (N1, N2 e N3), em função da profundidade cravada (z), estão apresentados na Tabela 5.17. Os valores dos parâmetros de resistência foram calculados de acordo com a sistemática apresentada previamente no Capítulo 2. O fator de segurança foi considerado igual à unidade, para que o valor da resistência de ponta

estática fosse avaliado na condição de ruptura, no desenvolvimento das correlações. Nesta tabela e nas demais aqui apresentadas, a faixa de dados em negrito corresponde a região onde foi retirada a amostra indeformada para realização dos ensaios triaxiais. De acordo com a sondagem SPT 06, o perfil em estudo trata-se de uma argila arenosa de consistência média.

Tabela 5.17 – Resultados dos ensaios PDL – Heliadora Estaca 16.

z (m)	N1	N2	N3	N _{médio}	R _D (kPa)	α _{PDL}	R _E (kPa)	FS	R _p (kPa)
0,20	16,00	23,00	20,00	19,67	2974,39	0,5	1487,19	1	1487,19
0,40	16,00	11,00	19,00	15,33	2319,02	0,5	1159,51	1	1159,51
0,60	11,00	8,00	13,00	10,67	1613,23	0,5	806,61	1	806,61
0,80	7,00	6,00	10,00	7,67	1159,51	0,5	579,75	1	579,75
1,00	6,00	6,00	11,00	7,67	1159,51	0,5	579,75	1	579,75
1,20	9,00	5,00	7,00	7,00	966,85	0,5	483,43	1	483,43
1,40	11,00	5,00	6,00	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
1,60	10,00	3,00	6,00	6,33	874,77	0,5	437,38	1	437,38
1,80	9,00	4,00	7,00	6,67	920,81	0,5	460,41	1	460,41
2,00	9,00	7,00	8,00	8,00	1104,97	0,5	552,49	1	552,49
2,20	15,00	16,00	11,00	14,00	1779,36	0,5	889,68	1	889,68
2,40	21,00	24,00	16,00	20,33	2584,31	0,5	1292,15	1	1292,15
2,60	16,00	19,00	26,00	20,33	2584,31	0,5	1292,15	1	1292,15
2,80	23,00	12,00		17,50	2224,20	0,5	1112,10	1	1112,10
3,00	23,00	20,00		21,50	2732,59	0,5	1366,29	1	1366,29

Na Tabela 5.18, colunas 3 e 4, apresentam-se os valores da resistência não drenada, obtidos dos ensaios PDL, calculados pela Expressão 5.1, rerepresentada a seguir:

$$S_u = \frac{R_p - \sigma_0}{N_p} \quad (5.1)$$

Os valores de S_u da coluna 5 foram obtidos com base nas envoltórias de resistência total dadas pelos resultados dos ensaios triaxiais. Para cálculo da tensão horizontal, adotou-se um coeficiente no repouso K_0 igual a 0,5. Os resultados apresentados na Tabela 5.18 estão ilustrados na Figura 10.

Tabela 5.18 – Valores de S_u , dos ensaios – Heliadora Estaca 16.

z (m)	σ_{v0}	S_u (kPa) - $N_p=10$	S_u (kPa) - $N_p=15$	S_u (kPa) - UU
0,20	3,81	148,34	98,89	35,01
0,40	7,63	115,19	76,79	35,96
0,60	11,44	79,52	53,01	36,91
0,80	15,26	56,45	37,63	37,86
1,00	19,07	56,07	37,38	38,81
1,20	22,88	46,05	30,70	39,76
1,40	26,70	47,97	31,98	40,71
1,60	30,51	40,69	27,12	41,66
1,80	34,33	42,61	28,41	42,60
2,00	38,14	51,43	34,29	43,55
2,20	41,95	84,77	56,52	44,50
2,40	45,77	124,64	83,09	45,45
2,60	49,58	124,26	82,84	46,40
2,80	53,40	105,87	70,58	47,35
3,00	57,21	130,91	87,27	48,30

