UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
unesp
FACULDADE DE ENGENHARIA
CAMPUS DE BAURU

TECNOLOGIA DO PIEZOCONE PARA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL DE SOLOS TROPICAIS

MARCELO EDUARDO MOIMAZ MARQUES

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Unesp - Campus de Bauru, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Industrial.

BAURU - SP
Maio - 2002

Número de chamada
Clas. T/UNESP
PHA M319t
Tombo n.º 1008

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
Faculdade de Engenharia
Campus de Bauru

TECNOLOGIA DO PIEZOCONE PARA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL DE SOLOS TROPICAIS

MARCELO EDUARDO MOIMAZ MARQUES

BIBLIOTECA UNESP CAMPUS BAURU

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Unesp – Campus de Bauru, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Industrial.

BAURU – SP

Maio – 2002

CAPES 1.07.00.00-5 - Geociências
Solos Tropicais
Investigação geoambiental
Piezocone

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
Faculdade de Engenharia
Campus de Bauru

TECNOLOGIA DO PIEZOCONE PARA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL DE SOLOS TROPICAIS

MARCELO EDUARDO MOIMAZ MARQUES

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Unesp – Campus de Bauru, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Industrial.

BAURU – SP

Maio – 2002

Ficha catalográfica elaborada por
DIVISÃO TÉCNICA DE BIBLIOTECA E DOCUMENTAÇÃO
UNESP - Bauru

Marques, Marcelo Eduardo Moimaz
Tecnologia do piezocone para investigação geotécnica e geoambiental de solos tropicais / Marcelo Eduardo Moimaz Marques - - Bauru : [s.n.], 2002.
208 f.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

1. Investigação geoambiental. 2. Solos tropicais. 3. Piezocone. 4. Parâmetros geotécnicos. 5. Perfil estratigráfico. I – Título. II – Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia.

PÓS-GRADUAÇÃO
ENGENHARIA INDUSTRIAL

ATA Nº 024/2002.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE *MARCELO EDUARDO MOIMAZ MARQUES*, ALUNO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA INDUSTRIAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNESP – CAMPUS DE BAURU.

No dia cinco de abril de dois mil e dois, às nove horas, no anfiteatro do prédio da Pós-graduação da Faculdade de Engenharia da UNESP, Campus de Bauru, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos Professores Doutores: Heraldo Luiz Giacheti do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia - UNESP – Campus de Bauru, Presidente da Banca, Jorge Hamada do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia – UNESP – Campus de Bauru e Raimundo Leidimar Bezerra do Departamento de Engenharia Civil do Centro de Ciências e Tecnologia – UFPB – Paraíba, a fim de proceder a argüição pública da Dissertação de Mestrado do candidato ***Marcelo Eduardo Moimaz Marques***, intitulada "ENSAIOS DE PIEZOCONE NA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL E SUA APLICAÇÃO EM SOLOS TROPICIAS". O Professor Doutor Heraldo Luiz Giacheti, Presidente da Banca, apresentou o candidato, que dissertou sobre seu trabalho, em quarenta minutos, após, a candidato foi argüido oralmente pelos membros componentes da Comissão Examinadora no tempo regulamentar exigido. Logo após, reuniu-se a Comissão Examinadora, propondo a alteração do título do trabalho para: 'TECNOLOGIA DO PIEZOCONE PARA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL DE SOLOS TROPICAIS", em seguida apresentado o conceito final: **APROVADO**, atribuindo a menção ***com distinção***. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após, lida e aprovada, será assinada pelos Senhores Membros da Comissão Examinadora. Bauru, cinco de abril de dois mil e dois. / . /

Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti - Presidente ____________________

Prof. Dr. Jorge Hamada - Membro ____________________

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra - Membro ____________________

unesp

DEDICATÓRIAS

Aos meus pais, Maria Iraildes e José Carlos, pelo incentivo carinhoso, encorajador e financeiro desde a época de graduação e, em especial, aos meus irmãos, Milena e Gustavo, e a minha namorada Vanessa, com amor, por tudo.

Dedico também este trabalho, ao Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti, pela orientação, incentivo, confiança e sobretudo, pela minha admiração como profissional e pessoa.

unesp

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, que me deu a vida e a perseverança, sem as quais seria impossível a concretização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pela disponibilidade de suportes financeiros, sem os quais não se tornaria possível a concretização desta pesquisa.

À Dra. Anna Silvia Palcheco Peixoto e ao Prof. Dr. Jorge Hamada, pelas análises e sugestões atribuídas a este trabalho durante meu processo de qualificação.

Ao Prof. Dr. Jorge Akutsu, pelos incentivos e por sua disponibilidade em orientar-me inicialmente neste programa de pós-graduação.

Ao coordenador do programa de pós-graduação, Prof. Dr. Eduardo Carlos Bianchi e à supervisora desta seção, Sra. Djanira, pela atenção e disponibilidade a mim cedidos frente às muitas dúvidas e prazos desse programa.

Aos profissionais e técnicos que, de forma direta ou indireta, contribuíram para a realização dos ensaios de campo ou de laboratório utilizados nessa pesquisa.

Aos meus colegas do curso de pós-graduação, Daniela, Fabrício, Flávio, Giuliana, Hermes, Rodrigo e Ronaldo, pela amizade e companheirismo dedicados desde o início do curso.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

"Os problemas significativos com os quais nos deparamos, não podem ser resolvidos no mesmo nível de pensamento em que estávamos quando eles foram criados".

Albert Einstein

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....VI
LISTA DE TABELAS.....XV
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....XVI
LISTA DE SÍMBOLOS.....XVIII
RESUMO.....XXIII
ABSTRACT.....XXIV
1 - INTRODUÇÃO.....1
2 - OBJETIVOS.....6
3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....8
3.1 - Concepção dos Ensaios de Penetração de Cone.....8
3.1.1 - Ensaio de Cone Mecânico.....8
3.1.2 - Ensaio de Cone Elétrico.....13
3.1.3 - Ensaio de Piezocone.....15
3.2 - Ensaios de Cone no Brasil.....16
3.3 - Considerações Gerais Sobre os Ensaios de Cone.....18
3.4 - Equipamentos Empregados nos Ensaios de Cone.....20
3.4.1 - Penetrômetros.....20
3.4.2 - Sistema de Cravação.....22
3.4.3 - Sistemas de Reação.....23
3.4.4 - Sistemas de Aquisição e Tratamento dos Dados.....24
3.5 - Procedimentos de Ensaio.....28
3.5.1 - Geral.....28
3.5.2 - Calibração e Checagem dos Equipamentos.....30
3.5.3 - Saturação do CPTU.....33
3.5.4 - Ensaios de Dissipação de Poro-Pressão.....38
3.5.5 - Manutenção dos Equipamentos.....38

3.6 - Fatores Intervenientes nos Ensaios de Cone 40
3.6.1 - Verticalidade da Cravação *40*
3.6.2 - Influência da Temperatura *42*
3.6.3 - Influência da Capacidade de Trabalho das Células de Carga *43*
3.6.4 - Influência das Poro-Pressões nos Dispositivos *43*
3.6.5 - Diferenciação nos Diâmetros da Ponta e da Luva de Atrito *51*
3.7 - Tratamento dos Dados e Interpretação dos Resultados 52
3.7.1 - Fatores que Afetam a Interpretação *52*
3.7.2 - Classificação dos Solos e Identificação do Perfil Estratigráfico *53*
3.7.3 - Interpretação Direta a Partir de Resultados do CPT *58*
3.8 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos pelo CPT 58
3.8.1 - Considerações Gerais *58*
3.8.2 - Parâmetros Obtidos por Meio de Ensaios Realizados em Solos com Comportamento Drenado *60*
3.8.2.1 - Densidade Relativa (D_r) 60
3.8.2.2 - Ângulo de Atrito (ϕ) 65
3.8.2.3 - Módulos de Deformabilidade 67
A- Módulo de Deformabilidade Confinado (M) 69
B- Módulo de Elasticidade (E) 71
C- Módulo de Cisalhamento Máximo (G_{max}) 72
3.8.2.4 - Histórico de Tensões (*OCR*) 73
3.8.3 - Parâmetros Obtidos por Meio de Ensaios Realizados em Solos com Comportamento Não-Drenado *75*
3.8.3.1 - Resistência Não-Drenada (S_u) 75
3.8.3.2 - Sensitividade (S_t) 79
3.8.3.3 - Histórico de Tensões (*OCR*) 80
3.8.3.4 - Módulos de Deformabilidade 81
A- Módulo de Deformabilidade Confinado (M) 81
B- Módulo de Elasticidade Não Drenado (E_u) 83
C- Módulo de Cisalhamento Máximo (G_{max}) 84
3.8.3.5 - Coeficiente de Adensamento (C_h) 85

3.8.3.6 - Coeficiente de Permeabilidade (*K*) 88
3.8.4 - Índices de Resistência à Penetração (N_{SPT} e $N1_{SPT}$) *89*
3.8.5 - Peso Específico Natural do Solo (γ_{nat}) *92*
3.9 - O Piezocone na Investigação Geoambiental 93
3.9.1 - Algumas Variações e Acessórios do Piezocone *93*
3.9.1.1 - Inclinômetros 93
3.9.1.2 - Sensor de Temperatura 93
3.9.1.3 - Piezocone Sísmico (SCPTU) 94
3.9.1.4 - Piezocone de Resistividade (RCPTU) 95
3.9.1.5 - Amostradores 100
A- Amostradores de Solo 100
B- Amostradores de Água e/ou Gás 100
3.9.1.6 - Outros Acessórios 103
3.9.2 - Considerações Finais *104*

4 - MATERIAIS E MÉTODOS 106

4.1 - Metodologia 106
4.2 - Áreas Estudadas 109
4.2.1 - Campo Experimental da Unesp em Bauru *110*
4.2.1.1 - Aspectos Gerais 110
4.2.1.2 - Aspectos Geológicos 110
4.2.2 - Campo Experimental da Unicamp em Campinas *113*
4.2.2.1 - Aspectos Gerais 113
4.2.2.2 - Aspectos Geológicos 116
4.2.3 - Campo Experimental da USP em São Carlos *116*
4.2.3.1 - Aspectos Gerais 116
4.2.3.2 - Aspectos Geológicos 117
4.3 - Calibração e Checagem de Piezocones 120
4.3.1 - Considerações Gerais *120*
4.3.2 - Calibração do Canal do Transdutor de Poro-Pressão (u) *121*
4.3.3 - Calibração da Célula de Carga da Resistência de Ponta (q_c) *123*

4.3.4 - Calibração da Célula de Carga de Atrito Lateral (f_s) *126*

4.3.5 - Determinação do Fator de Áreas Desiguais (a) *128*

4.4 - Descrição dos Piezocones Utilizados 129

4.5 - Descrição dos Sistemas de Reações Empregados 131

4.6 - Saturação dos Piezocones 132

4.7 - Execução dos Ensaios 133

4.8 - Tratamento dos Dados e Interpretação dos Resultados 134

5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES 135

5.1 - Checagem do Piezocone 136

5.2 - Identificação do Perfil Estratigráfico 141

5.2.1 - Aspectos Gerais 141

5.2.2 - Campo Experimental da Unesp em Bauru 142

5.2.3 - Campo Experimental da Unicamp em Campinas 148

5.2.4 - Campo Experimental da USP em São Carlos 155

5.2.5 - Principais Aspectos 161

5.3 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos 166

5.3.1 - Considerações Iniciais 166

5.3.2 - Campo Experimental da Unesp em Bauru 166

5.3.3 - Campo Experimental da Unicamp em Campinas 171

5.3.4 - Campo Experimental da USP em São Carlos 174

5.3.5 - Principais Aspectos 177

5.4 - O Ensaio de Piezocone na Investigação Geoambiental 178

5.4.1 - Exemplo de Aplicação do Ensaio 179

5.4.2 - Vantagens, Limitações e Perspectivas de Sua Aplicação no Brasil 182

5.4.3 - Considerações Finais 183

6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES 185

6.1 - Conclusões 185

6.1.1 - Identificação do Perfil Estratigráfico 185

6.1.2 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos 188

6.1.3 - O Piezocone na Investigação Geoambiental..... 189

6.2 - Recomendações e Sugestões para a Continuidade da Pesquisa..... 190

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 192

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1: DETALHE DE UM CONE HOLANDÊS COM A REDUÇÃO NA GEOMETRIA PROPOSTA POR VERMEIDEN (SANGLERAT, 1972 APUD LUNNE ET AL., 1997).....10

FIGURA 3.2: DETALHE DA LUVA DE ATRITO INCORPORADA AO CONE DE BEGEMANN (SANGLERAT, 1972 APUD LUNNE ET AL., 1997).....11

FIGURA 3.3: ÁBACO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS COM BASE NO ATRITO LATERAL E NA RESISTÊNCIA DE PONTA (BEGEMANN, 1965 APUD LUNNE ET AL., 1997).....12

FIGURA 3.4: CONE ELÉTRICO DE SUBTRAÇÃO DESENVOLVIDO PELA FUGRO (DE RUITER, 1971 APUD LUNNE ET AL., 1997).....13

FIGURA 3.5: DETALHE DOS COMPONENTES EXISTENTES NA SONDA PIEZOMÉTRICA EXPERIMENTAL (WISSA ET AL., 1975 APUD LUNNE ET AL.,1997).....15

FIGURA 3.6: DETALHE DA TERMINOLOGIA EMPREGADA NO PIEZOCONE (ZUIDBERG, 1988 APUD SCHNAID, 2000).....17

FIGURA 3.7: DESENHO ESQUEMÁTICO E TERMINOLOGIA UTILIZADA NUM ENSAIO DE PIEZOCONE (MODIFICADO DE CAMPANELLA ET AL., 1995).....22

FIGURA 3.8: ILUSTRAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DO REDUTOR DE ATRITO (SGI,1995). 23

FIGURA 3.9: DIFERENTES SISTEMAS DE REAÇÃO USUALMENTE EMPREGADOS EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE (CPT E CPTU).....25

FIGURA 3.10: DETALHE DO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS RESPONSÁVEL PELA RECEPÇÃO, DIGITALIZAÇÃO E AMPLIFICAÇÃO DOS DADOS GERADOS PELO PIEZOCONE.....26

FIGURA 3.11: FORMAS DE TRANSMISSÃO DE DADOS DURANTE UMA SONDAGEM CPT OU CPTU NO CAMPO (SGI, 1995).....27

FIGURA 3.12: ESQUEMA REPRESENTATIVO DE UM ENSAIO COM O PIEZOCONE (MODIFICADO DE DANIEL ET AL., 1999).....29

FIGURA 3.13: DEFINIÇÃO DOS TERMOS CARACTERÍSTICOS À UMA CALIBRAÇÃO (MODIFICADO DE SCHAAP & ZUIDBERG, 1982 APUD LUNNE ET AL., 1997).....32

FIGURA 3.14: PROCESSO DE SATURAÇÃO DO ELEMENTO POROSO DO PIEZOCONE UTILIZANDO ÁGUA DESTILADA (SGI, 1995).....33

FIGURA 3.15:DISPOSITIVO UTILIZADO EM LABORATÓRIO PARA A SATURAÇÃO DOS ELEMENTOS POROSOS E POSTERIOR TRANSPORTE PARA O CAMPO. 34

FIGURA 3.16: PROCEDIMENTO UTILIZADO PARA A SATURAÇÃO DO ELEMENTO POROSO DO PIEZOCONE (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1978).....34

FIGURA 3.17: PROCEDIMENTO DE MONTAGEM DO ELEMENTO POROSO PARA GARANTIR A SATURAÇÃO (MODIFICADO DE LARSSON, 1992 APUD LUNNE ET AL., 1997). 35

FIGURA 3.18: UTILIZAÇÃO DE PRESERVATIVO (CAMISA DE VÊNUS) PARA EVITAR A PERDA DE SATURAÇÃO DO ELEMENTO POROSO. 35

FIGURA 3.19: PROCESSO DE SATURAÇÃO DO FILTRO DE CAVIDADE DO PIEZOCONE UTILIZANDO-SE GRAXA AUTOMOTIVA (SGI, 1995). 36

FIGURA 3.20: PIEZOCONE COM FILTRO DE CAVIDADE UTILIZANDO GRAXA AUTOMOTIVA. 37

FIGURA 3.21: RESULTADOS TÍPICOS DE ENSAIOS DE DISSIPAÇÃO DE PORO-PRESSÃO (APUD CAMPANELLA ET AL., 1998).....39

FIGURA 3.22: EFEITO DA PORO-PRESSÃO NAS MEDIDAS DE RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO PIEZOCONE (ADAPTADO DE LUNNE ET AL., 1997). 44

FIGURA 3.23: DESENHO ESQUEMÁTICO DE UMA CÂMARA DE PRESSÃO UTILIZADA NA CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE PORO-PRESSÃO E NA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE ÁREAS DESIGUAIS DO PIEZOCONE (LARSSON & ESKILSON, 1988 APUD LUNNE ET AL., 1997). 46

FIGURA 3.24: RESULTADO TÍPICO DE ENSAIOS REALIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DO FATOR DE ÁREAS DESIGUAIS DO PIEZOCONE (BATTAGLIO & MANISCALCO, 1983 APUD LUNNE ET AL., 1997). 47

FIGURA 3.25: DETALHE DAS DIFERENTES DISPOSIÇÕES IMPOSTAS AO ELEMENTO POROSO NO PIEZOCONE (ADAPTADO DE CUNHA, 1997).....47

FIGURA 3.26: MEDIÇÕES DE PORO-PRESSÃO REALIZADAS EM QUATRO POSIÇÕES DISTINTAS (POWELL & QUARTERMAN, 1991 APUD LUNNE ET AL., 1997).....49

FIGURA 3.27: RESPOSTA DA PORO-PRESSÃO (U) COM O PIEZOCONE SATURADO E NÃO-SATURADO (BEZERRA, 1996).....50

FIGURA 3.28: CARTAS DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS UTILIZANDO ENSAIOS DE PIEZOCONE (ROBERTSON ET AL., 1986).....56

FIGURA 3.29: EFEITO DA COMPRESSIBILIDADE DAS AREIAS INFLUENCIANDO Q_C , σ'_{V0} E D_R (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983A APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....61

FIGURA 3.30: INFLUÊNCIA DA COMPRESSIBILIDADE EM AREIAS PREDOMINANTEMENTE QUARTZOSAS, NÃO ENVELHECIDAS, NÃO CIMENTADAS E NORMALMENTE ADENSADAS (JAMIOLKOWSKI ET AL., 1985 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....63

FIGURA 3.31: RELAÇÃO PROPOSTA PARA A ESTIMATIVA DE D_R PARA AREIAS QUARTZOSAS, NÃO ENVELHECIDAS, NÃO CIMENTADAS, MODERADAMENTE COMPRESSÍVEIS E NORMALMENTE ADENSADAS (BALDI ET AL., 1986 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....64

FIGURA 3.32: RELAÇÃO ENTRE N_Q E ϕ' PROPOSTA A PARTIR DE ENSAIOS REALIZADOS EM GRANDES CÂMARAS DE CALIBRAÇÃO (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983A APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....66

FIGURA 3.33: RELAÇÃO PROPOSTA ENTRE A RESISTÊNCIA DE PONTA E σ'_{V0} PARA AREIAS QUARTZOSAS E NÃO-CIMENTADAS (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983A APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....68

FIGURA 3.34: RELAÇÃO ENTRE Q_C E M_T PROPOSTA POR ROBERTSON & CAMPANELLA (1983A) BASEANDO-SE NOS DADOS DE BALDI ET AL., 1981 (APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....70

FIGURA 3.35: RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE CONFINADO TANGENTE E A RESISTÊNCIA DE PONTA PROPOSTA POR BALDI ET AL., 1986 (APUD CAMPANELLA ET AL., 1995).....70

FIGURA 3.36: RELAÇÃO ENTRE Q_C E O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DRENADO PARA AREIAS QUARTZOSAS, NÃO CIMENTADAS E NORMALMENTE ADENSADAS (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983A APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 71

FIGURA 3.37: RELAÇÃO ENTRE Q_C E O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DRENADO (E_{25}) PARA AREIAS NÃO CIMENTADAS, NÃO ENVELHECIDAS E NORMALMENTE ADENSADAS OU SOBRE-ADENSADAS (BALDI ET AL., 1986 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 72

FIGURA 3.38: RELAÇÃO ENTRE Q_C E G_{MAX} PARA AREIAS QUARTZOSAS, NÃO CIMENTADAS E NORMALMENTE ADENSADAS OU PRÉ-ADENSADAS (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983A APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 73

FIGURA 3.39: CARTA MODIFICADA PARA INTERPRETAÇÃO DE K_0, A PARTIR DE K_D (DMT) E Q_C / σ'_{V0} (CPT), PROPOSTA POR MARCHETTI, 1985 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995. 74

FIGURA 3.40:GRÁFICO PROPOSTO PARA OBTENÇÃO DE S_U A PARTIR DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO MEDIDO IMEDIATAMENTE ATRÁS DA PONTA (CAMPANELLA ET AL., 1985 APUD CAMPANELLA ET AL, 1995). 78