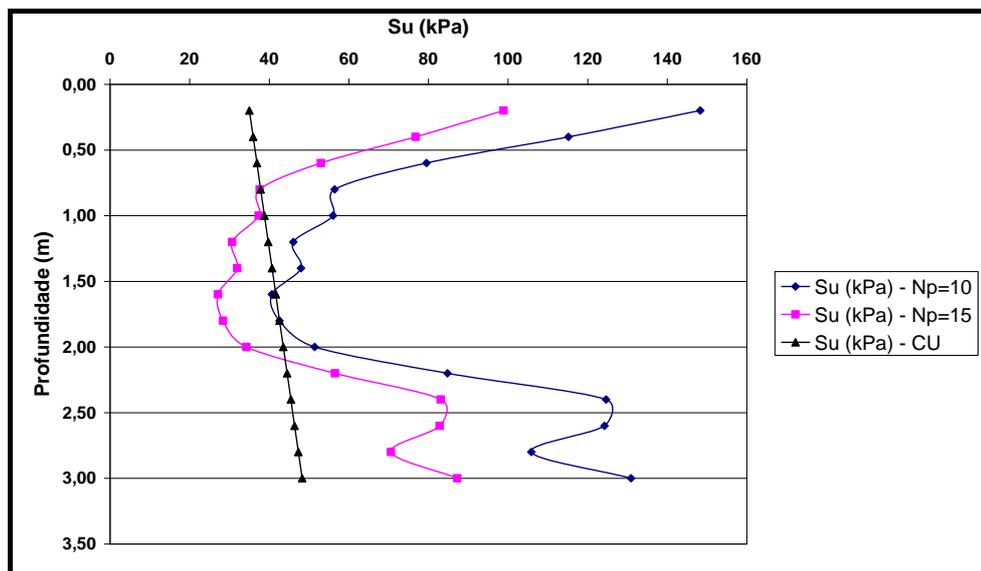


Figura 5.10 – Comparação entre valores de S_u (laboratório e PDL) – Estaca 16.

O comportamento das curvas mostra uma boa convergência entre as resistências não drenadas na faixa de coleta (0,80 a 1,40m). A não congruência na região superior está muito provavelmente associada a um elevado grau de pré-adensamento próximo à superfície. Na região inferior, abaixo de 2 metros, tem-se uma forte elevação dos

valores de R_p (Tabela 5.17), caracterizando um material mais resistente. Este comportamento típico foi observado em praticamente todos os pontos de estudo. Assim, o uso de ensaios triaxiais em solos não homogêneos e com história prévia de tensões deve ser feito com bastante cautela, para que as amostras sejam efetivamente representativas das condições reais de campo.

Com base nos resultados, foi possível estabelecer uma série de correlações de interesse prático, como apresentado na Tabela 5.19. Para melhor representatividade dos dados em comparação com os ensaios de laboratório, as correlações foram obtidas na zona de coleta, elevação 0,80 a 1,40 m. Este procedimento foi adotado também para os demais estudos aqui desenvolvidos.

Tabela 5.19 – Correlações obtidas na zona de coleta – Estaca 16.

z(m)	N	SPT 06	N/N_{spt}	S_u (triaxial)/ N_{spt}	S_u (PDL)/ N_{spt}	S_u (triaxial)/N
0,80	7,67	6	1,28	6,31	7,84	4,94
1,00	7,67	6	1,28	6,47	7,79	5,06
1,20	7,00	6	1,17	6,63	6,40	5,68
1,40	7,33	6	1,22	6,78	6,66	5,55
Média	7,42	6,00	1,24	6,55	7,17	5,31

Na quarta coluna, tem-se a relação entre valores do parâmetro N com o parâmetro N_{spt} . Os resultados mostram que o ensaio PDL é mais sensível à profundidade que o SPT, detectando rigidez superficial do solo e a uma maior profundidade. No estudo, a relação situou-se entre 1 e 3 no perfil todo, com valor médio igual a 1,24 na zona de coleta.

Para correlações entre a resistência não drenada e os índices de penetração, foram estabelecidas razões entre: resistência não drenada de laboratório (triaxial) e os valores de N_{spt} ; resistência não drenada obtida pelo PDL e os valores de N_{spt} ; resistência não drenada de laboratório (triaxial) e valores de N.

Os resultados mostram valores iguais a 6,55, 7,17 e 5,31, respectivamente, obtidos na faixa de valores compreendida entre as profundidades 0,80 e 1,40m, zona de coleta. Avaliando a razão entre a resistência média R_p com o valor médio de SPT, na zona de

coleta, tem-se um valor igual a 90kPa. Como apresentado no Capítulo 3 (Tabela 4.3), a literatura sugere um valor da ordem de 480kPa (argila arenosa) para correlação similar, porém com o parâmetro q_c do ensaio CPT ou CPTU.

5.2.8 – Heliadora – Estaca 11+10

Para esta estaca, os resultados dos três ensaios PDL estão apresentados na Tabela 5.20. O perfil em estudo foi caracterizado pela sondagem SPT 04 como sendo uma argila arenosa consistência média.

Tabela 5.20 – Resultados dos ensaios PDL, Heliadora, Estaca 11+10.

Hastes	z (m)	N1	N2	N3	R_D (kPa)	α_{PDL}	R_E (kPa)	FS	R_p (kPa)
0,20	9,00	9,00	6,00	8,00	604,96	0,5	604,96	1	604,96
0,40	10,00	12,00	9,00	10,33	781,41	0,5	781,41	1	781,41
0,60	7,00	8,00	12,00	9,00	680,58	0,5	680,58	1	680,58
0,80	5,00	5,00	5,00	5,00	378,10	0,5	378,10	1	378,10
1,00	8,00	10,00	9,00	9,00	680,58	0,5	680,58	1	680,58
1,20	14,00	13,00	11,00	12,67	874,77	0,5	874,77	1	874,77
1,40	11,00	8,00	7,00	8,67	598,53	0,5	598,53	1	598,53
1,60	11,00	8,00	7,00	8,67	598,53	0,5	598,53	1	598,53
1,80	9,00		5,00	7,00	483,43	0,5	483,43	1	483,43
2,00	9,00		5,00	7,00	483,43	0,5	483,43	1	483,43
2,20	16,00		9,00	12,50	794,36	0,5	794,36	1	794,36
2,40	21,00		16,00	18,50	1175,65	0,5	1175,65	1	1175,65
2,60	39,00		23,00	31,00	1970,01	0,5	1970,01	1	1970,01
2,80	49,00		39,00	44,00	2796,14	0,5	2796,14		2796,14

Na Tabela 5.21, apresentam-se os valores das resistências não drenadas.

Tabela 5.21 – Cálculo de S_u , Heliodora, Estaca 11+10.

z (m)	σ_{v0}	S_u (kPa) - $N_p=10$	S_u (kPa) - $N_p=15$	S_u (kPa) - UU
0,20	4,17	60,08	40,05	46,94
0,40	8,33	77,31	51,54	47,35
0,60	12,50	66,81	44,54	47,77
0,80	16,66	36,14	24,10	48,18
1,00	20,83	65,98	43,98	48,59
1,20	25,00	84,98	56,65	49,01
1,40	29,16	56,94	37,96	49,42
1,60	33,33	56,52	37,68	49,83
1,80	37,49	44,59	29,73	50,25
2,00	41,66	44,18	29,45	50,66
2,20	45,83	74,85	49,90	51,07
2,40	49,99	112,57	75,04	51,49
2,60	54,16	191,58	127,72	51,90
2,80	58,32	273,78	182,52	52,31

Os resultados apresentados na Tabela 5.21 estão ilustrados na Figura 5.11. De forma similar ao caso anterior, o comportamento mostra boa convergência entre as resistências não drenadas na faixa de profundidade de meio a dois metros. Na região inferior, abaixo de 2 metros, muito provavelmente tem-se um material de maior consistência, como observado para Estaca 16.

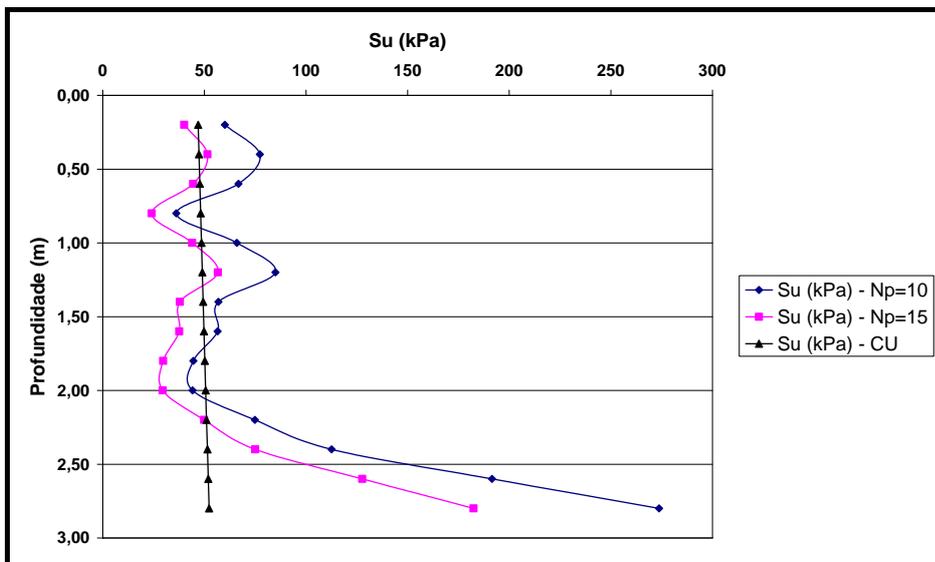


Figura 5.11 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Estaca 11+10.

Na Tabela 5.22 tem-se as correlações já definidas, obtidas para esta estaca na zona de coleta.