FIGURA 3.41: GRÁFICO PROPOSTO PARA OBTENÇÃO DE S_U A PARTIR DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO MEDIDO NA PONTA (CAMPANELLA ET AL., 1985 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 79

FIGURA 3.42: RELAÇÃO ESTATÍSTICA ENTRE A RAZÃO Su/σ'_{V0} E O ÍNDICE DE PLASTICIDADE PARA ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS (APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 80

FIGURA 3.43: RELAÇÃO ENTRE Su/σ'_{V0} E A RAZÃO DE SOBRE-ADENSAMENTO (**OCR**) PARA ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS (APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 81

FIGURA 3.44: ESTIMATIVA DA RAZÃO DE RIGIDEZ DO SOLO PARA ARGILAS (LADD ET AL., 1977 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 83

FIGURA 3.45: RELAÇÃO ENTRE **OCR** E O MÓDULO DE ELASTICIDADE NÃO DRENADO (DUNCAN & BUCHIGNAMI, 1975 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 84

FIGURA 3.46: RELAÇÃO ENTRE **OCR**, Q_C E G_{MAX} PROPOSTA PARA SOLOS ARGILOSOS (APUD CAMPANELLA ET AL., 1995)..... 85

FIGURA 3.47:CURVAS TEÓRICAS PARA DISSIPAÇÃO DE PORO-PRESSÃO EM FUNÇÃO DA RAZÃO DE RIGIDEZ DO SOLO (BATTAGLIO ET AL., 1981 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 86

FIGURA 3.48:VARIAÇÃO DA RAZÃO Q_C/N EM FUNÇÃO DO TAMANHO MÉDIO DO GRÃO DE SOLO ESTUDADO E PARA O NÍVEL DE ENERGIA DO SPT VARIANDO DE 55 A 60 % (ROBERTSON ET AL., 1983 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995)..... 90

FIGURA 3.49: PIEZOCONE COM INCLINÔMETRO, SENSOR DE TEMPERATURA E ACELERÔMETRO (APUD DAVIES & CAMPANELLA, 1995)..... 95

FIGURA 3.50: MÓDULO DE RESISTIVIDADE QUE PODE SER ACOPLADO AO PIEZOCONE SÔNICO. 96

FIGURA 3.51: REPRESENTAÇÃO DE UM PIEZOCONE DE RESISTIVIDADE (APUD DAVIES & CAMPANELLA, 1995)..... 98

FIGURA 3.52: DESENHO ESQUEMÁTICO DE UM AMOSTRADOR DE SOLO COM TUBO DE PLÁSTICO PARA USO NA INVESTIGAÇÃO GEOAMBIENTAL (APUD GIACHETI, 2001B)..... 101

FIGURA 3.53: REPRESENTAÇÃO DO SISTEMA UBC K-BAT (APUD WILSON & CAMPANELLA, 1997)..... 102

FIGURA 3.54: AMOSTRADOR DE ÁGUA QUE PODE SER UTILIZADO SIMULTANEAMENTE À REALIZAÇÃO DE UMA SONDAGEM CPTU (VERTEK, 2000)..... 103

FIGURA 4.1: LOCALIZAÇÃO DAS CIDADES ONDE SE ENCONTRAM OS CAMPOS EXPERIMENTAIS DA UNESP, UNICAMP E USP. 109

FIGURA 4.2: LOCAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP DE BAURU. 111

FIGURA 4.3: PERFIL ESTRATIGRÁFICO ELABORADO A PARTIR DE SONDAGENS SPT E SPT-T REALIZADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP DE BAURU..... 112
FIGURA 4.4: LOCAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP DE CAMPINAS..... 114
FIGURA 4.5: PERFIL ESTRATIGRÁFICO ELABORADO A PARTIR DE SONDAGENS SPT E SPT-T REALIZADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP DE CAMPINAS. 115
FIGURA 4.6: LOCAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA USP DE SÃO CARLOS. 118
FIGURA 4.7: PERFIL ESTRATIGRÁFICO ELABORADO A PARTIR DE SONDAGENS SPT E SPT-T REALIZADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA USP DE SÃO CARLOS.. 119
FIGURA 4.8: VISTA GERAL DE UMA CALIBRAÇÃO DE PIEZOCONE SENDO REALIZADA NO LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA UNESP EM BAURU: (A) NOTEBOOK – REGISTROS DO PIEZOCONE; (B) COMPUTADOR – REGISTROS DO TRANSDUTOR; (C) PIEZOCONE INSTALADO EM CÂMARA; (D) RESERVATÓRIO PRESSURIZADO; (E) MANÔMETROS..... 121
FIGURA 4.9: EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE PORO-PRESSÃO DO PIEZOCONE: (A) MANÔMETRO; (B) TRANSDUTOR DE PRESSÃO. 122
FIGURA 4.10: PROCEDIMENTO UTILIZADO PARA A CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE PORO-PRESSÃO DO PIEZOCONE: (A) CONECTOR RESPONSÁVEL PELA RECEPÇÃO DOS SINAIS GERADOS PELO PIEZOCONE; (B) CAIXA P/ INTERFACE DOS SINAIS; (C) ADAPTADOR DE PORO-PRESSÃO. 123
FIGURA 4.11: EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE RESISTÊNCIA DE PONTA DO PIEZOCONE: (A) ANEL DINAMOMÉTRICO; (B) CÉLULA DE CARGA. 124
FIGURA 4.12: DETALHE DO ADAPTADOR UTILIZADO NA CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA DE RESISTÊNCIA DE PONTA. 125
FIGURA 4.13: SISTEMAS UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO E CHECAGEM DA CÉLULA DE CARGA DA PONTA DO PIEZOCONE: (A) PÓRTICO DE REAÇÃO ÚTIL NO CAMPO; (B) PRENSA TRIAXIAL UTILIZADA EM LABORATÓRIO..... 126

FIGURA 4.14: PROCEDIMENTO ADOTADO PARA A CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA DO ATRITO LATERAL: (A) PRENSA TRIAXIAL UTILIZADA EM LABORATÓRIO; (B) ADAPTADORES UTILIZADOS PARA A APLICAÇÃO DE ESFORÇOS NA LUVA DE ATRITO. 127

FIGURA 4.15: VISTA GERAL DO EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA A DETERMINAÇÃO DO FATOR DE ÁREAS DESIGUAIS DO PIEZOCONE. 129

FIGURA 4.16: PIEZOCONE PADRÃO (CPTU) UTILIZADO NAS SONDAGENS EXECUTADAS EM BAURU, CAMPINAS E SÃO CARLOS. 130

FIGURA 4.17: PIEZOCONE SÍSMICO (SCPTU), COMO AQUELE UTILIZADO NAS SONDAGENS EXECUTADAS EM BAURU, CAMPINAS E SÃO CARLOS. 131

FIGURA 4.18: PENETRÔMETRO MULTI-FUNÇÃO UTILIZADO NOS ENSAIOS COM PIEZOCONE PADRÃO (CPTU) NA SEGUNDA CAMPANHA DE CAMPO. 132

FIGURA 4.19: REAÇÃO UTILIZADA NOS ENSAIOS COM O PIEZOCONE SÍSMICO (SCPTU) NA PRIMEIRA CAMPANHA DE CAMPO. 133

FIGURA 5.1: RESULTADO DA CHECAGEM REALIZADA NO TRANSDUTOR DE PORO-PRESSÃO DO PIEZOCONE "3276". 137

FIGURA 5.2: RESULTADO DA CHECAGEM REALIZADA NA CÉLULA DE CARGA DA RESISTÊNCIA DE PONTA DO PIEZOCONE "3276", NO INTERVALO DE 0 – 35 MPA. 137

FIGURA 5.3: RESULTADO DA CHECAGEM REALIZADA NA CÉLULA DE CARGA DA RESISTÊNCIA DE PONTA DO PIEZOCONE "3276", NO INTERVALO DE 0 – 8 MPA. 138

FIGURA 5.4: RESULTADO DA CHECAGEM REALIZADA NA CÉLULA DE CARGA DO ATRITO LATERAL DO PIEZOCONE "3276", NO INTERVALO DE 0 – 0,5 MPA. .. 138

FIGURA 5.5: DETERMINAÇÃO DO FATOR DE ÁREAS DESIGUAIS PARA O PIEZOCONE "3276". 140

FIGURA 5.6: RESULTADOS DE 5 ENSAIOS CPTU REALIZADOS NA UNESP DE BAURU. 143

FIGURA 5.7: VALORES MÍNIMOS, MÉDIOS E MÁXIMOS DE $\mathbf{R_F}$, $\mathbf{Q_C}$, $\mathbf{F_S}$ E O COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (**CV**) PARA OS 5 ENSAIOS DE PIEZOCONE REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP DE BAURU. 145

FIGURA 5.8: CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS A PARTIR DO ÁBACO DE ROBERTSON ET AL. (1986) PARA O SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU. 146

FIGURA 5.9: RESULTADO DE 9 ENSAIOS CPTU REALIZADOS NA UNICAMP DE CAMPINAS. 149

FIGURA 5.10: VALORES MÍNIMOS, MÉDIOS E MÁXIMOS DE R_F, Q_C, F_S E O COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (**CV**) PARA OS 9 ENSAIOS DE PIEZOCONE REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP DE CAMPINAS. 151

FIGURA 5.11: CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS A PARTIR DO ÁBACO DE ROBERTSON ET AL. (1986) PARA O SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE CAMPINAS. 153

FIGURA 5.12: RESULTADO DE 9 ENSAIOS CPTU REALIZADOS NA USP DE SÃO CARLOS. 155

FIGURA 5.13: VALORES MÍNIMOS, MÉDIOS E MÁXIMOS DE R_F, Q_C, F_S E O COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (**CV**) PARA OS 9 ENSAIOS DE PIEZOCONE REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA USP DE SÃO CARLOS. 158

FIGURA 5.14: CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS A PARTIR DO ÁBACO DE ROBERTSON ET AL. (1986) PARA O SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE SÃO CARLOS. 160

FIGURA 5.15: RESULTADO DO ENSAIO DE PIEZOCONE (CB1) REALIZADO EM BAURU. 162

FIGURA 5.16: RESULTADO DO ENSAIO DE PIEZOCONE (CE9) REALIZADO EM CAMPINAS. 163

FIGURA 5.17: RESULTADO DO ENSAIO DE PIEZOCONE (USP-4) REALIZADO EM SÃO CARLOS. 163

FIGURA 5.18: COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS ESTIMADOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS CPTU E DE LABORATÓRIO REALIZADOS EM BAURU. 167

FIGURA 5.19: COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS ESTIMADOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO (CPTU, CROSS-HOLE E SPT-T) REALIZADOS EM BAURU. 169

FIGURA 5.20: COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS ESTIMADOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS CPTU E DE LABORATÓRIO REALIZADOS EM CAMPINAS. 171

FIGURA 5.21: COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS ESTIMADOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO (CPTU, CROSS-HOLE E SPT-T) REALIZADOS EM CAMPINAS. 173

FIGURA 5.22: COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS ESTIMADOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS CPTU E DE LABORATÓRIO REALIZADOS EM SÃO CARLOS. 175

FIGURA 5.23: COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS ESTIMADOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO (CPTU, CROSS-HOLE E SPT-T) REALIZADOS EM SÃO CARLOS..... 177

FIGURA 5.24: RESULTADO DE UMA SONDAGEM COM O PIEZOCONE REALIZADA NO BRASIL E UTILIZADA PARA DEFINIR A REGIÃO DO MACIÇO MAIS ADEQUADA PARA AMOSTRAGEM DE ÁGUA SUBTERRÂNEA (GIACHETI ET AL., 2000). .. 180

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1: RECOMENDAÇÕES PARA VERIFICAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO CPT E CPTU (CAMPANELLA ET AL., 1995). 40

TABELA 3.2: VALORES DE α UTILIZADOS NA ESTIMATIVA DO MÓDULO **M** EM ARGILAS (MITCHELL & GARDNER, 1975 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 82

TABELA 3.3: ESTIMATIVA DO ÍNDICE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL ($\mathbf{C_H}$) SEGUNDO SCHMERTMANN, 1978B (APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 82

TABELA 3.4: PERMEABILIDADE ANISOTRÓPICA DE ARGILAS (BALIGH & LEVADOUX, 1980 APUD CAMPANELLA ET AL., 1995). 89

TABELA 3.5: ESTIMATIVA DO PESO ESPECÍFICO NATURAL DO SOLO (γ_{NAT}) A PARTIR DE DADOS DE PIEZOCONE (APUD LUNNE ET AL., 1997). 92

TABELA 3.6: RESUMO DE ALGUNS VALORES TÍPICOS DA RESISTIVIDADE (CONDUTIVIDADE) OBTIDOS COM MISTURAS DE SOLO E FLUIDOS (DAVIES & CAMPANELLA, 1995) 99

TABELA 3.7: RESUMO DA TECNOLOGIA DO PIEZOCONE APLICADA À CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL DO SUBSOLO (DAVIES & CAMPANELLA, 1995) 105

TABELA 5.1 – CONSTANTES DE CALIBRAÇÃO PARA O PIEZOCONE "3276" 139

TABELA 5.2 – ERROS RELATIVOS MÍNIMOS, MÉDIOS E MÁXIMOS REFERENTES ÀS LEITURAS OBTIDAS PARA A PORO-PRESSÃO, RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL. 141

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Sigla		Descrição
ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
APL	-	*Aqueous Phase Liquids;*
ASCE	-	*American Society of Civil Engineers;*
ASTM	-	*American Society for Testing and Materials;*
CNPq	-	Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento;
COBRAMSEF	-	Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações;
CPT	-	Ensaio de Penetração de Cone *(Cone Penetration Test)*;
CPTU	-	Ensaio de Penetração de Piezocone *(Piezocone Penetration Test)*;
DMT	-	Ensaio Dilatométrico ou Dilatômetro de Marchetti;
ESOPT	-	*European Symposium on Penetration Testing;*
FAPESP	-	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo;
Feagri	-	Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp;
ICSMFE	-	*International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering;*
Ipmet	-	Instituto de Pesquisas Meteorológicas da Unesp em Bauru;
ISOPT	-	*International Symposium on Penetration Testing;*
ISSMFE	-	*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering;*
ISTG	-	*In Situ Testing Group;*
NAPL	-	*Non-Aqueous Phase Liquid;*
RCPTU	-	Piezocone de Resistividade;
SCPTU	-	Piezocone Sísmico;
SEFE	-	Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia;
SGI	-	*Swedish Geotechnical Institute;*
SPT	-	Sondagem de simples reconhecimento (*Standard Penetration Test*);

SPT-T	-	Sondagem de simples reconhecimento com medida de torque;
UBC	-	*University of British Columbia;*
UnB	-	Universidade de Brasília;
Unesp	-	Universidade Estadual Paulista;
Unicamp	-	Universidade Estadual de Campinas;
US-EPA	-	*United States Environmental Protection Agency;*
USP	-	Universidade de São Paulo;

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
α	Valor empírico utilizado no cálculo do módulo de deformabilidade confinado;
ϕ	Ângulo de atrito;
ψ	Parâmetro de estado das areias;
$(\sigma'_{oct})_1$	Tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sobre uma tensão vertical geostática efetiva (σ'_{V0}) de 100 kPa;
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo;
σ'_0	Tensão efetiva média;
σ'_H	Tensão horizontal efetiva;
σ'_{H0}	Tensão horizontal geostática efetiva;
σ'_{oct}	Tensão octaédrica ao nível onde a sondagem SPT está sendo executada;
σ'_V	Tensão vertical efetiva;
σ'_{V0}	Tensão vertical geostática efetiva;
σ_0	Tensão média;
γ_d	Peso específico seco do solo;
σ_{H0}	Tensão horizontal geostática;
σ_m	Tensão média *in situ* [$\sigma_m = {}^1/_3.(\sigma_{V0} + 2.\sigma_{H0})$];
γ_{nat}	Peso específico natural do solo;
ΔU	Excesso de poro-pressão medido atrás da ponta pelo piezocone;
$\Delta U(t)$	Excesso de poro-pressão medido atrás da ponta pelo piezocone após um determinado tempo;
σ_{V0}	Tensão vertical geostática;
γ_w	Peso específico da água;

unesp

A	-	Fator de áreas desiguais do cone (An/At);
Af	-	Parâmetro de poro-pressão no colapso;
B_q	-	Parâmetro de poro-pressão;
C_0 C_1 C_2	-	Constantes de solo utilizada na estimativa da densidade relativa;
C_h	-	Coeficiente de adensamento na direção horizontal;
$C_{h(NC)}$	-	Coeficiente de adensamento na direção horizontal para uma faixa de solo normalmente adensado;
$C_{h(OC)}$	-	Coeficiente de adensamento na direção horizontal para uma faixa de solo sobre-adensado;
CL	-	Argila de baixa compressibilidade (sistema de classificação unificada);
CR	-	Índice de compressão virgem;
C_v	-	Coeficiente de adensamento na direção vertical;
CV	-	Coeficiente de variação;
D_r	-	Densidade relativa do solo;
E	-	Módulo de elasticidade ou módulo de *Young* para areias;
e	-	Índice de vazios;
E_{25}	-	Módulo de elasticidade secante drenado a 25% do nível de tensão de ruptura;
E_{50}	-	Módulo de elasticidade secante drenado a 50% do nível de tensão de ruptura;
E_u	-	Módulo de elasticidade ou módulo de *Young* para argilas;
E_{u25}	-	Módulo de elasticidade secante não drenado a 25% do nível de tensão de ruptura;
FC	-	Porcentagem de partículas menores que 0,075 mm (*Fines Content*);
f_s	-	Atrito lateral obtido através do ensaio CPT ou CPTU;
G	-	Módulo de cisalhamento;
g	-	Aceleração da gravidade;
G_{max}	-	Módulo de cisalhamento máximo;
Ic	-	*Material Index;*
IP	-	Índice de plasticidade;

I_R - Razão de rigidez do solo (G/S_u);

K - Coeficiente de permeabilidade;

K_0 - Coeficiente de empuxo em repouso;

K_D - Índice de tensão horizontal;

K_h - Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal;

K_v - Coeficiente de permeabilidade na direção vertical;

LA' - Solo arenoso de comportamento laterítico (sistema de classificação MCT);

LG' - Solo argiloso de comportamento laterítico (sistema de classificação MCT);

M - Módulo de deformabilidade confinado;

m_h - Módulo de variação volumétrica horizontal obtido pelo ensaio de deformação oedométrico;

ML - Silte de baixa compressibilidade (sistema de classificação unificada);

M_t *ou* M_0 - Módulo de deformabilidade confinado tangente;

m_v - Módulo de variação volumétrica vertical obtido pelo ensaio de deformação oedométrico;

N - Constante empírica relacionada ao nível de tensões para cálculo do módulo de elasticidade para argilas;

$N_{\Delta U}$ - Razão de poro-pressão ($\Delta U/S_u$);

$N1_{60}$ - Índice de resistência à penetração fornecido pelo ensaio SPT e corrigido em função dos efeitos dos níveis de tensões, segundo uma energia de 60%;

$N1_{72}$ - Índice de resistência à penetração fornecido pelo ensaio SPT e corrigido em função dos efeitos dos níveis de tensões, segundo uma energia de 72%;

$N1_{SPT}$ ou $N1$ - Índice de resistência à penetração fornecido pelo ensaio SPT e corrigido em função dos efeitos dos níveis de tensões;

N_{60} - Índice de resistência à penetração fornecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado e segundo uma energia de 60%;

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

N_{72} - Índice de resistência à penetração fornecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado e segundo uma energia de 72%;

NA - Nível d'água;

NA' - Solo arenoso de comportamento não laterítico (sistema de classificação MCT);

NG' - Solo argiloso de comportamento não laterítico (sistema de classificação MCT);

N_k - Fator do cone utilizado na estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada;

Nq - Fator de capacidade de carga (q_c / σ'_{v0});

N_{SPT} ou ***N*** - Índice de resistência à penetração fornecida pelo ensaio SPT;

OCR - Histórico de tensões ou razão de sobre-adensamento;

q_c - Resistência de ponta obtida através do ensaio CPT ou CPTU;

q_t - Resistência de ponta corrigida obtida através do ensaio CPTU;

R - Raio do cone;

R_f - Razão de atrito = (f_s / q_c).100 [%];

RR - Índice de recompressão;

SBT - Tipo de comportamento do solo (*soil behaviour type*);

SC - Areia argilosa (sistema de classificação unificada);

SM - Areia siltosa (sistema de classificação unificada);

S_t - Sensitividade;

S_u - Resistência ao cisalhamento não drenada;

T - Fator de tempo teórico utilizado no cálculo do coeficiente de adensamento horizontal;

t - Tempo;

u - Poro-pressão obtida através do ensaio CPTU;

u_0 - Poro-pressão de equilíbrio;

u_1 - Poro-pressão obtida através do ensaio CPTU e medida na ponta do cone;



u_2 - Poro-pressão obtida através do ensaio CPTU e medida imediatamente atrás da ponta do cone;

u_3 - Poro-pressão obtida através do ensaio CPTU e medida imediatamente atrás da luva de atrito do cone;

u_{tip} - Poro-pressão obtida através do ensaio CPTU e medida na base da ponteira do cone;

UU - Ensaio triaxial do tipo não adensado e não drenado;

V_p - Velocidade de propagação da onda de compressão;

V_s - Velocidade de propagação da onda cisalhante;

w - Teor de umidade;

RESUMO

Nos últimos anos, o aumento no número de projetos que envolvem a presença de algum tipo de contaminante no subsolo tem levado à mudanças nos procediméntos convencionais de investigação do subsolo. O ensaio de penetração do piezocone é uma técnica moderna e sua utilização vem sendo cada vez mais difundida na Europa e na América do Norte para a investigação geoambiental. No Brasil, a aplicação dessa ferramenta está apenas se iniciando.