Tabela 5.22 – Correlações obtidas na zona de coleta – Estaca 11+10.

z(m)	N	SPT	N/N _{spt}	S _u (triaxial)/N _{spt}	S _u (PDL)/ N _{spt}	S _u (triaxial)/N
0,80	5,00	6	0,83	8,03	5,02	9,64
1,00	9,00	6	1,50	8,10	9,16	5,40
1,20	12,67	6	2,11	8,17	11,80	3,87
1,40	8,67	6	1,44	8,24	7,91	5,70
Média	8,83	6,00	1,47	8,13	8,47	6,15

Neste caso a razão entre a resistência média R_p com o SPT médio na zona de coleta foi igual a 106kPa. Para correlação similar com o parâmetro q_c do ensaio CPT ou CPTU, este valor é da ordem de 480kPa (argila arenosa).

5.2.9 – Heliadora – Estaca 6+18

Para esta estaca, os resultados dos três ensaios PDL estão apresentados na Tabela 5.23. Por meio da sondagem SPT 01 o solo em estudo foi caracterizado como argila arenosa de consistência média.

Tabela 5.23 – Resultados dos ensaios PDL, Heliadora, Estaca 6+18.

z (m)	N1	N2	N3	N _{médio}	R _D (kPa)	α _{PDL}	R _E (kPa)	FS	R _p (kPa)
0,20	20,00	18,00	21,00	19,67	2974,39	0,5	1487,19	1	1487,19
0,40	19,00	13,00	20,00	17,33	2621,50	0,5	1310,75	1	1310,75
0,60	9,00	5,00	15,00	9,67	1461,99	0,5	730,99	1	730,99
0,80	9,00	4,00	10,00	7,67	1159,51	0,5	579,75	1	579,75
1,00	6,00	7,00	10,00	7,67	1159,51	0,5	579,75	1	579,75
1,20	9,00	7,00	6,00	7,33	1012,89	0,5	506,45	1	506,45
1,40	9,00	24,00	3,00	12,00	1657,46	0,5	828,73	1	828,73
1,60	19,00	37,00	10,00	22,00	3038,67	0,5	1519,34	1	1519,34
1,80	21,00	49,00	7,00	25,67	3545,12	0,5	1772,56	1	1772,56
2,00	17,00	70,00	13,00	33,33	4604,05	0,5	2302,03	1	2302,03
2,20	26,00		19,00	22,50	2859,68	0,5	1429,84	1	1429,84
2,40	31,00		26,00	28,50	3622,27	0,5	1811,13	1	1811,13
2,60	49,00		32,00	40,50	5147,43	0,5	2573,72	1	2573,72
2,80			46,00	46,00	5846,47	0,5	2923,23	1	2923,23

Na Tabela 5.24, apresentam-se os valores das resistências não drenadas.

Tabela 5.24 – Cálculo de S_u , Heliadora, Estaca 6+18.

z (m)	σ_{v0}	S_u (kPa) - $N_p=10$	S_u (kPa) - $N_p=15$	S_u (kPa) - CU
0,20	3,50	148,37	98,91	49,68
0,40	7,00	130,37	86,92	49,89
0,60	10,50	72,05	48,03	50,11
0,80	14,00	56,58	37,72	50,33
1,00	17,50	56,23	37,48	50,55
1,20	21,00	48,54	32,36	50,77
1,40	24,50	80,42	53,62	50,98
1,60	28,00	149,13	99,42	51,20
1,80	31,50	174,11	116,07	51,42
2,00	35,00	226,70	151,14	51,64
2,20	38,50	139,13	92,76	51,85
2,40	42,00	176,91	117,94	52,07
2,60	45,50	252,82	168,55	52,29
2,80	49,00	287,42	191,62	52,51

Os resultados apresentados na Tabela 5.23 estão ilustrados na Figura 5.12. De forma similar ao caso anterior, o comportamento mostra boa convergência entre as resistências não drenadas na faixa de coleta, profundidade de 0,80m a 1,40m. Os resultados abaixo desta cota mostram maiores resistências R_p (Tabela 5.23), que dobram e até triplicam, mostrando a ocorrência de material com características distintas daquele obtido na zona de coleta.