Inicia-se este trabalho com uma ampla revisão bibliográfica envolvendo a tecnologia do piezocone. Em seguida, apresentam-se e discutem-se resultados de ensaios com piezocone recentemente realizados nos campos experimentais da Unesp (Bauru), Unicamp (Campinas) e USP (São Carlos). Nestes locais, inúmeras pesquisas vêm sendo realizadas e grande quantidade de dados estão disponíveis. Tais ensaios permitiram avaliar se a metodologia tradicionalmente empregada para a interpretação de ensaios com o piezocone possibilita, de fato, identificar o perfil estratigráfico e a variabilidade espacial das camadas, além de estimar alguns parâmetros geotécnicos desses três solos tropicais, típicos daqueles que ocorrem no Brasil.

Os resultados obtidos mostram que essa metodologia apresenta limitações quando empregada na identificação do perfil estratigráfico. Entretanto, constatou-se que a razão de atrito, em alguns casos, permitiu identificar horizontes com comportamento distintos. Assim, para solos tropicais, recomenda-se a utilização de amostradores de solo para complementar a investigação nas regiões do maciço onde se identificou solos com comportamentos distintos, baseado nos valores da resistência de ponta (q_c) e razão de atrito (R_f).

Encerra-se o trabalho apresentando e analisando um exemplo de aplicação do piezocone, recentemente realizado no Brasil para a investigação ambiental, que teve como finalidade identificar regiões do maciço onde ensaios adicionais empregando amostradores de água, foram utilizados para complementar o programa de investigação geoambiental.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

ABSTRACT

In recent years there has been a steady increase in geoenvironmental engineering projects that deal with some kind of contaminant, leading to changes and enhancement in the site characterization techniques. The heart of a modern site characterization approach is the piezocone test and its use for geoenvironmental site characterization is currently used in Europe and North America. In Brazil, the application of this technique is just beginning.

A review about the piezocone technology is presented in this study and the results of piezocone tests recently carried out at three experimental research sites (Bauru, Campinas e São Carlos) is discussed. These sites were chosen because there are great amounts of data available. The traditional approach for interpretation of piezocone tests will be assessed to identify stratigraphic logging, soil variability and to estimate geotechnical parameters of these tropical soils, which are typical in Brazil. The traditional approach has some limitations specially to classify soils. An appropriate identification of stratigraphic logging based on piezocone test in tropical soils can be achieved using soil samplers in the layers where measured cone resistance (q_c) and friction ratio (R_f) values identified soils with different behavior.

This study is concluded presenting an example which piezocone tests were carried out in Brazil to identify permeable layers where groundwater were sampled to assess soil contamination in a geoenvironmental site characterization.

1 - INTRODUÇÃO

Para a elaboração de projetos geotécnicos, torna-se necessário proceder a investigação do subsolo. Em princípio, essa investigação pode ser realizada tanto com ensaios em laboratório, como com ensaios de campo.

A realização de ensaios em laboratório para obtenção de parâmetros de projeto, apresenta como principal vantagem o controle das condições de ensaio, possibilitando assim, a realização de uma série de simulações. Entretanto, os resultados de ensaios laboratoriais realizados em amostras "indeformadas" estão relacionados com a qualidade dessas amostras e, dependendo do tipo de solo e do processo de amostragem utilizado, os efeitos da perturbação provocada por essas amostragens podem ser significativos. Ademais, os resultados desses ensaios, na maioria das vezes, não retratam algumas das características do maciço, fundamentais para a previsão de seu comportamento.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

Os ensaios de campo, em alguns casos, além de mais rápidos e econômicos, possibilitam a realização de um maior número de testes e, conseqüentemente, uma caracterização mais detalhada do subsolo. Tais ensaios, no entanto, também mostram limitações como a impossibilidade de obter amostras em todas as situações, gerando dificuldades para a classificação dos solos e apresentando um menor controle sobre as tensões de confinamento e condições de drenagem.

Assim, na maioria dos casos, torna-se necessário a utilização de correlações empíricas e calibrações adicionais para converter os resultados dos ensaios de campo em propriedades geotécnicas apropriadas ao projeto. Desse modo, a seleção dos métodos de ensaio de campo a serem empregados, depende basicamente das condições geológicas do terreno, dos requisitos de projeto, além dos métodos de análise a serem utilizados.

Nos últimos anos, com a preocupação de políticas governamentais com o meio ambiente, passou a existir um aumento no volume dos projetos ligados à engenharia geoambiental, nos quais a engenharia geotécnica é combinada com preocupações de caráter ambiental. Assim, passaram a existir novas proposições sob o enfoque da caracterização e identificação de camadas subsuperficiais com presença de contaminantes, procurando identificar o tipo, a quantidade e como se dará o avanço dos mesmos através da formação de uma pluma de contaminação.

Segundo a US-EPA (1989), órgão de fiscalização e monitoramento que controla os impactos ambientais no território norte-americano, os principais fatores que devem ser considerados num programa de investigação e caracterização geoambiental são:

- ✓ identificação do perfil estratigráfico do subsolo;
- ✓ determinação da posição do nível d'água;
- ✓ avaliação da condutividade hidráulica;
- ✓ análise da potencialidade ou existência de componentes químicos no solo ou no lençol freático e suas respectivas tendências de geração ou absorção de contaminantes.

Visando a obtenção dessas informações, foram idealizadas e adaptadas novas técnicas com o intuito de utilizá-las na investigação e caracterização geoambiental. Para tanto, ampliou-se o campo de estudo responsável pela ligação entre as várias áreas do conhecimento, como a geologia, geotecnia, engenharia ambiental e ciências correlatas, originando assim, uma única área de interesse capaz de envolver todas as preocupações ambientais existentes no meio geológico natural ou modificado (CAMPANELLA & DAVIES, 1997).

Os métodos tradicionais de investigação atualmente utilizados no Brasil, como as sondagens a trado e a trado helicoidal, sondagens de simples reconhecimento com SPT, caracterização em laboratório de amostras discretas retiradas do local, dentre outros, não sofreram a incorporação da tecnologia de instrumentação desenvolvida juntamente com a microeletrônica atual e são praticamente os mesmos implantados nas décadas de 60 e 70.

Dentre tais métodos de investigação, a sondagem SPT (*Standard Penetration Test*), originalmente desenvolvida no final da década de 20, tem sido extensivamente utilizada na maioria dos países, incluindo o Brasil e, devido a esta longa experiência, está firmemente estabelecida na prática da engenharia. Entretanto, apresenta uma série de limitações quando comparada com outros ensaios de campo aplicados na investigação geoambiental. Dentre tais limitações, destacam-se a falta de padronização, amostragens descontínuas e muitas vezes fora da zona crítica, possibilidade de comprometimento na qualidade das amostras, geração de grande quantidade de material contaminado escavado do furo de amostragem e, conseqüentemente, custo adicional para movimentação e adequada disposição deste rejeito, proporcionando assim, um aumento no valor final do programa de investigação.

Os ensaios de penetração de cone (CPT) pertencem a uma outra família de ensaios de campo, cujas utilizações vêm sendo cada vez mais difundidas. No Brasil, esses ensaios têm sido utilizados há muito tempo nos mais diferentes tipos de solos, desempenhando um importante papel para a elaboração

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

de métodos empíricos voltados para a estimativa da capacidade de carga de estacas por meio de correlações com provas de carga.

Atualmente, são reconhecidas mundialmente as vantagens em se utilizar o piezocone como uma ferramenta voltada para a identificação detalhada do perfil estratigráfico do terreno e na estimativa de parâmetros mecânicos e hidráulicos das diversas camadas do subsolo.

No entanto, alguns resultados disponíveis no Brasil mostraram certas diferenças entre a definição do perfil estratigráfico utilizando resultados de sondagens SPT e ensaios CPTU (DANZIGER *et al.*, 1999). Tal fato, pode ser atribuído, principalmente, a utilização de ábacos de classificação dos solos que foram desenvolvidos para países de clima temperado da América do Norte e Europa. Para solos tropicais, como aqueles que ocorrem no interior do estado de São Paulo, os princípios para a interpretação da resposta à penetração do cone ainda não foram definidos, uma vez que fatores como cimentação, não saturação, anisotropia e quebra da estrutura, são complexos e dificeis de serem incorporados.

Em conseqüência do desenvolvimento da aquisição digital de dados e dos programas computacionais para tratamento das informações coletadas, alguns ensaios de campo como o piezocone (CPTU) aliado à utilização de amostradores de água, solo ou gás, mostraram-se viáveis para a solução de problemas ligados à investigação geoambiental do subsolo. Tais ensaios, além de mais rápidos e versáteis, não produzem rejeitos, provocam pouca perturbação no material amostrado, geram um número reduzido de amostras e reduzem o grau de exposição dos operadores aos materiais contaminados, possibilitando uma investigação mais completa e de custo relativamente baixo (ROBERTSON, 1998).

Por outro lado, a amostragem de solos visando a obtenção das propriedades geoambientais intrínsecas no subsolo, iniciou-se no Brasil através da utilização de equipamentos tradicionais, como a sondagem à percussão para profundidades médias e trados manuais para investigações rasas e acima do nível d'água. Tais técnicas foram empregadas em virtude da indisponibilidade de equipamentos mais modernos ou devido a mão de obra utilizada já estar habituada ao manuseio de tais ferramentas. Além disso, a utilização de técnicas

unesp

convencionais de perfuração e amostragem, geralmente perturbam e interferem na qualidade do material amostrado, que muitas vezes pode apresentar grau de contaminação elevado.

Nos países desenvolvidos, a utilização integrada do piezocone aliado a amostradores de água, solo ou gás, tem-se mostrado eficiente para a investigação geoambiental, principalmente para a identificação de locais onde existem indícios de contaminação do subsolo e definição de áreas destinadas à implantação de sistemas para disposição de resíduos. Outro fator a ser mencionado, está na utilização dessas técnicas para a identificação de regiões do subsolo capazes de atenuar a carga de contaminantes ou para avaliar, detalhadamente, o isolamento de aqüíferos e águas subsuperficiais susceptíveis a uma potencial pluma de contaminação.

Embora seja grande o potencial de utilização do piezocone para a estimativa de parâmetros geomecânicos e hidráulicos das diversas camadas existentes no subsolo, a definição do perfil estratigráfico é considerada a atividade onde os ensaios de piezocone tornam-se particularmente poderosos (SMITS, 1982) ou mesmo inigualáveis (CAMPANELLA *et al.*, 1985).

No entanto, sua principal limitação está no fato de utilizar ábacos de classificação e fórmulas de correlação desenvolvidas para solos de regiões temperadas, para correlacionar medidas de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poro-pressão (u) com as características geotécnicas de outros terrenos. Dessa forma, torna-se imprescindível a realização de maiores estudos que permitam avaliar a aplicabilidade desses ábacos quando utilizados em solos tropicais.

2 - OBJETIVOS

A principal proposição do presente trabalho, ancora-se na utilização do ensaio de piezocone (CPTU) voltado para a investigação geotécnica e geoambiental do subsolo. Dessa forma, pretende-se iniciar o desenvolvimento de uma nova metodologia baseada em identificar o perfil estratigráfico e a variabilidade espacial das camadas existentes no subsolo, para posteriormente proceder à estimativa de parâmetros geotécnicos e estabelecer áreas críticas, onde ensaios complementares, como os de laboratório ou de campo, possam ser realizados, caso necessário. A seguir, os objetivos encontram-se explicitamente relacionados:

- ✓ tendo em vista que a realização de calibrações e checagens dos principais sensores existentes no interior de um piezocone são essenciais para se garantir a confiabilidade dos resultados

gerados por esta ferramenta, será realizado, em laboratório, um programa completo de calibração de piezocones;

- ✓ utilizar os resultados dos ensaios de piezocone realizados nos campos experimentais da Unesp (Bauru), Unicamp (Campinas) e USP (São Carlos), obtidos a partir de duas campanhas de campo empregando os piezocones padrão (CPTU) e sísmico (SCPTU), para a definição do perfil estratigráfico e na estimativa de alguns parâmetros mecânicos desses solos tropicais, típicos daqueles que ocorrem no interior do estado de São Paulo;

- ✓ empregar o software CPTINT5, desenvolvido por CAMPANELLA (1998), como um recurso para facilitar a interpretação dos resultados obtidos a partir de ensaios com o piezocone e utilizá-los para avaliar a aplicabilidade dos métodos tradicionais na interpretação e estimativa de parâmetros de projeto;

- ✓ apresentar e discutir o resultado de um ensaio com o piezocone, recentemente realizado no Brasil, para a investigação geoambiental;

- ✓ discutir as vantagens e limitações do emprego dessa técnica para a investigação geotécnica e geoambiental de solos tropicais.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo, será realizada uma ampla revisão bibliográfica enfocando os principais conceitos relacionados à tecnologia do piezocone e seus acessórios na investigação geotécnica e geoambiental do subsolo. Uma breve abordagem envolvendo os demais ensaios de campo utilizados na elaboração deste trabalho também será realizada.

3.1 - Concepção dos Ensaios de Penetração de Cone

3.1.1 - Ensaio de Cone Mecânico

As primeiras versões do ensaio de penetração de cone ou *Cone Penetration Test* (CPT), foram desenvolvidas pelas Ferrovias Estatais da Suécia,

em 1917. Posteriormente, no Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda, foram desenvolvidos dois novos equipamentos: o primeiro, denominado de cone holandês, era voltado para a obtenção de informações sobre a consistência dos depósitos aluviais para estudos de implantação de estradas (BARENTSEN, 1936) e o segundo, denominado cone de Delft, com a finalidade de obter dados para o projeto de fundações em estacas (LABORATORY OF SOIL MECHANICS, DELFT, 1936).

Basicamente, esses equipamentos consistiam de um conjunto de hastes atuando livremente na direção vertical e no interior de tubos de revestimento, possuindo em sua extremidade inferior um cone fixo com ângulo de vértice de 60° e uma base com área aproximada de 10 cm^2.

Os ensaios empregando-se o cone holandês eram executados cravando-se manualmente no terreno o cone e, através de um manômetro, eram realizadas as medidas referentes a resistência à penetração do sistema. Tais sondagens eram realizadas em solos de baixa resistência e alcançavam uma profundidade máxima de 12 metros.

No processo de cravação do segundo equipamento (cone de Delft), era utilizado um macaco manual com capacidade de reação superior a 250 kN, possibilitando a penetração do cone até a profundidade de 30 metros (SANGLERAT, 1972). Além disso, esse tipo de cone apresentava também, duas configurações distintas:

- ✓ *cone com ponta móvel:* a resistência de ponta era medida isoladamente pelo avanço da ponteira cônica;
- ✓ *cone com ponta fixa:* a ponta do cone e o hasteamento moviam-se simultaneamente, medindo-se a resistência de ponta e o atrito lateral.

Os ensaios utilizando-se o cone de Delft eram executados cravando-se alternadamente e a uma velocidade constante, apenas a ponta cônica (aproximadamente 150 mm), os tubos de revestimento e em seguida, todo o

conjunto (hastes com o cone e os tubos). Posteriormente ao penetrômetro, um revestimento externo era responsável pela redução nos efeitos do atrito provocado aos tubos de revestimento. Durante a penetração, eram registradas as cargas necessárias à cravação da ponta cônica (resistência de ponta), dos tubos de revestimento (resistência lateral) e de todo o sistema (resistência total).

Em meados das décadas de 30 e 40, foram propostos novos aprimoramentos ao equipamento, fundamentados principalmente na existência de erros provenientes do acúmulo de solo na fenda existente entre as hastes e os tubos de revestimento (PLANTEMA, 1948 e VERMEIDEN, 1948). Tal proposta teve como objetivo principal estabelecer uma redução gradual no diâmetro do corpo do cone, logo acima da ponta cônica, originando o penetrômetro de Vermeiden (Figura 3.1).

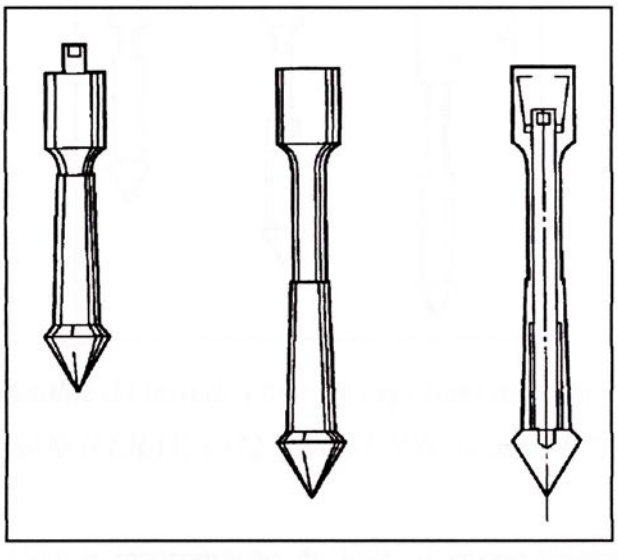


Figura 3.1: Detalhe de um cone holandês com a redução na geometria proposta por Vermeiden (SANGLERAT, 1972 apud LUNNE et al., 1997).

Com a constante evolução do ensaio, originou-se na Indonésia um novo acessório que incorporado ao cone, possibilitou a obtenção direta de uma nova grandeza, ou seja, o atrito lateral. No entanto, em virtude da redução do atrito lateral gerado pelas hastes à medida que as mesmas transpassavam seqüencialmente um mesmo local, tornou-se impossível a obtenção de gráficos

mais detalhados e capazes de representarem as camadas do subsolo a partir de medições do atrito lateral e da resistência de ponta (BEGEMANN, 1953).

Algum tempo depois, visando a eliminação desse problema, foram propostos novos procedimentos para a execução do ensaio e começou a ser utilizada uma nova luva de atrito, com área aproximada de 150 cm^2 e situada posteriormente à área de projeção da ponta, o que deu origem ao Cone de Atrito ou Cone de Begemann (Figura 3.2).

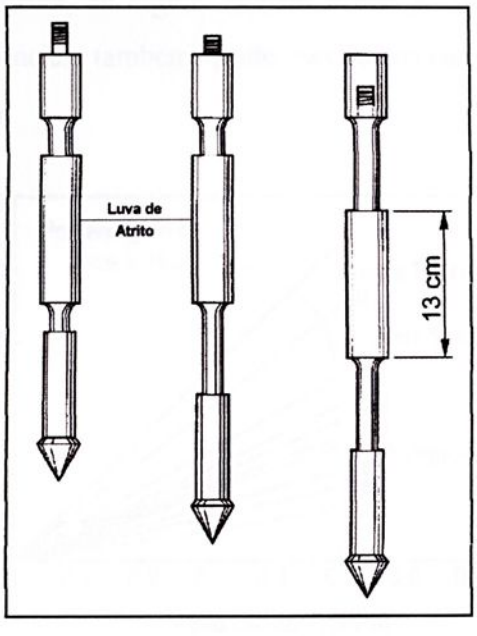


Figura 3.2: Detalhe da luva de atrito incorporada ao Cone de Begemann (SANGLERAT, 1972 apud LUNNE et al., 1997).

Com a incorporação da luva, o ensaio passou a ser realizado através da cravação alternada entre a ponteira do cone, para o registro da resistência de ponta e, logo em seguida, do hasteamento e conseqüentemente do conjunto cone e luva de atrito, obtendo assim, a resistência de ponta acrescida da resistência lateral, sendo essa última obtida algebricamente pela diferença entre as grandezas (BEGEMANN, 1965 e DE RUITER, 1971).

Com o estabelecimento dessa nova metodologia na execução do ensaio, tornou-se possível à elaboração de gráficos relacionando os valores obtidos para o atrito lateral e resistência de ponta em função da profundidade, o

que possibilitou a estimativa de parâmetros geotécnicos do terreno e de correlações diretas com o comportamento de estacas.

Através do emprego do cone de atrito, BEGEMANN (1965) partindo de considerações teóricas e de numerosos ensaios realizados durante anos na Holanda, foi o primeiro autor a propor um ábaco para classificação dos solos com base na resistência de ponta e no atrito lateral (Figura 3.3), além de constatar que, para iguais valores de f_s, as areias apresentam maiores valores de q_c que as argilas ou, de outra forma, as argilas exibem maior f_s do que as areias para o mesmo q_c. Tal tendência, também pode ser observada por outros autores (SANGLERAT, 1972).

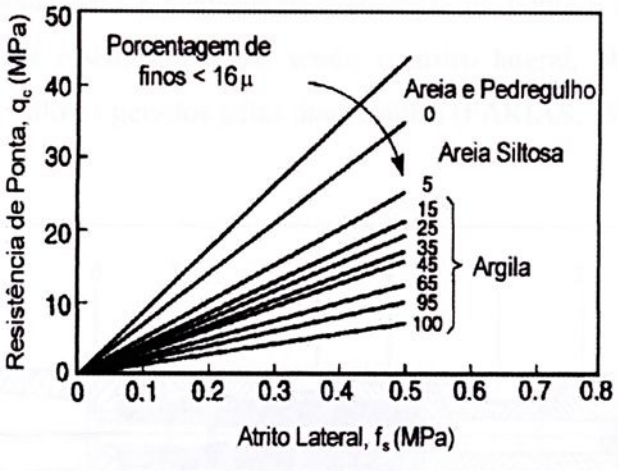


Figura 3.3: Ábaco de classificação dos solos com base no atrito lateral e na resistência de ponta (BEGEMANN, 1965 apud LUNNE et al., 1997).

Posteriormente, SANGRELAT (1972) dentre outros, apresenta uma nova proposta para a classificação dos solos baseando-se na utilização da razão f_s / q_c, denominada razão ou relação de atrito, designada R_f e dada em porcentagem. A partir desta data, vários outros autores (SCHMERTMANN, 1978a; SEARLE, 1979) ampliaram e modificaram a proposta original de BEGEMANN (1965), desenvolvendo novos cones de atrito, até a sua padronização, em 1977, pela ISSMFE (padrão europeu) e em 1979, pela ASTM D 3441 (padrão americano).

3.1.2 - Ensaio de Cone Elétrico

Com o avanço da tecnologia e aprimoramento dos componentes elétricos, passou a ser idealizado um novo tipo de ensaio, denominado ensaio de cone elétrico. Apesar de sua utilização ter iniciado no final da década de 60, o primeiro cone elétrico foi desenvolvido pelo engenheiro Bakker, em 1948, baseado nos mesmos princípios do cone mecânico, porém obtendo-se registros a partir de sensores elétricos implantados no interior do próprio aparelho.

Em 1965, foi desenvolvido pela *Fugro* um novo equipamento denominado cone de subtração (Figura 3.4). Nesse equipamento, a primeira célula de carga era utilizada para a medição da resistência de ponta e a segunda célula, para a obtenção da resistência total, sendo o atrito lateral, obtido a partir da diferença entre os valores gerados pelas duas células (FARIAS, 1999).

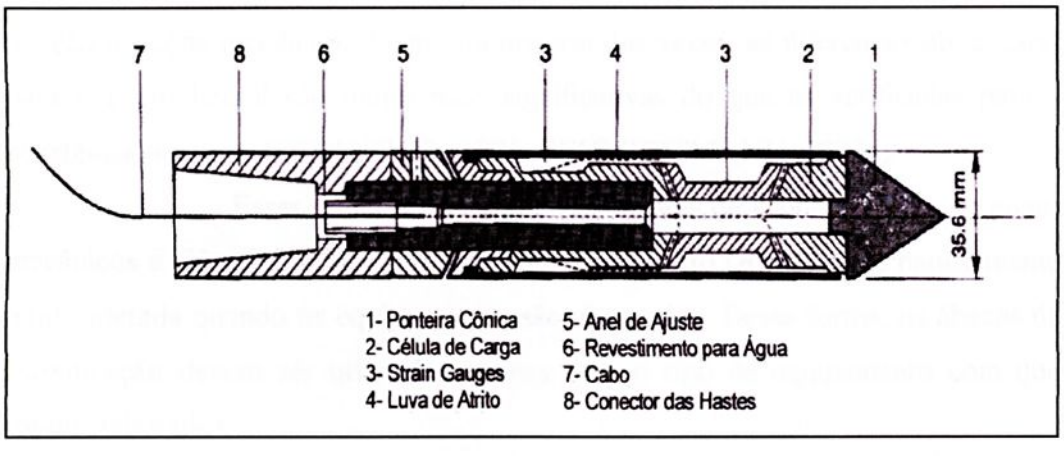


Figura 3.4: Cone elétrico de subtração desenvolvido pela Fugro (DE RUITER, 1971 apud LUNNE et al., 1997).

Na década de 70, os cones elétricos passaram a medir a resistência de ponta e o atrito lateral local por meio de células de carga elétricas, o que contribuiu para sua constante evolução (SCHMERTMANN, 1978a; DE RUITER, 1981; MEIGH, 1987; ROBERTSON & CAMPANELLA, 1988).

Os cones elétricos geralmente apresentam as mesmas características básicas e inerentes aos cones mecânicos, ou seja, possuem uma ponta cônica formando ângulo de 60° e área da base equivalente a 10 cm^2. No entanto, são acrescidos de uma luva cilíndrica com diâmetro igual ao da ponta e localizada acima da base cônica, o que elimina qualquer vazio proporcionado ao solo em virtude da passagem da ponta e mantém o furo em condição de completa restrição.

Basicamente, existem dois tipos de cone elétrico, ou seja, o primeiro com capacidade de medir apenas a resistência de ponta através de células de carga com *strain-gauges*, e o segundo com capacidade de gerar também o atrito lateral através de uma célula de carga fixada à luva de atrito, alojada logo acima da base do cone (DE RUITER, 1971).

Com o advento do cone elétrico, embora este continuasse a medir as mesmas grandezas que o cone mecânico (q_c e f_s), verificou-se que os valores medidos variavam com o projeto do cone, diferindo naturalmente em relação ao cone mecânico. Assim, na maioria das vezes, as diferenças observadas para o atrito lateral são muito mais significativas do que as verificadas para a resistência de ponta (DE RUITER, 1971; SCHMERTMANN, 1978a).

Essas grandes diferenças nos valores de f_s obtidas entre os cones mecânicos e elétricos, fazem com que a razão de atrito (R_f) torne-se naturalmente muito afetada quando os equipamentos são alternados. Dessa forma, os ábacos de classificação devem ser utilizados apenas com o tipo de equipamento com que foram elaborados.

No entanto, os cones elétricos proporcionaram uma grande evolução em relação aos cones mecânicos, pois com a introdução de células de cargas elétricas mais simples e confiáveis, os resultados passaram a apresentar uma melhor sensibilidade, contribuindo para a geração de valores mais acurados e leituras contínuas, além de uma maior facilidade no registro dos resultados (FARIAS, 1999).



3.1.3 - Ensaio de Piezocone

Em 1974, no Congresso Europeu de Ensaios de Penetração (ESOPT-I) em Estocolmo, foram propostos dois trabalhos apresentando medições de poro-pressão durante a penetração de um cone elétrico. Tal cone, era provido de um transdutor de pressão associado a um elemento poroso, posicionado próximo a ponteira cônica (JANBU & SENNESET, 1974 e SCHMERTMANN, 1974).

Em 1975, WISSA *et al.* e TORSTENSSON desenvolveram simultaneamente duas sondas piezométricas geometricamente semelhantes (Figura 3.5). Esse novo implemento independente, era constituído basicamente de uma ponta cônica, que alojava em sua extremidade um elemento poroso cilíndrico conectado a um transdutor elétrico de pressão, capaz de registrar a pressão neutra gerada na ponta durante sua penetração e, dessa forma, determinar a permeabilidade da camada atravessada e o coeficiente de adensamento a partir da observação da velocidade de dissipação da poro-pressão (LUNNE *et al.*, 1997).

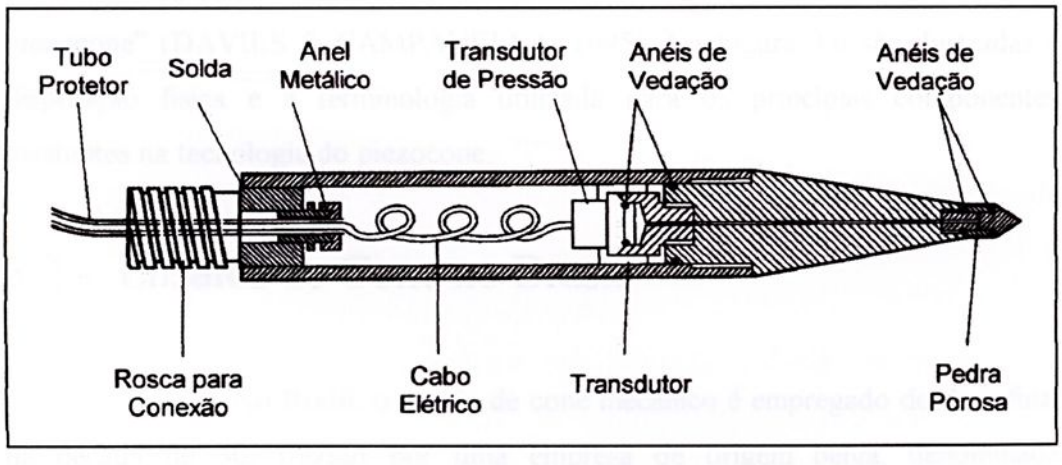


Figura 3.5: Detalhe dos componentes existentes na sonda piezométrica experimental (WISSA et al., 1975 apud LUNNE et al.,1997).

Com base na tecnologia da sonda piezométrica, foi então desenvolvido um novo equipamento capaz de medir simultaneamente a resistência

de ponta e a poro-pressão gerada no subsolo. Entretanto, foi apenas no início dos anos 80, que muitos pesquisadores em todo o mundo (SCHMERTMANN, 1978b; BALIGH *et al.*, 1980; ROY *et al.*, 1980; DE RUITER, 1981; MUROMACHI, 1981; BALIGH *et al.*, 1981; JONES *et al.*, 1981; TUMAY *et al.*, 1981 e CAMPANELLA & ROBERTSON, 1981) passaram a desenvolver novos equipamentos denominados piezocones, ou seja, cones capazes de registrar simultaneamente a resistência à penetração da ponta, da luva de atrito e as poro-pressões geradas no solo durante a penetração, o que propiciou um ganho significativo nas questões relacionadas a determinação do perfil estratigráfico do terreno e para a capacidade de classificação dos solos.

Com o avanço da eletrônica e devido à rápida evolução da informática, originaram-se ferramentas mais apropriadas para a realização desses ensaios, ou seja, surgiram equipamentos menores, menos robustos e mais econômicos, capazes de proporcionar o projeto e a construção de ferramentas mais adequadas para a obtenção de parâmetros do subsolo. Dessa forma, pode-se destacar a incorporação aos ensaios e ao próprio piezocone, de diversos dispositivos e sensores especiais que finalizaram por difundir ainda mais este tipo de sondagem, dando origem a uma nova ferramenta denominada "tecnologia do piezocone" (DAVIES & CAMPANELLA, 1995). Na Figura 3.6 são ilustradas a disposição fisica e a terminologia utilizada para os principais componentes existentes na tecnologia do piezocone.

3.2 - Ensaios de Cone no Brasil

No Brasil, o ensaio de cone mecânico é empregado desde o final da década de 50, trazido por uma empresa de origem belga, denominada *Companhia de Estacas Franki*, e voltado principalmente para o projeto de estacas em fundações (VELLOSO, 1988 *apud* QUARESMA *et al.*, 1998).

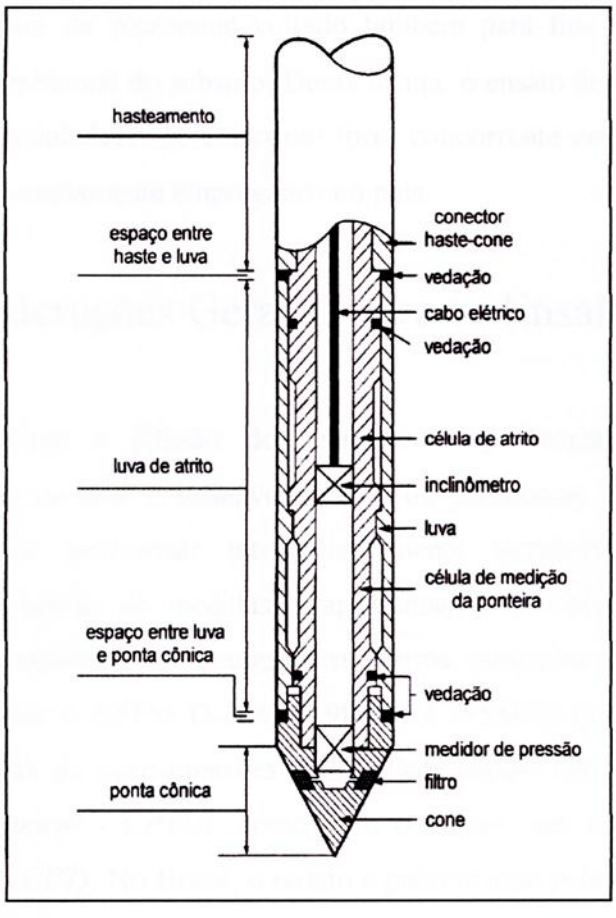


Figura 3.6: Detalhe da terminologia empregada no piezocone (ZUIDBERG, 1988 apud SCHNAID, 2000).

Já os primeiros ensaios com o cone elétrico, foram realizados em condições *offshore* e com a finalidade de obter dados para projetos de plataformas marítimas, ligadas à prospecção de petróleo (BOGOSSIAN e MELLO, 1993 *apud* QUARESMA *et al., 1998*).

O piezocone, por sua vez, tem sido utilizado na maioria dos casos com a finalidade de obtenção de parâmetros geomecânicos de solos argilosos moles (ROCHA FILHO & ALENCAR, 1985; SOARES *et al.*, 1986; COUTINHO *et al.*, 1993; DANZIGER *et al.*, 1997; SOARES *et al.*, 1997).

No final da década de 90, com o avanço das pesquisas proporcionadas pelas universidades brasileiras (ROCHA FILHO & SCHNAID, 1995; QUARESMA *et al.*, 1998), houve um grande interesse comercial na

utilização do ensaio de piezocone voltado também para fins de caracterização geotécnica e geoambiental do subsolo. Dessa forma, o ensaio de piezocone passou a difundir-se e a estabelecer-se como um forte concorrente em relação a outros ensaios de campo amplamente empregados no país.

3.3 - Considerações Gerais Sobre os Ensaios de Cone

Com a difusão dos ensaios de penetração de cone, seja mecânico, elétrico ou com o desenvolvimento do piezocone, passou a existir a necessidade de se padronizar internacionalmente terminologias, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação de resultados, para uma concreta e segura realização do ensaio. Dessa forma, passaram a vigorar normas e procedimentos como a ASTM D-3441 (1986) e a ISSMFE (1989), tanto para o ensaio com medida de poro-pressões *(Cone Penetration Test with Pore Water Pressure Measurement - CPTU)*, como para o ensaio sem essa medida *(Cone Penetration Test - CPT)*. No Brasil, o ensaio é padronizado pela ABNT, MB-3406 (1990).

Assim, aspectos fundamentais como a velocidade de cravação do sistema (20 mm/s ± 5 mm/s), diâmetro da luva de atrito (maior ou igual que o diâmetro do cone, sem exceder 0,35 mm) e ponteira cônica (ápice formando ângulo de 60° e rugosidade inferior a 0,001 mm) passaram a ser padronizados e adotados internacionalmente como referência.

Basicamente, os ensaios de penetração de cone podem ser executados empregando-se três equipamentos distintos, ou seja, utilizando-se cones mecânicos, elétricos ou piezocones. Com a evolução tecnológica imposta a estrutura desses ensaios desde a sua concepção, ancorada principalmente nas alterações relacionadas aos procedimentos de sondagem e implantação de novos equipamentos, pode-se esperar certas diferenciações nos resultados obtidos por cada uma dessas tecnologias, principalmente no que diz respeito às adversidades

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

relacionadas à forma física dos equipamentos e quanto aos processos de avanço desses cones.

Dessa forma, quando promovida uma comparação entre os cones mecânicos e elétricos, observa-se a existência de certas imprecisões entre os resultados obtidos para o atrito lateral, que no cone elétrico é cerca da metade dos valores encontrados no cone mecânico, em função da existência de uma resistência extra na base inferior da luva de atrito do cone mecânico.

Já os resultados obtidos para a resistência de ponta, não apresentam variações significativas em função da margem de erro considerada durante as medições com o cone mecânico, apesar do mesmo apresentar menor sensibilidade em detectar camadas de pequena espessura (DE RUITER, 1971).

Nos últimos anos, os ensaios de cone elétrico e piezocone têm apresentado maiores eficiências em relação a outros ensaios utilizados no meio geotécnico. Segundo SCHNAID (2000), as principais aplicações dos resultados desses ensaios na prática da engenharia está na determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação das propriedades dos materiais prospectados e na previsão da capacidade de carga de fundações.

Por outro lado, quando comparados os ensaios de cone mecânico e elétrico com o piezocone, este último apresenta diversas vantagens, dentre as quais pode-se citar:

- ✓ possibilidade de diferenciar o comportamento drenado, do parcialmente drenado e do não-drenado, em função das análises das poro-pressões geradas;
- ✓ avaliar significativamente as características de fluxo e consolidação;
- ✓ definir as condições de equilíbrio das águas subterrâneas;
- ✓ proporcionar uma melhor identificação e definição do perfil estratigráfico;
- ✓ estabelecer uma melhor estimativa dos parâmetros geotécnicos.



Em locais onde a geologia é bem conhecida, apresenta uma certa uniformidade e as previsões baseadas em dados de ensaios CPT e CPTU foram verificadas com a observação do comportamento de estruturas, esses ensaios podem ser admitidos como os únicos utilizados para projetos. No entanto, mesmo nessas circunstâncias, recomenda-se que os ensaios CPT e CPTU sejam acompanhados de furos, amostragens a outros ensaios, em função de melhorar a identificação do perfil estratigráfico, estabelecer novas correlações locais e aprimorar a interpretação dos dados em solos com comportamento parcialmente drenado.

3.4 - Equipamentos Empregados nos Ensaios de Cone

3.4.1 - Penetrômetros

Os ensaios de cone consistem basicamente em se penetrar no subsolo, a uma velocidade constante, uma série de hastes metálicas e cilíndricas acopladas a um penetrômetro de ponta cônica, medindo-se continuamente e em profundidades selecionadas, a resistência a penetração da ponta e do atrito lateral gerado na luva (CPT), além das poro-pressões desenvolvidas pelas camadas transpassadas (CPTU).

Um penetrômetro dotado de uma ponteira cônica com diâmetro aproximado de 35,7 mm, correspondendo a uma área de 10 cm^2 e formando ápice com ângulo de 60° é o normalmente aceito como padrão para execução dos ensaios e está recomendado pelas normas européia e americana (ISSMFE, 1977 e ASTM, 1986). No entanto, os cones mecânicos apresentam uma luva de atrito com área padronizada de 150 cm^2 e localizada acima da ponteira cônica, ao passo que, nos cones elétricos, essa luva de atrito apresenta o mesmo diâmetro da ponteira cônica e das hastes (35,7 mm).

Os cones elétricos possuem células de carga que registram a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). Normalmente, os extensômetros de

resistência elétrica são os dispositivos utilizados como células de carga nesses cones em função da simplicidade, robustez, estabilidade e grande acurácia nas leituras.

Com a introdução da medida de poro-pressão no cone elétrico, dando origem ao piezocone, passou a existir uma maior aplicabilidade desse tipo de sondagem em todo o mundo. No entanto, diversas foram as divergências no que diz respeito ao arranjo físico do elemento poroso no piezocone, o que demonstrou a não existência de uma única posição capaz de contemplar todas as vantagens. Face ao exposto, passou a serem idealizados piezocones com mais de um elemento poroso e dispostos em locais distintos (BAYNE & TJELTA, 1987; SILLS *et al.*, 1988; SKOMEDAL & BAYNE, 1988; DANZIGER, 1990 e SANDVEN, 1990).

Entretanto, para a realização de medidas de poro-pressão, é necessário um cuidado especial no projeto e na utilização do penetrômetro, principalmente quanto à escolha da posição do elemento poroso e quanto à sua saturação (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1988). Apresenta-se na Figura 3.7 um desenho esquemático do piezocone, ilustrando a terminologia e as diferentes disposições físicas rotineiramente utilizadas para o elemento poroso.

O projeto mecânico do piezocone precisa garantir que, enquanto a ponta estiver sendo solicitada, nenhuma carga seja transferida para o transdutor de poro-pressão. A verificação dessa componente de projeto pode ser feita em laboratório, carregando-se a ponta, após sua montagem e completa saturação, e observando-se o comportamento da poro-pressão. Se nenhuma transferência mecânica ocorrer, nenhuma poro-pressão deverá ser observada.

Uma outra característica importante no projeto do piezocone é a existência de uma pequena cavidade que deve ser preenchida com um fluido de baixa compressibilidade, que por sua vez deve manter-se em contato com um transdutor de pressão rígido ou de baixa deformabilidade. É necessário também, que se encontre um perfeito equilíbrio entre a permeabilidade do elemento poroso, que deve ser elevada a fim de manter uma resposta rápida e, ao mesmo tempo,

unesp

baixa, para que se tenha uma elevada resistência à entrada de ar, garantindo assim a saturação.