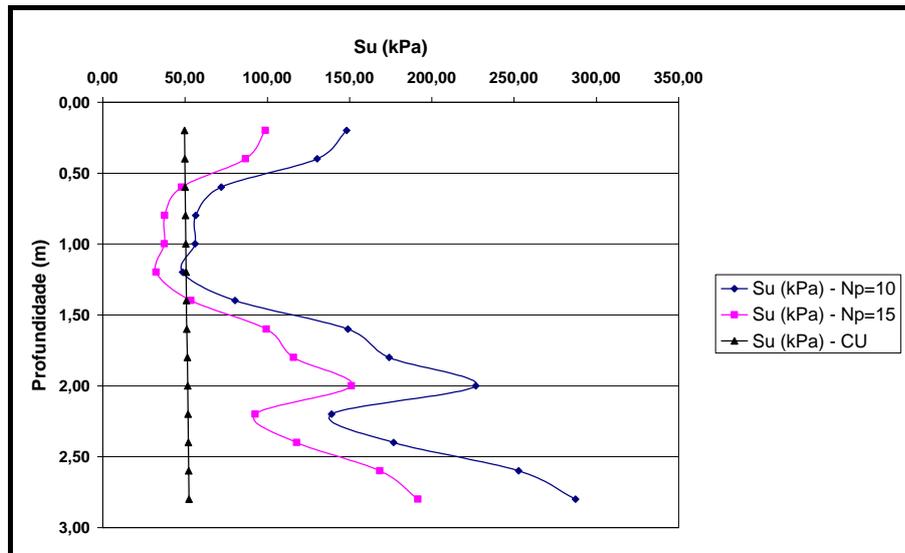


Figura 5.12 – Comparação entre o S_u de laboratório com o S_u do PDL – Estaca 6+18.

Na Tabela 5.25 tem-se as correlações já definidas, obtidas para esta estaca. O valor de S_u (PDL) foi obtido por meio da média dos valores quantificados considerando N_p igual a 10 e 15, respectivamente.

Tabela 5.25 – Correlações obtidas na zona de coleta – Estaca 6+18.

z(m)	N	SPT 06	N/N_{sptT}	S_u (triaxial)/ N_{spt}	S_u (PDL)/ N_{spt}	S_u (triaxial)/N
0,80	7,67	5	1,53	10,07	9,43	6,56
1,00	7,67	5	1,53	10,11	9,37	6,59
1,20	7,33	5	1,47	10,15	8,09	6,92
1,40	12,00	5	2,40	10,20	13,40	4,25
Média	8,67	5,00	1,73	10,13	10,07	6,08

A razão entre a resistência média de R_p com o SPT na zona de coleta foi igual a 125kPa. Neste caso a correlação similar com o parâmetro q_c , este valor é da ordem de 480kPa (argila arenosa).

5.2.10 – Resumo das Correlações obtidas no Sítio 2 – Posto de Pesagem de Heliadora/MG-458

Na Tabela 5.26 apresenta-se resumo com a média dos resultados obtidos nos três furos para os solos do Sítio 2, para fins de melhor esclarecimento ou visualização dos estudos efetuados neste lote.

Tabela 5.26 – Médias das correlações obtidas nas zonas de coleta – Heliadora.

Estaca	Nmed	SPT	N/ N_{spt}	S_u (triaxial)/ N_{spt}	S_u (PDL)/ N_{spt}	S_u (triaxial)/N
6+18	8,67	5,00	1,73	10,13	10,07	6,08
11+10	8,83	6,00	1,47	8,13	8,47	6,15
16+0	7,42	6,00	1,24	6,55	7,17	5,31
Média	8,31	5,67	1,48	8,27	8,57	5,85

Duncan e Wright (2005; depois de Terzaghi e outros., 1996) apresentaram resultados da correlação entre S_u/N_{spt} para solos argilosos indexada ao índice de plasticidade (IP). Os ensaios de limites de consistência dos solos deste sítio mostraram valores da ordem de

11%. Com base neste valor a relação S_u/N_{spt} apresentada por estes autores é próxima de 7, valor muito próximo ao encontrado na Tabela 5,26, igual a 8,27. Notifica-se que maximizando o N_{spt} em função da maior energia do ensaio brasileiro, em torno de 15%, o valor encontrado na Tabela 5.26 reduziria para 7,2.

Considerando todos os três pontos de coleta e análise, o valor médio obtido entre a razão R_p e SPT foi igual a 107kPa, sendo os solos caracterizados como argilas arenosas. De acordo com a literatura, a razão entre q_c e N_{spt} é da ordem de 480kPa. Assim, é possível sugerir que para a argila arenosa a razão entre q_c e R_p é da ordem de 4,5.

5.2.11 – Demais Correlações Obtidas

Outros estudos foram desenvolvidos com o Banco Geral de Dados disponível, Os dados foram trabalhados em planilhas eletrônicas, não sendo ainda possível estabelecer uma tendência de comportamento. No entanto, notifica-se que as dispersões observadas não são distantes daquelas comumente encontradas neste tipo de estudo. Assim, as correlações foram elaboradas por meio da aplicação de média aritmética simples entre os sítios estudados.. Estes resultados estão apresentados no Anexo I.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Cumpra aqui salientar o caráter inicial e reservado dos resultados obtidos, devido a pouca representatividade estatística. Naturalmente, isto não invalida os resultados obtidos, podendo servir os mesmos como fonte preliminar de dados para projetos básicos em obras a serem executadas em situações semelhantes às encontradas nos estudos. Especialmente sabendo-se que os mesmos encontram-se dentro das margens de valores relatados na bibliografia.