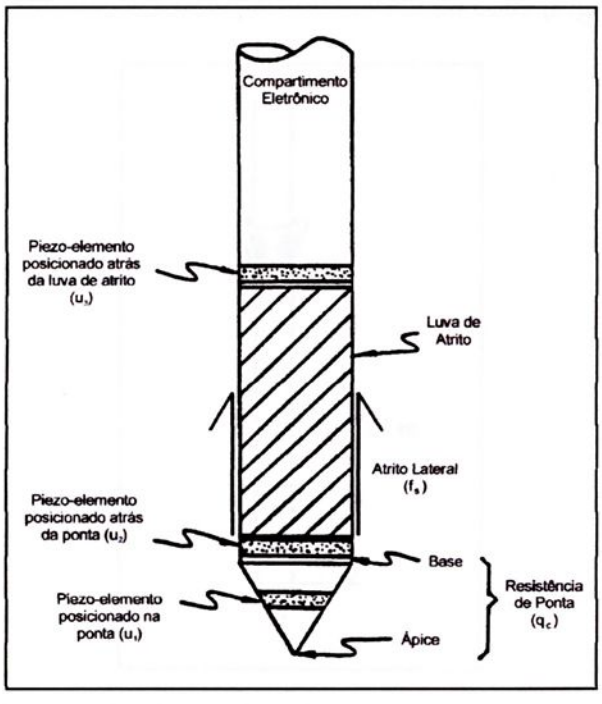


Figura 3.7: Desenho esquemático e terminologia utilizada num ensaio de piezocone (modificado de CAMPANELLA et al., 1995).

3.4.2 - Sistema de Cravação

O sistema de cravação geralmente utilizado nos ensaios de cone é composto por barras cilíndricas de aço, com comprimento aproximado de um metro e conectadas uma as outras através de roscas com aperto manual, onde raramente são utilizadas ferramentas para desmontá-las.

Visando a redução nos esforços de cravação do cone, é comum a utilização de um redutor de atrito, instalado a uma distância aproximada de 0,3 a 1,0 m da ponta do cone, com a finalidade de expandir o diâmetro do furo e, conseqüentemente, reduzir o contato entre o solo e as hastes. Entretanto, quanto maior a distância imposta ao redutor de atrito em relação à ponta do cone, maiores são as chances de se manter o furo alinhado verticalmente, porém, gasta-se mais

energia para vencer o atrito desenvolvido à frente do redutor (CAMPANELLA *et al.*, 1995). O SGI (1995) recomenda que esse redutor de atrito esteja instalado a uma distância aproximada de 1 m, a partir da ponta do cone (Figura 3.8).

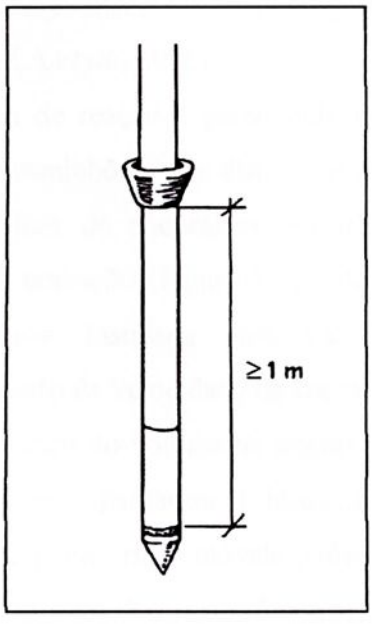


Figura 3.8: Ilustração da localização do redutor de atrito (SGI, 1995).

A experiência do *In Situ Testing Group – University of British Columbia* (ISTG-UBC), levou ao desenvolvimento de um redutor de atrito que tem apresentado um bom desempenho para a maioria dos tipos de solo. Esse redutor, de 50 mm de comprimento, é confeccionado com aço de elevada resistência, apresentando um diâmetro externo de 44 mm e um ângulo de ataque de 30°.

3.4.3 - Sistemas de Reação

O equipamento responsável pela cravação do cone consiste, fundamentalmente, de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema hidráulico de aplicação de cargas, com capacidade geralmente variando entre 100 a 200 kN, uma vez que 200 kN é a máxima carga admitida pelas hastes de cravação rotineiramente utilizadas (35,7 mm de diâmetro). Entretanto, torna-se

também a utilização de sistemas de reação com capacidade variando entre 20 a 50 kN, uma vez que 95% dos ensaios encontram-se sujeitos a esforços inferiores a 10 kN para alcançarem níveis de até 30 m de profundidade em solos normalmente adensados, não cimentados e ausentes de pedregulhos ou matacões em sua estratigrafia (CAMPANELLA *et al.*, 1995).

O sistema de reação é geralmente montado sobre plataformas, carretas ou carrocerias de caminhões, que dispõe de seu peso próprio, de lastros adicionais ou utilizam hélices de ancoragem no solo para obterem a reação necessária aos esforços de cravação (Figura 3.9). Além disso, nos equipamentos mais modernos, encontra-se instalada uma válvula reguladora de vazão responsável pelo controle exato da velocidade de cravação durante o ensaio.

Com o avanço do volume de ensaios e devido ao surgimento de interesses comerciais, empresas passaram a idealizar sistemas de reação mais compactos, montados sobre plataformas móveis e ideais para serem utilizadas em condições severas, como é o caso dos penetrômetros. Ademais, existem ainda os penetrômetros multi-função capazes de realizarem, além dos ensaios de penetração, a perfuração de furos utilizando trados e, ainda, a execução de sondagens a percussão.

A utilização de sistemas de reação versáteis e eficientes, quando operados em condições favoráveis do subsolo, chegam a produzir até 250 m de furo num dia de trabalho, ao passo que nos equipamentos montados em carretas ou plataformas, sob as mesmas condições, produzirão apenas metade da produção anterior em função do tempo gasto na operação de ancoragem do sistema.

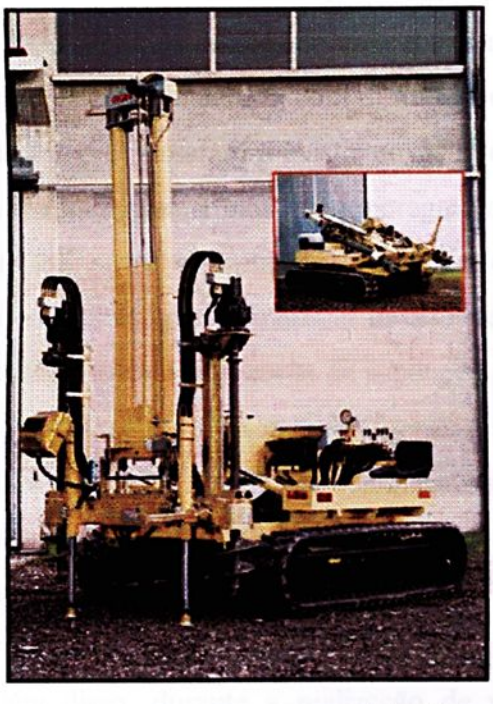
3.4.4 - Sistemas de Aquisição e Tratamento dos Dados

Basicamente, nos ensaios de cone elétrico e no piezocone, as forças e as pressões medidas por células de carga e transdutores, respectivamente, produzem impulsos elétricos que são recebidos por um sistema de aquisição de dados (Figura 3.10), responsável pela decodificação e transferência desses sinais para um computador.

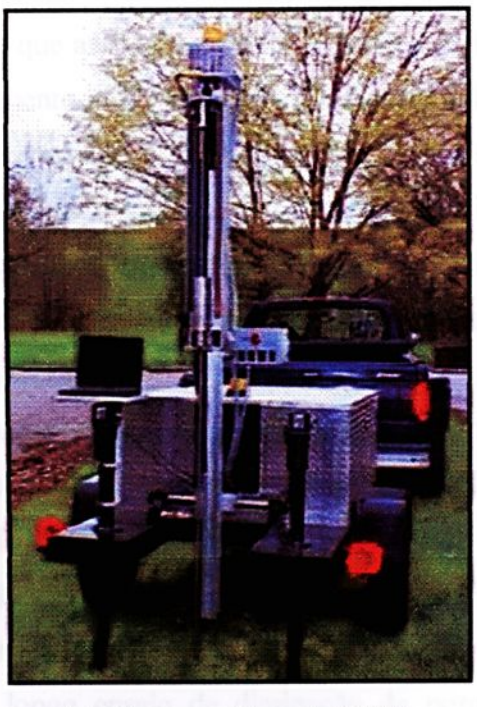
cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18



(a) Caminhão – Vertek (USA)



(b) Penetrômetro – Pagani (Itália)



(c) Carreta – Vertek (USA)

Figura 3.9: Diferentes sistemas de reação usualmente empregados em ensaios de penetração de cone (CPT e CPTU).



Figura 3.10: Detalhe do sistema de aquisição de dados responsável pela recepção, digitalização e amplificação dos dados gerados pelo piezocone.

Os sinais gerados pelos sensores inerentes aos cones, geralmente são transmitidos através de um cabo coaxial que atravessa o interior das hastes de cravação. No entanto, com o desenvolvimento das pesquisas e o avanço da tecnologia, passaram a existir novas alternativas para a transmissão desses sinais. Assim, surgiram cones que empregam o som como interface para a transferência de dados ou utilizam memórias eletrônicas dispostas no interior do próprio equipamento, para armazenar os registros obtidos durante o ensaio e transmiti-los somente após a finalização da sondagem (Figura 3.11).

No entanto, quando se utiliza o som para a transmissão dos dados, apesar da maior simplicidade observada durante os processos de incorporação de hastes, o monitoramento do ensaio em tempo real, restringe-se a máxima distância que o sinal sonoro pode percorrer o interior das hastes de cravação e ser adequadamente captado por um receptor localizado na superfície. Além disso, durante a realização de um longo ensaio de dissipação de poro-pressão, a capacidade de carga das baterias geralmente não apresentam autonomia suficiente para registrar todo o processo de dissipação de poro-pressão. Outro fator a ser mencionado, está na limitação imposta pelo som para a realização de ensaios de natureza sísmica, como é o caso do piezocone sísmico (SCPTU).

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

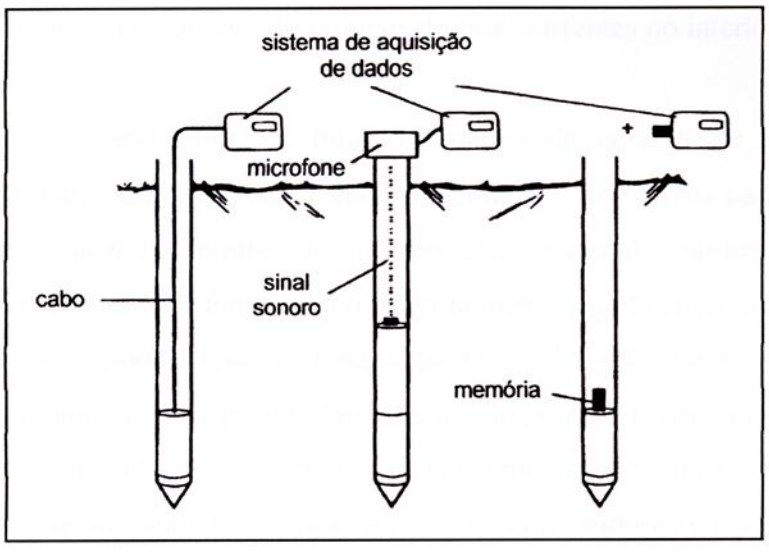


Figura 3.11: Formas de transmissão de dados durante uma sondagem CPT ou CPTU no campo (SGI, 1995).

Da mesma forma, tem-se notado uma certa restrição quanto à utilização das memórias eletrônicas em função do ensaio não estar sendo monitorado em tempo real e, desse modo, vulnerável a ocorrência de certos fatores fisicos indesejáveis e capazes de propiciar danos a estrutura do equipamento, como é o caso da inclinação excessiva das hastes de cravação ou quanto a presença de materiais mais resistentes ou intransponíveis.

Após a digitalização dos sinais analógicos gerados pelo cone no interior do sistema de aquisição de dados, esses sinais normalmente são gravados a cada 25 ou 50 mm de incremento de profundidade, utilizando-se um disco rígido ou flexível de um computador, para posteriormente serem transferidos para uma impressora ou para um micro-computador de escritório. Esses equipamentos, também podem ser utilizados no próprio campo para calcular, imprimir e plotar os dados em tempo real ou imediatamente após a conclusão da sondagem no campo.

Nos sistemas mais modernos de aquisição de dados, os sinais analógicos são amplificados antes de serem transmitidos, diminuindo assim, os problemas de interferência. A redução nos custos e o aperfeiçoamento dos componentes eletrônicos possibilitaram a digitalização dos sinais analógicos no interior do próprio cone, permitindo a obtenção de um maior número de canais

para informações e na redução do número de fios existentes no interior das hastes de cravação.

Certamente, os futuros projetos de cone e de sistemas de aquisição de dados utilizarão ainda mais componentes eletrônicos para amplificar e digitalizar o sinal no interior do próprio cone, antes de transmiti-lo para a superfície do terreno. Tal fato, permitirá um aumento significativo do número de canais a serem disponibilizados, possibilitando a obtenção de novas medidas como, por exemplo, a poro-pressão em mais de um ponto do cone, a inclinação e a temperatura. Por outro lado, tanto o processamento dos dados quanto sua apresentação, se tornarão mais complexos e exigirão *softwares* mais flexíveis e elaborados para desempenharem um maior número de funções.

3.5 - Procedimentos de Ensaio

3.5.1 - Geral

A realização de um ensaio de campo eficiente exige uma equipe de operadores treinados e infra-estrutura técnica para proceder a verificação e manutenção dos equipamentos. Os cones e os sistemas de aquisição de dados incluem cabos e conexões que precisam ser regularmente checados e re-calibrados.

No campo, após a conexão de todo o equipamento, torna-se essencial a realização de uma simples verificação do sistema, no intuito de garantir que tudo esteja funcionando perfeitamente. Estas checagens incluem medições na variação de resposta das células de carga em toda sua faixa de calibração, para confirmação da curva de calibração e do seu retorno a carga zero. Ademais, são necessárias também, certas verificações e inspeções no equipamento entre cada sondagem ou série de sondagens.

Basicamente, o procedimento utilizado para a realização de um ensaio de cone consiste em conectar uma ponteira cônica à extremidade de um

unesp

conjunto de hastes, para posteriormente, serem cravados por um sistema de reação hidráulico. O conjunto é então introduzido no subsolo, mantendo-se uma velocidade constante, geralmente igual a 2 cm/s (1 m/min). A determinação da velocidade de penetração do CPT ou do CPTU no campo (20 mm/s ± 5 mm/s), é de fundamental importância para averiguar se o controle de velocidade está funcionando adequadamente.

Durante a execução do ensaio, mede-se continuamente a resistência à penetração da ponteira do cone no solo (q_c), o atrito lateral gerado entre a luva e o solo (f_s), além dos valores obtidos para a poro-pressão (u) fornecidos por transdutores existentes no interior do equipamento. Pode-se ainda medir e registrar a temperatura e a inclinação do aparelho, além do tempo utilizado para a realização do ensaio (Figura 3.12).

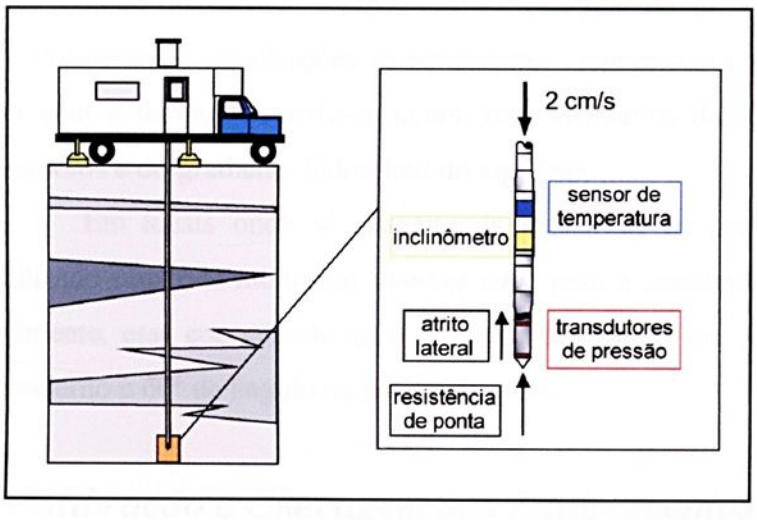


Figura 3.12: Esquema representativo de um ensaio com o piezocone (modificado de DANIEL et al., 1999).

Simultaneamente ao avanço do ensaio, os dados gerados são digitalizados e gravados a cada 25 ou 50 mm de variação da profundidade, por um sistema de aquisição de dados capaz de representar graficamente e em tempo real num monitor, os resultados obtidos para a variação da resistência de ponta, do atrito lateral e da poro-pressão com a profundidade, fornecendo assim, a identificação detalhada da estratigrafia representativa do solo.

A análise desses resultados e em especial do valor da resistência de ponta (q_c) *versus* a razão de atrito (R_f), obtida pela Equação 3.1, permite identificar o comportamento do solo através da utilização de ábacos de classificação, como os desenvolvidos por ROBERTSON *et al.* (1986) e, adicionando-se os valores obtidos para a resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poro-pressão (u), é possível ainda estimar parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}.100 \qquad [\%] \qquad \textit{Equação 3.1}$$

Os valores de poro-pressão gerados, permitem identificar se o solo apresenta comportamento drenado ou não-drenado e definir a posição do nível d'água. Promovendo paralisações na penetração, monitora-se a dissipação da poro-pressão com o tempo, obtendo-se assim, uma estimativa da condutividade hidráulica dos solos e do gradiente hidráulico do aqüífero.

Em locais onde se suspeita da existência de pedregulhos ou aterros, é utilizado um cone-molde ou *duming cone* para a penetração inicial no furo. Normalmente, esse cone-molde apresenta uma área de 15 cm^2, com 44 mm de diâmetro externo e 60° de ângulo de ataque da ponta.

3.5.2 - Calibração e Checagem dos Equipamentos

Os cones elétricos apresentam uma precisão e repetibilidade bem superior à obtida com os cones mecânicos. Entretanto, existem alguns cuidados especiais a serem adotados no intuito de garantir a acurácia dessas medidas. Dentre os principais fatores de erro, pode-se citar a realização de uma calibração inadequada e do erro proveniente do referencial zero da célula de carga. Além disso, estudos têm mostrado que outra fonte de erro se deve a entrada de solo nas juntas do cone, fato esse que pode ser minimizado com uma inspeção regular e uma freqüente manutenção do equipamento.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

Para reduzir tais fontes de erro, cada transdutor de pressão ou célula de carga do aparelho devem ser calibrados freqüentemente. Tal etapa, consiste em estabelecer no laboratório, uma comparação entre a voltagem de saída dos transdutores ou células de carga existentes no piezocone com a carga ou pressão que efetivamente esteja sendo aplicada a esses sensores. Além disso, muitos pesquisadores e profissionais que realizam ensaios CPT e CPTU, recomendam a utilização de um dispositivo simples, capaz de verificar as células de carga e os transdutores de pressão no próprio campo.

A realização de uma calibração de piezocone deve ser executada através de comparações entre os valores obtidos em laboratório com os valores fornecidos pelos fabricantes, definindo certas constantes multiplicativas a serem impostas ao sistema. Entretanto, certos cuidados como a eliminação de interferências entre os canais (*cross talk*), além da manutenção e controle da temperatura ambiente, devem ser adotados e rigorosamente observados durante tal processo.

Anteriormente a realização de uma calibração, o cone deve ser carregado pelo menos 20 vezes até a sua máxima capacidade, para reduzir a histerese. A não-linearidade da curva obtida é um aspecto importante, especialmente para solos muito moles. Em alguns casos, diferentes curvas devem ser utilizadas para diferentes níveis de carregamento. Toda calibração deve ser feita utilizando células de carga apropriadas, apresentando uma elevada estabilidade e uma linearidade com pequena histerese, além da utilização de transdutores para a medição das solicitações aplicadas com sobrecarga e pressão. As calibrações devem ser realizadas com todos os anéis de vedação e selantes mantidos em suas posições originais. Na Figura 3.13 tem-se uma curva de calibração típica de um sensor de piezocone, com destaque para os principais termos utilizados em uma calibração.

A calibração das medidas de poro-pressão deve ser realizada com a câmara de pressão envolvendo completamente o cone e selada num ponto acima da luva de atrito. Assim, o piezocone estará configurado para submeter-se as pressões de água ou de ar impostas ao interior dessa câmara, no intuito de

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

analisar a resposta apresentada pelo transdutor de poro-pressão do piezocone. Com a curva do valor registrado pelo transdutor do piezocone *versus* a pressão aplicada e medida com um transdutor de pressão calibrado, se obtêm a constante de calibração para o transdutor do piezocone.