Fica também a lembrança de que na impossibilidade de aplicação das ferramentas mais precisas e onerosas, pode-se eventualmente e dentro de critérios adequados de segurança, utilizar-se de ferramentas ou artifícios que apesar de oferecerem menos informações técnicas, têm sua aplicabilidade e agilidade.

Saliente-se o fato de estar-se longe da intenção de substituir o SPT pelo PDL, outrossim sugere-se sua utilização em grande quantidade (pela rapidez e baixo custo) em associação a sondagens SPT, cones estáticos e ensaios de laboratório, nos estudos de um determinado sítio.

Neste contexto, são apresentadas a seguir as principais conclusões e algumas sugestões para futuros trabalhos de aprofundamento e validação das correlações obtidas e em função das premissas deste trabalho.

6.2 – CONCLUSÕES

Do estudo realizado ficaram importantes conclusões e ensinamentos que faz-se mister salientar neste momento de reflexão e validação de todo um trabalho de pesquisa científica.

O uso de ensaios de laboratório (triaxiais) com amostras pontuais é mais aconselhável em locais de solos homogêneos em termos de história de tensões, pois ocorrerão discrepâncias nos valores dos parâmetros geotécnicos no caso de tentar-se extrapolar para todo o sítio resultados como já dito pontuais.

A obtenção de correlações para ensaios de campo (PDL, SPT, CPT, etc.) torna-se de extrema importância na engenharia geotécnica em situações de heterogeneidade de materiais, face à economia gerada na redução do número de ensaios de laboratório que seriam necessários para caracterizar adequadamente os parâmetros geotécnicos.

As medidas de resistência do ensaio SPT, feitas de metro em metro, mostram-se menos eficientes que o PDL para efeito de avaliação do pré-adensamento superficial. No PDL o maior número de leituras (número de golpes para penetração de cada 0,20m) proporciona uma caracterização mais detalhada mesmo em perfis de pequenas espessuras.

O uso de N_p variando de 10 a 15 nas fórmulas empíricas (Expressão 5.1) para cálculo da resistência ao cisalhamento não drenado S_u confirmaram em todos os locais estudados uma forte congruência com os valores obtidos nos ensaios triaxiais realizados à mesma profundidade. Isto salientando-se que os ensaios triaxiais fornecem parâmetros geotécnicos mais confiáveis e de referência.

Os valores de N_p variando de 10 a 15 confirmaram os resultados apresentados na literatura para os cones holandeses.

6.3 – RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Fica sem dúvida o início para amplas pesquisas futuras que possam aprofundar e aprimorar/validar a aplicação desta ferramenta prática e funcional (PDL) ao longo dos projetos geotécnicos de aterros sobre argilas compressíveis; ainda que em complementação ou associação aos outros importantes equipamentos de investigação dos terrenos.

Cumpra-se a necessidade de adoção de todo o rigor científico nas pesquisas, com adoção de métodos consagrados e padronizados para a perfeita caracterização dos solos envolvidos, no sentido de validar a utilização de cada correlação no âmbito das variáveis intrínsecas à situação geral em que as mesmas foram concebidas

A elaboração de um amplo banco de dados com resultados obtidos inclusive por instituições/organizações diversas seria de extrema importância no aprimoramento das correlações propostas.

Assim como em outras áreas da geotecnia apresenta-se aqui um campo promissor de pesquisas cujos resultados serão de enorme valia na melhoria da qualidade dos projetos e minimização de custos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aas, G.; Laçasse, S.; Lunne, T; Hoeg, K. (1986). Use of in situ tests for Foundation Design on Clay, in: Specialty Conf. On Use of In-situ Tests in Geotech. Eng. ASCE, 1-30. Blacksburg.
- ABNT: MB 3406, (1991). Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) – Método de Ensaio. Associação Brasileira e Normas Técnicas.
- Albiero, J.H. (1990). Correlação entre Resistência de Cone (q_c) e Resistência a Penetração (SPT), para Solos Lateríticos, IX COBRAMSEF, Vol. II, p 187-194.
- ASTM, (1975). Tentative Method for Deep Quase –static, Cone and Friction Cone Penetration Tests in Soils, D3441-75T.
- Aoki, N. e Velloso, D. A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles, V PCSMFE.
- Almeida, M. S. S. (1996). Aterros sobre Solos Moles da Concepção à Avaliação do Desempenho, Rio de Janeiro, 215p.
- Baligh, M. M. (1985). Strain Path Method, in: J Geotech. Engng. 111 (9), 1109-1136. New York: ASCE.
- Battaglio, M.; Bruzzi, D.; Jamiolkowski, M. & Lancellotta, R. (1986). Interpretatio of CPT's – 1st part: Undrained Penetration of Saturated Clays, in: Int. Geotech. Seminary Field Instrum. *in situ* Measurements. 4, 129-143. Cingapura.
- Bjerrum, L. (1973). “Embankments on Soft Ground: State-of-the-Art-Report”, in: Proc. Conf. Performance Earth and Earth-Supported Structures, Georgia. New York: ASCE.
- Bowles, J.E. (2001). Foundation Analysis and Design , Mc Graw Hill.
- Buisson, M. e Chapon, A. (1953). Relation entre les Résistances Statiques et Dynamiques des Pieux, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 3rd., Zurich, Vol. 2: p. 16-21.
- Buisson, M. e Chapon, A, (1953). Relation entre les Résistances Statiques et Dynamiques des Pieux, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 3rd., Zurich, Vol. 2, p. 16-21.
- Buisson, M. (1954). Les Essais de Pénétration et leur Utilisation, Bull. Conféd. Gén. Commer. Ind., Tunisie.
- Buisson, M. (1958). Appareils Français de Pénétration, Renseignements Tirés des Essais de Pénétration, Ann. I. T. B. T. P., p. 299-304.