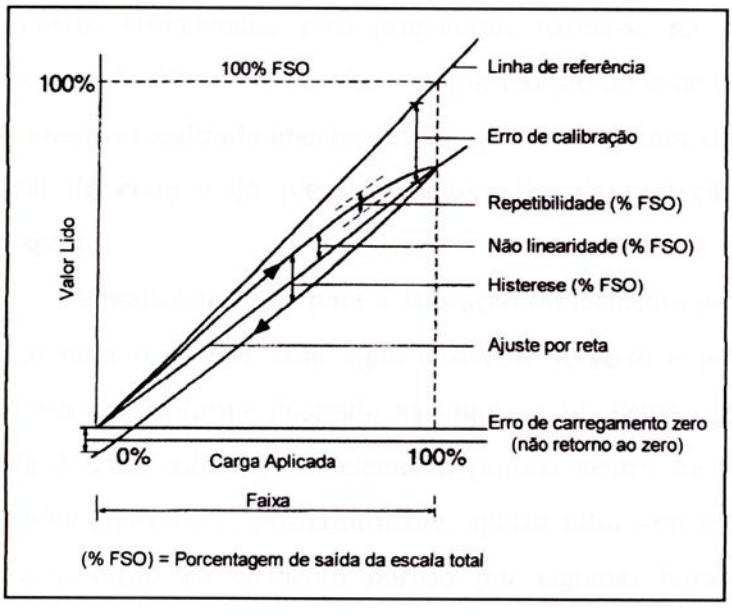


Figura 3.13: Definição dos termos característicos à uma calibração (modificado de SCHAAP & ZUIDBERG, 1982 apud LUNNE et al., 1997).

O processo de calibração deve avaliar a repetibilidade, a não linearidade e os efeitos de histerese, para assim, determinar a melhor linha reta que se ajusta aos dados. Entretanto, essa precisão pode ser melhorada, utilizando-se uma calibração em três níveis (baixo, médio e alto), com a adequação de três retas que melhor se ajustem a esses níveis. Essa forma de calibração se adapta perfeitamente ao sistema de aquisição de dados e aos programas utilizados, além de minimizar os erros devido a não linearidade.

No entanto, apesar dos erros de carregamento zero serem praticamente desprezíveis (inferiores a 0,05 %), as leituras geradas pelo cone são variáveis e devem ser registradas antes do início e após a conclusão de cada sondagem, para posteriormente serem referenciadas nos cálculos.

unesp

3.5.3 - Saturação do CPTU

Os procedimentos adotados para a realização dos ensaios CPT e CPTU não apresentam grandes diferenças, exceto no que diz respeito à preparação do piezo-elemento. Usualmente, essa preparação baseia-se na deaeração do elemento poroso ou do filtro com cavidades, na deaeração do cone (especialmente da câmara de pressão localizada imediatamente após o transdutor de pressão), na montagem final do cone e do piezo-elemento, além da proteção do sistema durante o transporte.

A prática habitual para a saturação do elemento poroso consiste em submergi-lo num recipiente com água destilada, fervê-lo e posteriormente, submetê-lo ao vácuo, conforme ilustrado na Figura 3.14. Outra opção que vem sendo utilizada é a de submergir o elemento poroso dentro de um recipiente contendo glicerina aquecida e, posteriormente, aplicar ultra-som e vácuo. Dessa forma, após a vibração do elemento poroso por algumas horas, a glicerina aumenta sua temperatura, o que reduz sua viscosidade e melhora a saturação. O elemento poroso é, então, colocado num pequeno recipiente cheio de glicerina, e está pronto para ser transportado para o campo (Figura 3.15).

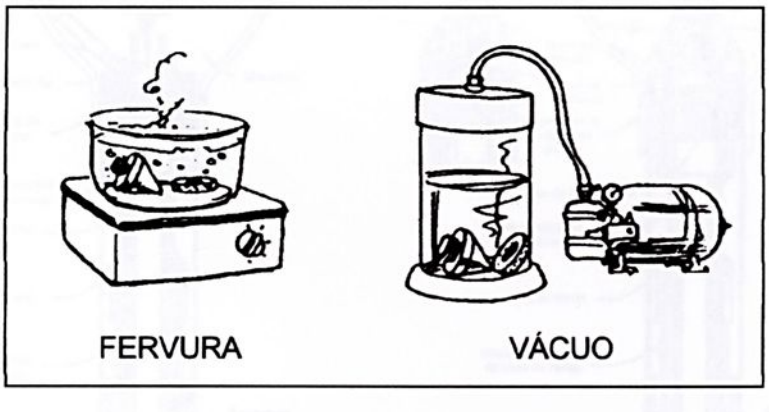


Figura 3.14: Processo de saturação do elemento poroso do piezocone utilizando água destilada (SGI, 1995).

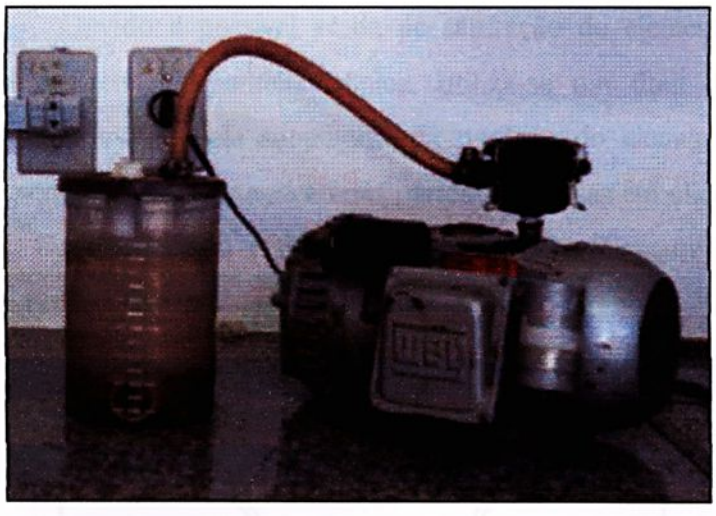


Figura 3.15:Dispositivo utilizado em laboratório para a saturação dos elementos porosos e posterior transporte para o campo.

Os vazios do cone, por sua vez, devem ser deaerados por lavagem através do emprego de seringa e agulha hipodérmica. Na Figura 3.16 é apresentado o procedimento utilizado para a saturação dos vazios do cone.

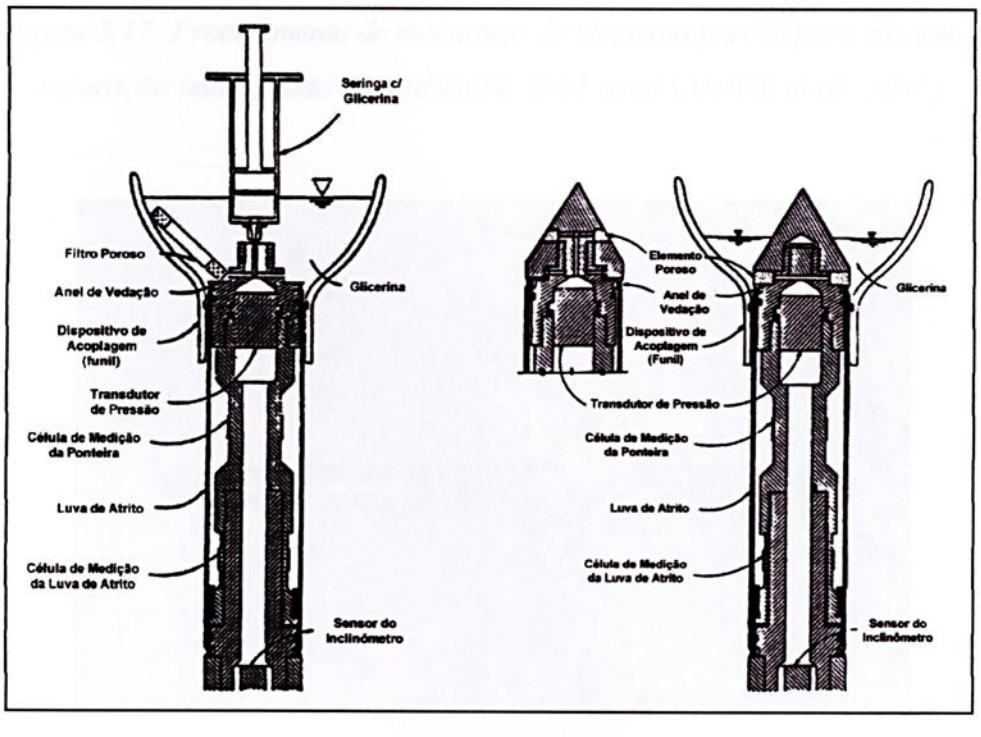


Figura 3.16: Procedimento utilizado para a saturação do elemento poroso do piezocone (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1978).

Devido a possível perda de saturação do elemento poroso no instante de montagem da ponteira cônica, utiliza-se um funil de dimensões consideráveis, responsável pela acoplagem da ponta e do elemento poroso ao corpo do piezocone e pela manutenção das partes submersas em glicerina ou água (Figura 3.17). Finalizada essa etapa, é introduzido externamente ao corpo do piezocone um preservativo (camisa de Vênus) visando garantir a manutenção do elemento poroso saturado até o início do ensaio (Figura 3.18).

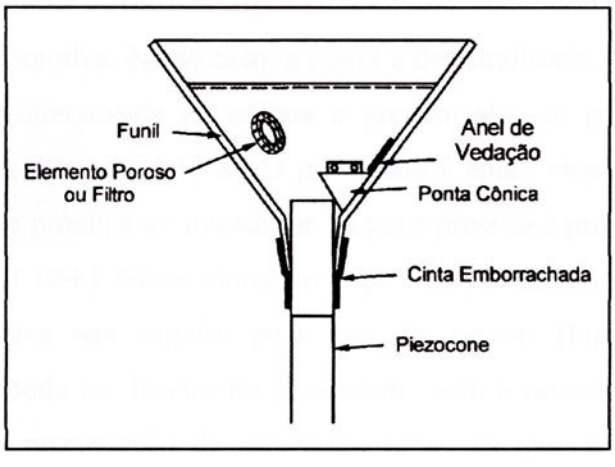


Figura 3.17: Procedimento de montagem do elemento poroso para garantir a saturação (modificado de LARSSON, 1992 apud LUNNE *et al., 1997).*

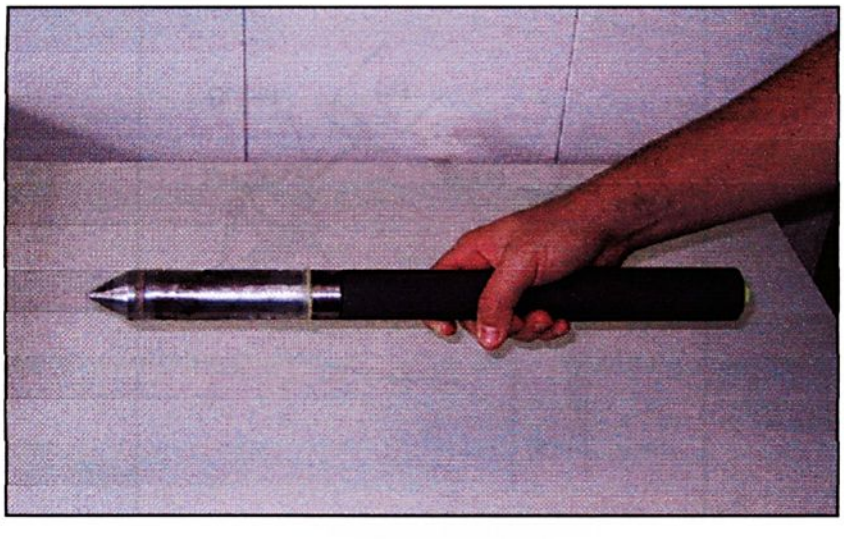


Figura 3.18: Utilização de preservativo (camisa de Vênus) para evitar a perda de saturação do elemento poroso.

Quando uma sondagem utilizando-se o piezocone é realizada em solos que geram elevadas poro-pressões negativas, como os siltes, ou quando se atravessa uma espessa camada de solo não-saturado, torna-se difícil manter a saturação do piezocone. Assim, em algumas situações, para garantir a saturação do elemento poroso, é necessário a abertura de um pré-furo, especialmente em solos argilosos com elevada sucção.

Uma outra alternativa proposta (LARSSON, 1995), está na utilização de um filtro de cavidade preenchido com material de alta viscosidade, como a graxa automotiva. Nesse caso, a ponta é desparafusada, o bico do tubo de graxa é inserido diretamente na mesma e pressionado até preencher todas as cavidades da ponta (Figura 3.19-a). O piezocone é então virado de cabeça para baixo e a cavidade próxima ao transdutor de poro-pressão é preenchida com água deaerada (Figura 3.19-b). Nesse momento, a ponta é parafusada, fazendo com que o excesso de graxa seja expulso para fora do sistema (Figura 3.20). Dessa maneira, o cone pode ser facilmente manuseado, sem a necessidade de recursos adicionais para a manutenção da saturação, uma vez que, em função da alta viscosidade desse material, tanto a graxa como a água existente no interior da cavidade próxima ao transdutor, estão impedidas de escaparem.

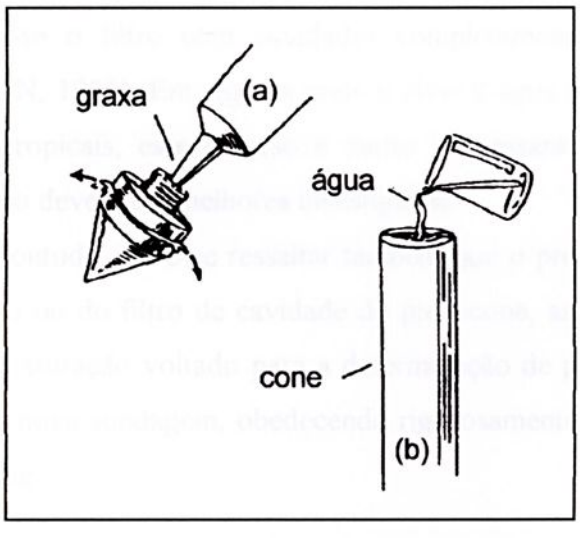


Figura 3.19: Processo de saturação do filtro de cavidade do piezocone utilizando-se graxa automotiva (SGI, 1995).



Figura 3.20: Piezocone com filtro de cavidade utilizando graxa automotiva.

Várias especificações têm sido recomendadas quanto ao tipo de graxa a ser utilizada no intuito de obter o melhor desempenho do filtro com cavidade. Além disso, têm-se verificado também, as vantagens adicionais do emprego do filtro com cavidades em regiões com argila dura e matacões, onde a abrasão do elemento poroso é muito grande. Bons resultados também foram obtidos, utilizando-se o filtro com cavidades completamente preenchido com glicerina (LARSSON, 1995). Em regiões onde o nível d'água é profundo, como é o caso de países tropicais, esse recurso é muito interessante e as vantagens e limitações do mesmo devem ser melhores investigadas.

Contudo, deve-se ressaltar também que o processo de saturação do elemento poroso ou do filtro de cavidade do piezocone, assim como qualquer outro processo de saturação voltado para a determinação de poro-pressões, deve ser repetido a cada nova sondagem, obedecendo rigorosamente as recomendações citadas anteriormente.

unesp

3.5.4 - *Ensaios de Dissipação de Poro-Pressão*

Os ensaios de dissipação de poro-pressões são facilmente conduzidos em qualquer profundidade através de uma interrupção no processo de penetração do cone. Com o sistema paralisado, monitora-se a dissipação das poro-pressões em função do tempo, obtendo-se assim, uma estimativa da condutividade hidráulica dos solos e a influência de algum gradiente hidráulico no aqüífero ou na camada analisada (CAMPANELLA *et al.*, 1998).

Entretanto, devido à energia elástica armazenada no sistema, o cone tende a aprofundar-se ainda mais, alterando o estado de tensões totais no solo ao redor da ponta e influenciando nas medidas de dissipação das poro-pressões com o tempo. CAMPANELLA *et al.* (1983) demonstraram que esse efeito torna-se mais significativo quando o piezo-elemento localiza-se na face do cone, ao passo que, quando esse elemento é instalado atrás da ponta (u_2), não existe a necessidade de bloquear as hastes de cravação e o procedimento comum recomendado, é o de medir a dissipação do excesso de poro-pressões geradas com o peso das hastes que se encontram agindo sobre o cone.

O período de dissipação do excesso das pressões é fixado para todas as camadas e em outros casos, a dissipação é mantida até alcançar uma porcentagem pré-determinada da pressão hidrostática ou da poro-pressão de equilíbrio (por exemplo, 50%).

As poro-pressões geradas são registradas em gráficos relacionando a poro-pressão com o tempo, conforme ilustrado na Figura 3.21. Nessa figura, tem-se o registro de duas dissipações realizadas em um mesmo furo para diferentes profundidades.

3.5.5 - *Manutenção dos Equipamentos*

A ponta e a luva de atrito do cone devem ser avaliadas antes do início de cada sondagem, a fim de se verificar a existência de danos que possam



influenciar nos resultados desses ensaios. Assim, verificações freqüentes devem ser realizadas para assegurar que o cone não apresente dimensões que ultrapassem a tolerância aceita pelas normas. Ademais, anteriormente a realização de cada ensaio, o cone e os selantes existentes entre os diferentes elementos devem ser limpos e inspecionados, garantindo assim, a sua integridade.

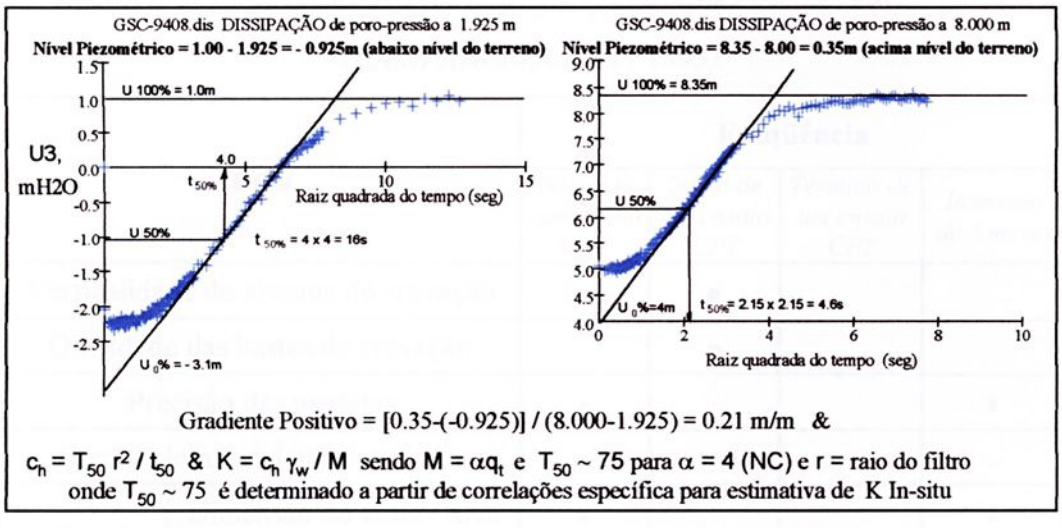


Figura 3.21: Resultados típicos de ensaios de dissipação de poro-pressão (apud CAMPANELLA et al., 1998).

Os cones elétricos fornecem resultados mais precisos que os mecânicos. No entanto, esses equipamentos estão mais sujeitos a erros, especialmente de calibração e durante a leitura dos dados iniciais do ensaio. Por esse motivo, no início e após a realização de cada sondagem, deve-se determinar e gravar junto aos dados de ensaio, os registros iniciais e finais das grandezas obtidas pelos sensores do cone (*baselines)*, para posteriormente serem corrigidos e assim não interferirem nos resultados finais dos ensaios. CAMPANELLA *et al.* (1995) recomendam que as células de carga sejam calibradas a intervalos de tempo não superiores há três meses e checadas no início de cada programa de ensaios.

Outra recomendação importante para garantir a qualidade de uma sondagem CPTU, está na realização do furo de sondagem há uma distância não inferior a 25 vezes o diâmetro desse furo, a fim de se evitar perturbações nos

valores medidos. Apresenta-se na Tabela 3.1 um resumo sugerido por CAMPANELLA *et al.* (1995) para a manutenção dos componentes utilizados nos ensaios CPT e CPTU (verificações e calibrações) e que deve ser utilizado como recurso adicional para o controle do desempenho desse equipamento.

Tabela 3.1: Recomendações para verificação e calibração do CPT e CPTU (CAMPANELLA et al., 1995).

Item		Freqüência			
		Início da campanha CPT	*Início de um ensaio CPT*	*Término de um ensaio CPT*	*Intervalo de 3 meses*
Verticalidade do sistema de cravação			•		
Qualidade das hastes de cravação			•		
Precisão das medidas		•			•
Erro de leitura inicial (*baseline*)			•	•	
Utilização	Dimensão do cone / luva	•			•
	Rugosidade	•			•
Sistema de vedação	Presença de partículas	•	•		
	Qualidade	•	•		
Calibração	Célula de carga	•			•
	Transdutor de pressão	•			•
	Áreas desiguais				•
	Temperatura				•
	Manômetro (CPT_{mec})	•			•

3.6 - Fatores Intervenientes nos Ensaios de Cone

3.6.1 - Verticalidade da Cravação

Durante a realização de um ensaio de penetração de cone, vários fatores indesejáveis podem ser relacionados como fontes de erros durante a

interpretação dos resultados, contribuindo assim para a geração de resultados imprecisos e não confiáveis.