Buisson, M. (1961). Prévisions des Fondations Profondes à L'aide du Pénétrômetro, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 5th, Paris, Vol. 3, p. 265-267.

Cardoso, A. B. e Trichês, G. (1998). Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone, XI COBRAMSEG, Vol. I, p 649-656.

Chen, B.S. & Mayne, P.W. (1996). "Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays", in: Canadian Geotech. J, 33, 488-498.

Danziger, B. R. e Velloso, D. A (1986). Correlações entre SPT e os Resultados dos Ensaios de Penetração Contínua, VIII COBRAMSEG, P. Alegre, Vol. VI, p 103-113.

Das, B. M. (2007). Fundamentos da Engenharia Geotécnica, Thomson, São Paulo, 562p.

Decourt, L. e Quaresma Filho. (1994). A. Practical Applications of Standart Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends, in: Proc. XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1, 143-146. Índia.

DER-MG, (1984). Sondagens a Penetrômetro Dinâmico Leve, Nota Técnica.

De Ruiter, J. (1982). The static cone penetration test state-of-the-art-report, in: 2th European Symposium Penetration Testing, 2, 389-405. Amsterdã: A. A. Baldema.

DIN 4094-1, (1964). Subsoil-Field Investigations-Part 1: Cone Penetration Tests, Berlin, 25p.

DNER-ME 049/94, (1994). Solos- Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas.

Duncan, J. M. e Wright, S. G. (2005). Soil Strength and Slope Stability, John Wiley & Sons.

Folque, J. B., (1986). Investigação em Mecânica dos solos.

Gomes, C. C., (1998). Comparação entre os Resultados de ST e CPT das Investigações Geotécnicas da Fundação da Barragem Castanhão, XI COBRAMSEG, Vol. II, p 1031-1035.

Gomes, A. C. e Correia, J. (2000). O Ensaio CPTU na Caracterização de Solos Moles, VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, p. 205-214.

Hachich, W. C.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C., S. e Niyama, S. (1998). Fundações: Teoria e Prática, Pini, São Paulo, 751p.

Houlsby, G. T. & Teh, C.I. (1988). Analysis of the piezocone in clay, in: Int. Symp. Penetration Testing . Rotterdam: Balkema/De Ruiter.

ISSMFE, (1977). "Subcommittee on Standardization for Europe, report on the Penetration test for use in Europe", in: 9 Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 3, 95-152. Tóquio.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.G. (1977). "Stress-deformation and strength characteristics: State-of-the-Art Report", in: 9th Int. Conf. Soil Mech. Found Engng, 2, 421-494. Tóquio.

Lambe, T. W. e Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 553p.

L'Herminter, R. (1953). Le Pénétromètre et les Fondations Superficielles, Ann. I. T. B. T. P., p. 377-386.

L'Herminter, R. (1957). Discussions, Le Pénétromètre et le Pouvoir Portant des Pieux, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 4th., London, Vol 3 , p. 178.

Lunne, T.; Chistiffersen, H. P. & Tjelta, T.I. (1985). Engineering use of piezocone data in north sea clays, in: 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., 2, 907-912, San Francisco. Rotterdam: A. A. Balkema.

Massad, F, e outros (1974). Efeito da Profundidade nos Valores de SPT, V COBRAMSEF, Vol. 1, p 41-52.

Mayne, P.W. & Chen, B.S.Y. (1994). "Preliminary calibration of PCTPT-OCR model for clays", in: 13th Int. Conf. Soil Mech. Found., 1, 283-286. Amsterdã: A. A. Balkema.

Moraes, P. P. e Torres, A. (1986). Parâmetros de Deformabilidade de Solos Residuais. Programa de Ensaios e Correlações, VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

Poulos, G. e Davis, E. H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley & Sons. Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing , Estocolmo, Julho 1974.

Ranzini, S.M.T. (1988). SPTF. Revista Solos e Rochas, Vol. 11, p29-30, São Paulo: ABMS.

Robertson, P.K., Campanella, R.G.; & Wightman, A. (1983). "SPT-CPT correlations", in: J. Geotech. Engng, 109 (11), 1449-1459. New York: ASCE.

Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D. & Greig, J. (1986). "Use of piezometer cone data", in: Specialty Conf. Use In-situ Tests Geotech. Engng. New York: ASCE.

- Sandven, R., Senneset, K. & Janbu, N. (1988). Interpretation of piezocone tests in cohesive soils, in: Int. Symp. Penetration Testing, ISOPT-I, 2, 939-953. Amsterdã: Balkema.
- Sanglerat, G. (1972). The Penetrometer and Soil Exploration, first ed., Elsevier Cientific, Amsterdam, The Netherlands, 488 p.
- Schnaid, F (2000). Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, São Paulo, 189 p.
- Schofield A. N. & Woth, P.C. (1962). Critical State Soil Mechanics. Londres: McGraw-Hill.
- Stroud, M. A. (1989). The Standard Penetration Test- Its Application and Interpretation. Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing, Inglaterra, Londres. Thomas Telford.
- Stroud, M.A. & Butler, F.G. (1975). "The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials", in: Proc. Symp. On Engineering Properties of Glacial Materials, Millands Geotechnical Society, 117-128. Birmingham .
- Tcheng, Y. (1961). Force Portante des Pieux, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 5th., Paris, Vol 3, p. 281.
- Tcheng, Y. (1966). Fondations Profondes en Milieu Pulvérulent à Diverses Compacités, Ann. I. T. B. T. P., p. 219-220, p. 333-360.
- Terzaghi. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York: Jonh Wiley & Sons.
- Vesic, A. S. (1977). "Design of pile foundations", in: National Co-operative highway research programme, nº 42. Washington, DC. National Research Council.
- Whittle, A. J. & Aubeny, C. P. (1991). Pore pressure fields around piezocone penetrometers install in clay, in: 7th Int. Conf. Computer Methods Advances Geomech., 1, 285-290.

ANEXO I

CORRELAÇÕES OBTIDAS POR TRATAMENTO DE AMBOS OS SÍTIOS

Levando em consideração os dados de ambos os sítios aqui estudados (Vilma e Heliadora), um estudo particular foi desenvolvido com o objetivo de se obter novas correlações. Os resultados dos ensaios foram então dispostos em planilha, avaliados e tratados. O estudo mostrou na maioria dos casos uma dispersão, não sendo prudente estabelecer funções ou tendências. Assim, todas as correlações foram obtidas por meio de média aritmética.

Como previamente exposto, este trabalho apresenta um estudo preliminar. Notifica-se que com o passar do tempo este banco de dados será gradativamente melhorado, possibilitando gerar equações ou tendências mais confiáveis ao leitor ou usuário destas informações. Apresentam-se a seguir as correlações obtidas neste ponto do estudo.

Correlação entre a resistência de ponta do PDL com a sondagem SPT, sendo N_{spt} o número de golpes finais:

$$R_p \text{ (MPa)} = 7,5N_{spt} \quad (\text{A.1})$$

Correlação entre os números de golpes dos ensaios PDL e SPT:

$$N = 2,05N_{spt} \quad (\text{A.2})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e a coesão de intercepto total (ensaios triaxiais não drenados):

$$C \text{ (kPa)} = 63,1.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.3})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e o ângulo de atrito total (ensaios triaxiais não drenados):

$$\phi(^{\circ}) = 21,3.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.4})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e coesão de intercepto efetiva (ensaios triaxiais não drenados):

$$c' \text{ (kPa)} = 50,6.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.5})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e o ângulo de atrito efetivo (ensaios triaxiais não drenados):

$$\phi'(^{\circ}) = 44,5.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.6})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e coesão de intercepto efetiva (ensaios triaxiais drenados):

$$c' \text{ (kPa)} = 41,8.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.7})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e o ângulo de atrito efetivo (ensaios triaxiais drenados):

$$\phi'(^{\circ}) = 39,5.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.8})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e a resistência não drenada (ensaios triaxiais não consolidados, não drenados):

$$S_u \text{ (kPa)} = 91,4.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.9})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e o índice de compressão (ensaios de adensamento edométrico):

$$C_c = 0,54.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.10})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e o índice suporte Califórnia (ensaios de ISC-CBR):

$$\text{CBR(\%)} = 30,4.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.11})$$

Correlação entre a resistência de ponta do PDL e o módulo de elasticidade não drenado secante 50% (ensaios triaxiais não drenados):

$$E_{u50} \text{ (MPa)} = 19,2.R_p \text{ (MPa)} \quad (\text{A.12})$$