Dentre esses fatores, pode-se mencionar a ocorrência de desvios verticais no sistema durante o processo de cravação, em função dos pequenos choques sofridos pelas hastes mais próximas ao cone com obstáculos naturais e pré-existentes no subsolo (rochas, pedras ou pedregulhos). Além disso, esses desvios também podem ser influenciados pela cravação do sistema em sucessivas camadas moles (fofas) e duras (compactas), não utilização de hastes perfeitamente retilíneas, além da não adoção de certos cuidados referentes ao correto posicionamento inicial do cone (DE RUITER, 1971).

Dentre as alternativas capazes de limitar estas possíveis oscilações, foi sugerido a incorporação de inclinômetros no interior do cone, tanto para ensaios com profundidade superior a 25 metros como para terrenos sujeitos a obstáculos (DE RUITER, 1981; CAMPANELLA & ROBERTSON, 1981; CAMPANELLA *et al.*, 1983 e VAN DE GRAAF & JEKEL, 1982).

Atualmente, a maioria dos projetos de cone apresentam sensores de inclinação simples incorporados em sua estrutura, permitindo monitorar a inclinação do sistema durante as sondagens. Tal dispositivo é extremamente interessante em sondagens muito profundas, nas quais podem ocorrer uma inclinação muito brusca da ponta, especialmente em perfis onde ocorrem solos estratificados.

No entanto, a máxima profundidade que um ensaio CPT pode ser executado sem a adoção de inclinômetros depende da precisão exigida na sondagem, apesar da maioria dos trabalhos tolerarem uma profundidade máxima de 15 metros. Ademais, mesmo com a utilização de inclinômetros monitorando o ensaio, a prática recomenda um desvio máximo de 2 graus durante a cravação inicial do penetrômetro. Além disso, o padrão aceitável para a realização de uma sondagem sem o comprometimento do sistema de cravação e do próprio piezocone, é o de admitir uma inclinação máxima de 1 grau para cada metro penetrado. Quando o ensaio encontrar-se sujeito a um desvio da ordem de mais de

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

5 graus por metro, a prática tem mostrado uma grande ocorrência de danos aos equipamentos (LUNNE *et al.*, 1997).

3.6.2 - Influência da Temperatura

Outro fator importante e capaz de influenciar nos resultados dos ensaios é a variação da temperatura, em função da contribuição imposta pela mesma em alguns dispositivos existentes no piezocone. Tais dispositivos, como as células de carga e os transdutores de pressão, dependem da temperatura e normalmente são calibrados em ambientes climatizados, a uma temperatura de aproximadamente 20°C.

Entretanto, o subsolo e a água subterrânea são, em geral, mais frios ou mais quentes que a temperatura de calibração. Assim, poderão ocorrer certas oscilações durante o registro da primeira *baseline* (instante inicial do ensaio), ou seja, no momento em que o cone encontra-se fora do subsolo e está sujeito a influência de temperaturas externas (LUNNE *et al.*, 1986). Ademais, o efeito da temperatura torna-se mais significativo quando num dado perfil, o equipamento depara-se com solos constituintes de diferentes gradientes térmicos, como na transição entre solos congelados e não congelados (MARR, 1981).

Face ao exposto, os efeitos da temperatura também devem ser considerados nos registros de sondagem através da elaboração de uma curva de calibração para diferentes temperaturas. Pode-se ainda minimizar a influência desse efeito nas leituras dos ensaios através da equalização do equipamento, ou seja, penetrando o cone no interior do terreno cerca de 1 metro e mantendo-o no local por aproximadamente uma hora ou utilizando ainda, um balde com água a uma temperatura próxima do subsolo.

Contudo, o emprego de células de carga de alta qualidade e a utilização de termopares inseridos ao piezocone (DE RUITER, 1981; CAMPANELLA & ROBERTSON, 1981 e MARR, 1981), além da adoção de certos cuidados, como a manutenção do equipamento protegido do sol e de

unesp

preferência em locais cujas temperaturas estejam próximas à do terreno, mostram-se necessárias antes do registro da primeira *baseline*.

3.6.3 - Influência da Capacidade de Trabalho das Células de Carga

Durante a realização de um ensaio de cone, à medida que o equipamento penetra no subsolo, o mesmo passa a defrontar-se com as mais variadas camadas heterogêneas do maciço e, conseqüentemente, com diferentes resistências de ponta. Assim, durante a transição entre uma camada de argila mole ou média para uma distinta contendo areia compactada, a célula de carga responsável pelo registro da resistência de ponta sofre grandes oscilações, contribuindo para a existência de erros provenientes da capacidade de trabalho das células de carga, uma vez que as mesmas encontram-se fora de seus limites de registro (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985).

Dessa forma, torna-se preferível à utilização de células de carga de alta capacidade (50 a 80 kN) em função das mesmas serem capazes de fornecer graus de repetibilidade, acuráia e confiabilidade tão bons quanto os obtidos por células de menor capacidade, além de propiciarem cones mais robustos e assim, menos sujeitos a danos causados por obstáculos.

Ademais, deve-se ressaltar a importância de se utilizar células de carga de alta qualidade, além da realização de uma calibração freqüente e cuidadosa para vários níveis de carregamento (LUNNE *et al.*, 1986).

3.6.4 - Influência das Poro-Pressões nos Dispositivos

Com o amplo desenvolvimento dos ensaios de piezocone, foram encontrados erros nos valores da resistência de ponta e do atrito lateral durante sua utilização em solos saturados (BALIGH *et al.*, 1981 e DE RUITER, 1981). Tais erros foram provenientes da ação da água nas ranhuras do cone, como no caso das

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

camadas de argilas moles, onde a poro-pressão gerada é muito maior quando comparada à resistência de ponta.

Do mesmo modo, a poro-pressão também atua nas superfícies expostas atrás da ponta e no final da luva de atrito do piezocone (Figura 3.22), aumentando os valores obtidos para a resistência de ponta (q_c) e para o atrito lateral gerado na luva (f_s). Porém, tais erros podem ser superados, corrigindo-se os valores de q_c e f_s, e considerando-se o efeito das áreas geometricamente desiguais do piezocone (BALIGH *et al.*, 1981; CAMPANELLA *et al.*, 1982; JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985; LUNNE *et al.*, 1986; KONRAD, 1987).

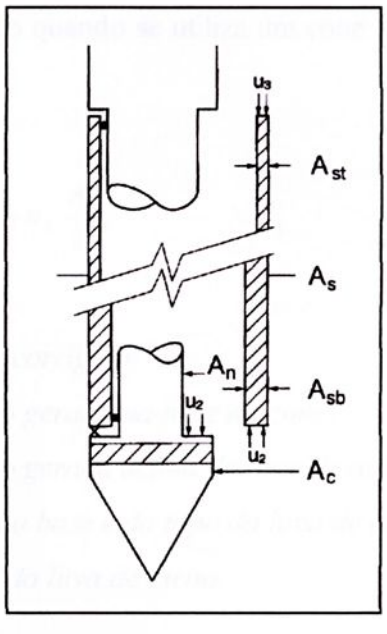


Figura 3.22: Efeito da poro-pressão nas medidas de resistência de ponta e atrito lateral do piezocone (adaptado de LUNNE et al., 1997).

A Equação 3.2, proposta por CAMPANELLA *et al.* (1982), é utilizada para a correção dos valores obtidos para a resistência de ponta (q_c) em função da ação da poro-pressão gerada na base do cone (u_2). Tal correção, não pode ser eliminada dos resultados finais dos ensaios, exceto com a utilização de um cone único, sem juntas.

$$q_t = q_c + u_2.(1-a) \qquad \textit{Equação 3.2}$$

Sendo:

q_t = *resistência de ponta corrigida;*

a = *fator de áreas desiguais do piezocone* $\left[\frac{A_n}{A_c}\right]$.

Uma correção semelhante (Equação 3.3) também é necessária para os dados referentes ao atrito lateral (f_s) desenvolvido na luva (KONRAD, 1987). Entretanto, para aplicar essa correção, é necessário medir as poro-pressões geradas nas duas extremidades da luva de atrito. Deve-se ressaltar também, que essa correção perde sentido quando se utiliza um cone apresentando a mesma área em toda a seção da luva.

$$f_t = f_s - u_2.\frac{A_{sb}}{A_s} + u_3.\frac{A_{st}}{A_s} \qquad \textit{Equação 3.3}$$

Sendo:

f_t = *atrito lateral corrigido;*

u_2 = *poro-pressão gerada na base do cone;*

u_3 = *poro-pressão gerada acima da luva de atrito;*

A_{sb} , A_{st} = *áreas da base e do topo da luva de atrito, respectivamente;*

A_s = *área lateral da luva de atrito.*

Como cada cone apresenta uma diferente relação entre as áreas, recomenda-se que a obtenção do fator de áreas desiguais (***a***) seja sempre realizada adotando-se os mesmos procedimentos utilizados na calibração do transdutor de poro-pressão do piezocone, e não através de estimativas baseadas nas dimensões geométricas do equipamento (ALMEIDA & PARRY, 1985; CAMPANELLA & ROBERTSON, 1988; NYIRENDA & SILLS, 1988; ROBERTSON, 1990; MULABDIC *et al.*, 1990).

O procedimento utilizado para a determinação desse fator consiste em adaptar o piezocone, previamente calibrado, no interior de uma

unesp

câmara perfeitamente selada, submetendo-o a pressões de água ou de ar, no intuito de obter uma curva entre o valor registrado pelo transdutor de poro-pressão do piezocone *versus* a pressão aplicada e medida por um transdutor de pressão previamente calibrado em laboratório. As medidas das tensões geradas na ponta e na luva de atrito para cada pressão aplicada, permitirão uma determinação precisa dos efeitos de áreas desiguais, possibilitando assim, a determinação de fatores de correção. Na Figura 3.23 tem-se um desenho esquemático de uma câmara de calibração utilizada na checagem e calibração dos sensores de poro-pressão existentes no piezocone e na Figura 3.24, tem-se um modelo típico do ensaio utilizado para a determinação do fator de correção de áreas desiguais em piezocone.

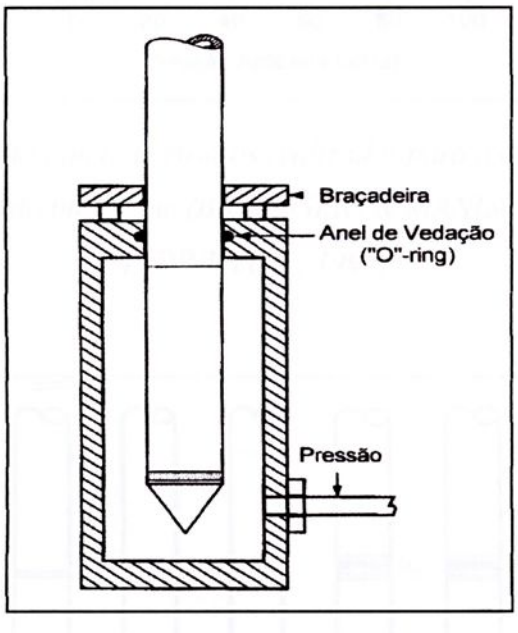


Figura 3.23: Desenho esquemático de uma câmara de pressão utilizada na calibração dos sensores de poro-pressão e na determinação do fator de áreas desiguais do piezocone (LARSSON & ESKILSON, 1988 apud LUNNE et al., 1997).

Outro fator importante a ser considerado no ensaio de piezocone, está na falta de consenso quanto a disposição física do piezo-elemento

no registro das poro-pressões (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1988). A Figura 3.25 ilustra as diferentes configurações possíveis para a instalação desse dispositivo no corpo do piezocone.

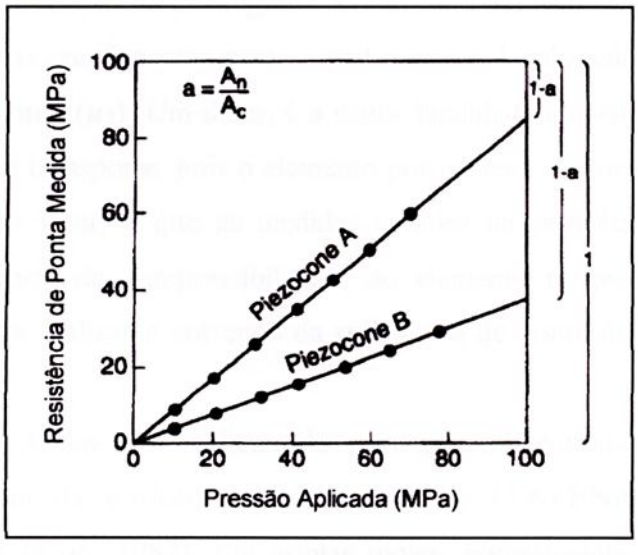


Figura 3.24: Resultado típico de ensaios realizados para a determinação do fator de áreas desiguais do piezocone (BATTAGLIO & MANISCALCO, 1983 apud LUNNE et al., 1997).

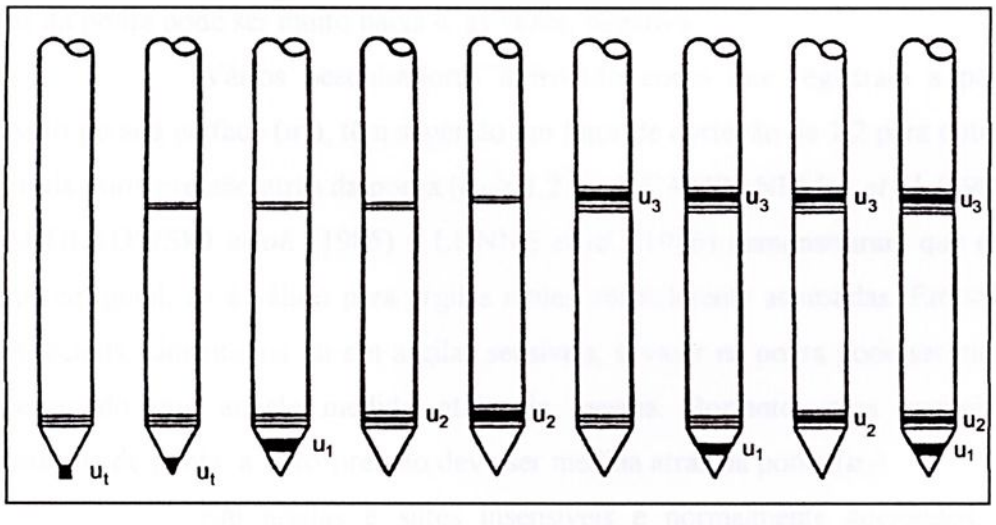


Figura 3.25: Detalhe das diferentes disposições impostas ao elemento poroso no piezocone (adaptado de CUNHA, 1997).

Um piezo-elemento instalado em uma única posição não fornece todas as informações necessárias para uma adequada interpretação das poro-pressões. No entanto, apesar de existir uma maior tendência de utilização do piezo-elemento instalado na face do cone (u_1) em virtude do local ser considerado ideal para a determinação da estratigrafia do terreno (DE RUITER, 1982), existem alguns argumentos convincentes para se padronizar a localização do mesmo num ponto atrás da ponta (u_2). Um deles, é a maior facilidade em saturar e proteger o mesmo durante o transporte, pois o elemento poroso está menos sujeito a danos e a abrasão. Outro fator, é que as medidas geradas na posição u_2 estão menos sujeitas à influência da compressibilidade do elemento poroso, além de ser a posição ideal para realizar a correção da resistência de ponta devido ao efeito de áreas desiguais.

Assim, as medidas de poro-pressão durante uma sondagem CPTU, dependem da posição do piezo-elemento (TAVENAS *et al.*, 1982; CAMPANELLA *et al.*, 1982). Em argilas moles, normalmente adensadas e em siltes, a poro-pressão medida na face do cone (u_1) é geralmente 10 a 20% maior do que aquela medida imediatamente atrás da ponta (u_2). Em argilas e siltes normalmente adensados e em areias finas, a poro-pressão gerada na face do cone, tende a ser elevada e positiva, enquanto a poro-pressão medida imediatamente atrás da ponta pode ser muito baixa e, às vezes, negativa.

Vários pesquisadores utilizando cones que registram a poro-pressão gerada na face (u_1), têm sugerido um fator de correção de 1,2 para obter o valor da poro-pressão atrás da ponta ($u_1 > 1{,}2 \times u_2$). CAMPANELLA *et al.* (1985), JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) e LUNNE *et al.* (1986) demonstraram que esse fator, em geral, só é válido para argilas moles normalmente adensadas. Em solos endurecidos, cimentados ou em argilas sensíveis, o valor na ponta pode ser muito superior do que aquele medido atrás da mesma. Portanto, para corrigir a resistência de ponta, a poro-pressão deve ser medida atrás da ponta (u_2).

Em argilas e siltes insensíveis e normalmente adensados, as medidas de poro-pressão na face do cone são, freqüentemente, três vezes maiores do que a poro-pressão de equilíbrio (u_0) e cerca de 20% maiores que a poro-

pressão medida imediatamente atrás da ponta (u_1). A medida que a razão de pré-adensamento aumenta, nos siltes e nas argilas, a poro-pressão desenvolvida na face também sofre um acréscimo. Isto se deve a elevada resistência desenvolvida na ponta do cone, a qual provoca elevadas tensões normais na face de solos normalmente adensados.

Contudo, a escolha da posição do elemento poroso é muito importante na interpretação dos resultados. Na Figura 3.26 têm-se os valores de poro-pressão gerados em quatro diferentes posições durante um ensaio de piezocone realizado em um depósito de argila (POWELL & QUARTERMAN, 1991).

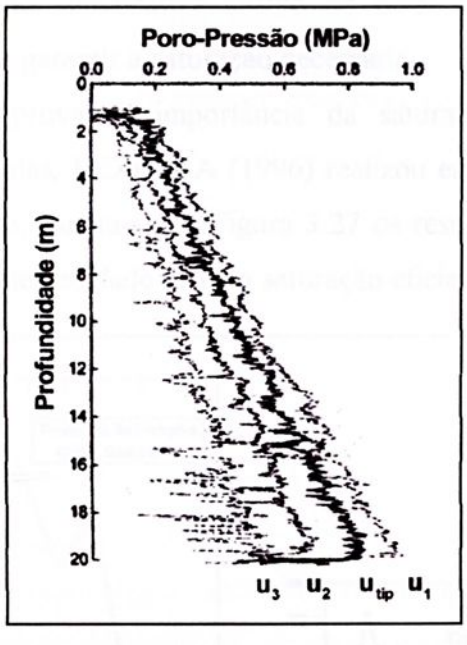


Figura 3.26: Medições de poro-pressão realizadas em quatro posições distintas (POWELL & QUARTERMAN, 1991 apud LUNNE et al., 1997).

CAMPANELLA *et al.* (1995) recomendam que no projeto do cone, a posição do elemento poroso possa ser modificada para permitir que se conduzam sondagens visando a obtenção dos dados de poro-pressão em mais de uma posição. Alternativamente, um mesmo cone pode ser utilizado com um transdutor de pressão capaz de medir a poro-pressão gerada tanto na sua face (u_1), como atrás de sua ponta (u_2).

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

O tamanho do elemento poroso também influencia na medida das poro-pressões geradas, apesar de existirem poucas informações até o momento. Os elementos porosos muito finos e posicionados imediatamente atrás da ponta, geram poro-pressões muito baixas e inferiores as medidas com elementos mais espessos. Muitos pesquisadores acreditam que isso se deve ao "efeito de sombra" produzido pela ponta do cone, em função da mesma apresentar um diâmetro pouco superior ao da luva de atrito.

Uma completa saturação do elemento poroso e da cavidade responsável pelo contato entre o fluido e o transdutor, é extremamente importante para sondagens rasas, onde a poro-pressão de equilíbrio é pequena. Uma vez atingida uma penetração significativa abaixo do nível d'água, a poro-pressão atuante é suficiente para garantir a saturação necessária.

Para provar a importância da saturação do piezocone em camadas de solo saturadas, BEZERRA (1996) realizou ensaios com o piezocone saturado e não-saturado. Ilustra-se na Figura 3.27 os resultados obtidos por este autor e demonstra-se a necessidade de uma saturação eficiente.

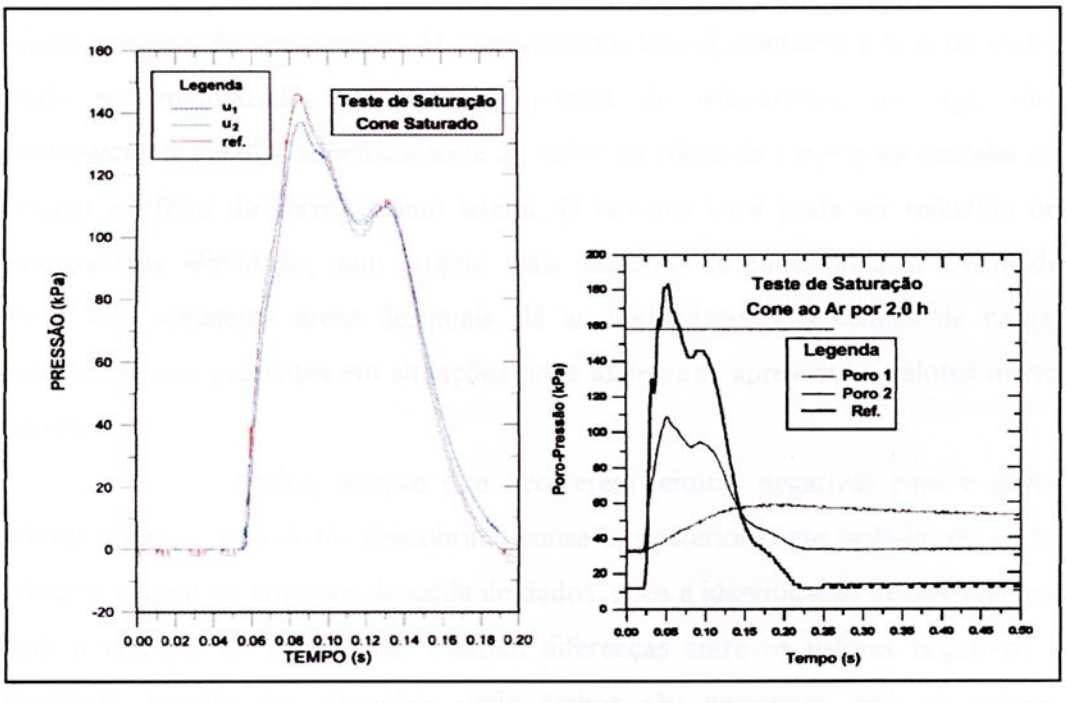


*Figura 3.27: Resposta da poro-pressão (**u**) com o piezocone saturado e não-saturado (BEZERRA, 1996).*

3.6.5 - Diferenciação nos Diâmetros da Ponta e da Luva de Atrito

A tolerância na diferença entre os diâmetros da ponteira cônica e da luva de atrito é de aproximadamente 0,25 mm. Valores superiores a esse, podem propiciar diferenças significativas no atrito lateral medido. Isso pode ser minimizado através de um maior rigor e precisão durante a construção do cone, checando constantemente suas medidas e dimensões.

Fisicamente, é impossível medir valores negativos na luva de atrito. Entretanto, algumas vezes, tais valores podem vir a ocorrer em função do *offset* negativo gerado devido à variação da temperatura, de carregamentos laterais contra a luva de atrito, da área desigual existente na luva de atrito quando solicitada em solos com poro-pressão muito elevada, além da falta de precisão da célula de carga para proceder leituras de valores muito pequenos.

Dentre tais fatores, a influência do *offset* negativo é o fator observado com maior freqüência, mas o mesmo pode ser contornado com o monitoramento da temperatura. O carregamento lateral, contrário à luva de atrito, pode ser minimizado projetando-se pontes de *wheatstone,* ou seja, oito *strain-gauges* colados simetricamente ao redor da célula de carga para cancelar ou reduzir o efeito do carregamento lateral. O terceiro fator pode ser reduzido ou praticamente eliminado, num projeto mais moderno de cone, no qual a luva de atrito não apresenta áreas desiguais. Já as imprecisões das células de carga, estarão sempre presentes em situações onde as leituras apresentam valores muito baixos.

Assim, sempre que ocorrerem leituras negativas para o atrito lateral, torna-se necessário descobrir a causa e, posteriormente isolá-la, ou então editar e adaptar os arquivos de saída de dados, após a identificação desses agentes. Sob o enfoque da engenharia, existem diferenças entre os valores negativos e positivos, mesmo nas situações onde ambos são pequenos, pois os valores negativos ficam muito evidentes quando plotados.



3.7 - Tratamento dos Dados e Interpretação dos Resultados

3.7.1 - Fatores que Afetam a Interpretação

Antes de avaliar os resultados de quaisquer ensaios realizados com o cone elétrico ou com o piezocone, torna-se necessário o conhecimento de todos os fatores que podem ser apresentados como fontes de erro. Dentre esses principais fatores, pode-se destacar o efeito de áreas desiguais, a localização do piezo-elemento, seu respectivo tamanho e processo de saturação, além da acurácia das medidas.

A compressibilidade da areia pode influenciar significativamente nos valores da resistência de ponta e do atrito lateral, uma vez que a mesma depende do imbricamento das partículas. A cimentação das partículas reduz a compressibilidade e, portanto, aumenta q_c. Dessa forma, a cimentação é um fator que poderá estar sempre presente, principalmente em antigos depósitos de solo.

Quando o solo penetrado apresenta partículas com tamanho próximo ao do diâmetro do cone, o valor de q_c pode aumentar abruptamente devido à redução da compressibilidade dessas partículas, que são agora unidades rígidas. Esse efeito é comumente observado em camadas de solos pedregulhosos e costumam gerar picos agudos em q_c. Partículas muito grandes podem impedir a cravação do cone e, sua penetração em solos pedregulhosos, freqüentemente, produz ruídos nos quais o operador deve estar atento para interromper a sondagem e assim não danificar o equipamento.

Modelos teóricos de expansão de cavidades e estudos realizados em câmaras de calibração têm mostrado que os valores de q_c são influenciados pela interface existente logo a frente e atrás da ponta. A distância a partir da qual a ponta do cone absorve a interface entre duas camadas de solo aumenta com o acréscimo da rigidez do mesmo. Assim, tem-se uma melhor resposta do cone para

a identificação de camadas finas de solos moles do que em areias compactas, já que a resistência de ponta pode alcançar mais facilmente um valor completo dentro dessa camada de solo. Por isso, deve-se adotar certos cuidados quando se estiver interpretando a resistência de ponta do cone numa fina camada de areia localizada dentro de um depósito de solo mole.

Cones de diâmetro maior, como por exemplo o de 15 cm^2 de área, dificultam ainda mais a identificação de camadas mais finas devido ao efeito de escala. A variabilidade natural de muitos depósitos de areia leva a obtenção de perfis com muitos picos e depressões nos valores de q_c. Entretanto, de uma maneira geral, num solo praticamente uniforme, os resultados com o cone de 10 cm^2 e 15 cm^2 são praticamente idênticos.

Em geral, a velocidade de cravação do cone afeta a geração das poro-pressões. Assim, a velocidade recomendada é de 20 mm/s, admitindo-se uma variação de até 1 a 2 mm/s (ASTM-D3441), o que representa mais ou menos 2,5%.

Tradicionalmente, a penetração do cone em areias tem sido considerada drenada e, em argilas, não drenada. Entretanto, para solos compostos por siltes ou siltes argilosos, a condição drenada durante a fase de penetração não se encontra muito bem definida. A condição drenada pode ser avaliada através de cartas de classificação de solos ou de acordo com a medida da velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão no ensaio CPTU.

3.7.2 - Classificação dos Solos e Identificação do Perfil Estratigráfico

Uma das principais aplicações do ensaio de piezocone fundamenta-se na identificação do perfil estratigráfico a partir do emprego de cartas de classificação dos solos. A experiência tem demonstrado que, tipicamente, a resistência de ponta (q_c) é alta em areias e baixa em argilas, sendo que o atrito lateral (f_s) é baixo em areias e alto em argilas.

DOUGLAS & OLSEN (1981), utilizando dados de cones elétricos, foram os pioneiros em propor uma carta de classificação de solos baseada na resistência de ponta (q_c) e na razão de atrito (R_f). Entretanto, no que toca especificamente a elaboração de cartas de classificação a partir de ensaios com o piezocone, surgiram várias propostas nas quais a poro-pressão gerada substituía o atrito lateral. Tal fato ocorreu em função do atrito lateral ter sido considerado, dentre as três grandezas medidas pelo piezocone (q_c, f_s e u_2), como a grandeza de menor precisão e confiabilidade (LUNNE *et al.*, 1986) em função da falta de um consenso naquela época, quanto a correção da resistência de ponta devido ao efeito das poro-pressões geradas nas ranhuras da base do cone. Além disso, cones distintos podem produzir diferentes medidas de f_s, em função das variações nas características dos projetos elétricos e mecânicos da luva de atrito.

Para superar os problemas associados às diferentes medidas obtidas para f_s, várias cartas de classificação foram idealizadas baseando-se em valores de resistência de ponta e poro-pressão, como por exemplo, àquelas propostas por JONES *et al.* (1981), cujos dados de entrada são $(q_c-\sigma_{V0})/\sigma_{V0}$ no eixo das abscissas e $\Delta u/u_0$ no eixo das ordenadas, e a de JONES & RUST (1982), onde os dados de entrada são $q_c-\sigma_{V0}$ nas abscissas e Δu nas ordenadas. Nesta última proposta, os dados de entrada não são mais normalizados em função do parâmetro de poro-pressão $\Delta u/u_0$, quando próximo ao nível do lençol freático, se tornar muito elevado.

A proposta de SENNESET & JANBU (1984) já incorpora o valor da resistência de ponta corrigido (q_t) e os dados de entrada são o parâmetro de poro-pressão (B_q), dado pela Equação 3.4, no eixo das abscissas e q_t nas ordenadas. Posteriormente, essa mesma proposta foi alterada, passando a contemplar a questão da possibilidade de poro-pressões negativas (SENNESET *et al.*, 1989). Cabe ressaltar também, que este recurso é extremamente interessante para solos moles, nos quais os valores da resistência de ponta são baixos e a geração de poro-pressão é elevada.

$$B_q = \frac{\Delta u}{(q_t - \sigma_{V0})} = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{V0}} \qquad \textit{Equação 3.4}$$

Sendo:

Δu = *excesso de poro-pressão medida atrás da ponta;*

u_2 = *poro-pressão medida entre a ponta e a luva de atrito do piezocone;*

u_0 = *poro-pressão de equilíbrio;*

q_t = *resistência de ponta considerando as correções devido aos efeitos das poro-pressões geradas (u);*

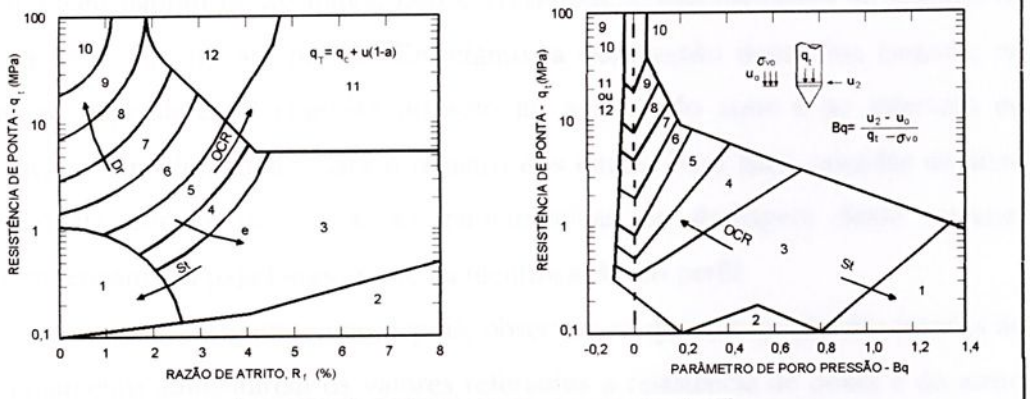
σ_{V0} = *tensão vertical geostática total.*

No entanto, existem autores que consideram importante a inclusão do atrito lateral nos ábacos para classificação dos solos (ROBERTSON *et al.*, 1986) e não acreditam na possibilidade de identificar o solo baseado apenas nos valores da resistência de ponta corrigida e no excesso de poro-pressão medido atrás da ponta (CAMPANELLA *et al.*, 1995). Tal afirmação torna-se procedente, pois algumas vezes, as variações observadas na razão de atrito podem ser mais úteis para definir as mudanças no tipo de solo ocorridas num dado perfil.

Assim, CAMPANELLA *et al.* (1995) recomendam a utilização dos dados de q_t, u e f_s na forma de q_t, B_q e R_f para definir o tipo de comportamento do solo. Uma de suas propostas consiste na utilização dos ábacos elaborados por ROBERTSON *et al.* (1986), ilustrados na Figura 3.28, dentre os quais o primeiro apresenta no eixo das abscissas, a razão de atrito corrigida (R_f) e o segundo, o parâmetro de poro-pressão (B_q). Em ambos os gráficos, as ordenadas correspondem aos valores de q_t e nos mesmos, além das regiões propostas para a classificação dos solos (***SBT*** – *Soil Behaviour Type*), encontram-se indicados também, as tendências de variação do histórico de tensões (***OCR***), da densidade relativa (D_r), da sensitividade (S_t) e do índice de vazios (e).

ROBERTSON *et al.* (1986) relatam ainda que, ocasionalmente, um determinado solo pode ser classificado de maneira distinta em ambos os gráficos. Nesse caso, tanto a velocidade como a forma de dissipação da poro-pressão durante uma pausa na cravação, auxiliam na classificação desse solo.





SBT	Tipo de comportamento do solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Silte argiloso a argila siltosa
6	Silte arenoso a silte argiloso
7	Areia siltosa a silte arenoso
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a areia
11	Solo fino muito rijo *
12	Areia a areia pedregulhosa *

* Pré-adensado ou cimentado

Figura 3.28: Cartas de classificação dos solos utilizando ensaios de piezocone (ROBERTSON et al., 1986).

Em solos argilosos, pré-adensados e rijos, a poro-pressão atrás da ponta pode ser muito baixa quando comparada com a poro-pressão na face do cone. Quando a penetração do cone é interrompida, o registro de poro-pressão imediatamente atrás da ponta pode ser útil antes de sua dissipação até a pressão de equilíbrio. Esse aumento de pressão pode ser provocado pela equalização local da elevada pressão nos poros próximos à face do cone, embora a saturação ineficiente também possa provocar comportamento semelhante.

O contínuo monitoramento da poro-pressão durante a penetração do cone pode melhorar significativamente a identificação da estratigrafia do solo (CAMPANELLA *et al.*, 1983). O tempo de resposta de um piezômetro totalmente saturado é rápido o suficiente, para permitir que se observem mudanças nas poro-pressões num intervalo de tempo inferior a 0,25 segundos. Para a velocidade de

penetração padrão de 20 mm/s, isso corresponde a uma espessura da camada de cerca de 5 mm ou até menos. Entretanto, a observação dessa fina camada, na prática, dependerá da resposta do solo ao avanço do cone e ao intervalo de variação de profundidade, para o registro dos dados. Para finas camadas de areia dentro de corpos de argila, as características de drenagem desse material desempenham um papel importante na identificação do perfil.

Algum tempo depois, observou-se que em função das tensões de confinamento aumentarem os valores referentes a resistência de ponta e do atrito lateral a medida que o cone aprofunda-se no subsolo, os dados obtidos por esses ensaios necessitavam de correções, especialmente para as sondagens mais profundas. Assim, em uma camada espessa de argila pré-adensada, a resistência de ponta do cone aumentará com a profundidade, resultando em mudanças aparentes na classificação. Face ao exposto, foi proposta uma nova carta de classificação baseada nos dados obtidos em sondagens CPTU e, recomendada para sondagens com profundidades superiores a 30 metros (ROBERTSON, 1990). Outras propostas recentes encontram-se na literatura mas, em função das limitações do presente trabalho e considerando-se que os ensaios realizados não atingem grandes profundidades, apenas a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986) será analisada.

Contudo, o emprego de cartas de classificação deve ser realizado com critério, pois não são considerados fatores específicos como, por exemplo, histórico de tensões, densidade, rigidez e índice de vazios. É sempre importante enfatizar que as cartas de classificação são gerais e fornecem apenas uma orientação quanto ao tipo de comportamento do solo. Assim, essas cartas não podem fornecer uma previsão exata do tipo de solo para qualquer aplicação de engenharia. Entretanto, para locais onde a geologia é conhecida, as mesmas podem ser ajustadas a partir da experiência local, possibilitando assim, estimativas de excelentes correlações.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

3.7.3 - *Interpretação Direta a Partir de Resultados do CPT*

Uma forma de interpretação de resultados de sondagens CPT é correlacionar empiricamente q_c e f_s medidos com o comportamento observado em fundações, prática que tem sido utilizada, especialmente no Brasil, provavelmente pela dificuldade em se considerar os diversos fatores que afetam o comportamento de solos residuais não saturados.

Os métodos empíricos desenvolvidos para a previsão do comportamento de fundações, como por exemplo o de AOKI & VELLOSO (1975), são, em geral, para valores de q_c e f_s obtidos utilizando-se o cone mecânico. DE RUTIER (1971), recomenda que não se corrija o valor de q_c obtido com cone elétrico no caso de aplicação de métodos originados a partir de dados de cone mecânico, como no caso da capacidade de carga das estacas.

Entretanto, quando se utiliza um cone elétrico, as pesquisas realizadas mostram que os valores de atrito lateral medido em cone mecânico são da ordem do dobro daqueles medidos utilizando-se um cone elétrico. DE RUTIER (1971) atribui tal diferença à resistência extra desenvolvida na borda inferior da luva de atrito do cone de Begemann, a qual é incluída no registro do atrito lateral.

3.8 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos pelo CPT

3.8.1 - *Considerações Gerais*

Com o aumento no volume dos ensaios de cone e piezocone para a investigação do subsolo, foram desenvolvidas inúmeras propostas para a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de resultados desses ensaios. Assim, baseando-se nos valores obtidos para q_c, f_s e u, tornou-se possível estimar parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo. Tal forma de análise é conhecida como abordagem indireta de interpretação.

unesp

No entanto, devido a maioria das propostas utilizadas para a obtenção desses parâmetros serem provenientes de correlações empíricas obtidas em câmaras de calibração (no caso das areias) ou correlações utilizando ensaios de laboratório e outros ensaios de campo (no caso das argilas), é esperada uma significativa influência desses fatores na dispersão e exatidão dos resultados. Além disso, a maioria dessas correlações foram desenvolvidas para solos sedimentares, sendo poucos os estudos existentes para avaliar o comportamento de solos residuais.

No caso das areias, os seguintes parâmetros podem ser estimados: densidade relativa (D_r); parâmetro de estado das areias (ψ); coeficiente de empuxo em repouso (K_0); ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), módulo de deformabilidade confinado (M); módulo de elasticidade (E); módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) e o histórico de tensões do solo (OCR). Já para as argilas, os parâmetros a serem estimados são: resistência não drenada (S_u); sensitividade (S_t); histórico de tensões (OCR); módulo de deformabilidade confinado (M); módulo de elasticidade (E_u); módulo de cisalhamento máximo (G_{max}); coeficiente de adensamento na direção horizontal (C_h) e vertical (C_v); além dos coeficientes de permeabilidade na direção horizontal (K_h) e vertical (K_v). Pode-se obter ainda, estimativas referentes aos índices de resistência à penetração (N_{SPT} e $N1_{SPT}$) e o peso específico natural do solo (γ_{nat}).

Embora alguns parâmetros listados acima possam ser interpretados segundo uma abordagem teórica, a maioria dos mesmos geralmente foi obtida através de correlações com resultados de ensaios de laboratório e/ou ensaios específicos de campo (QUARESMA *et al.*, 1998). Dessa forma, recomenda-se sua utilização inicial em estimativas ligadas a confirmação dos resultados e, quando necessário, utilizando ensaios específicos de campo ou laboratório.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

3.8.2 - Parâmetros Obtidos por Meio de Ensaios Realizados em Solos com Comportamento Drenado

Os principais parâmetros possíveis de serem estimados a partir de resultados de ensaios CPTU realizados em solos que apresentam comportamento drenado (tipicamente as areias), encontram-se definidos a seguir.

3.8.2.1 - Densidade Relativa (D_r)

A compacidade de um solo granular pode ser determinada em função do mesmo apresentar uma maior ou menor densidade. Esta característica, particular dos solos granulares, pode ser identificada em função de sua massa específica seca (γ_d) ou de seu índice de vazios (e). Segundo vários autores, este parâmetro também pode ser determinado a partir de ensaios de penetração de cone.

A densidade relativa (D_r) é o fator preponderante, tanto na deformabilidade quanto na resistência ao cisalhamento de solos grossos, influenciando até na sua permeabilidade. Esse parâmetro, pode ser utilizado para a determinação das características geotécnicas de uma camada de areia em condições naturais, na estimativa preliminar de regiões sujeitas à liquefação e no controle de compactação de solos não coesivos.

Com a publicação de recentes trabalhos utilizando-se grandes câmaras de calibração (VEISMANIS, 1974; CHAPMAN & DONALD, 1981; BALDI *et al.*, 1981; PARKIN *et al.*, 1980 e VILLET & MITCHELL, 1981), demonstrou-se a existência de inúmeras correlações entre a resistência de ponta (q_c) e a densidade relativa (D_r). Estes trabalhos mostraram que os resultados obtidos apresentam similaridades quanto à forma de representação gráfica e que a resistência de ponta do cone é influenciada pela densidade relativa, pelas tensões efetivas vertical e horizontal *in situ* e pela compressibilidade das areias (LUNNE *et al.*, 1997).

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

A Figura 3.29 estabelece uma comparação entre as curvas propostas por SCHMERTMANN (1978b), BALDI *et al.* (1981) e VILLET & MITCHELL (1981) para dois níveis de densidade relativa e demonstra a influência da compressibilidade nos resultados obtidos em câmaras de calibração para areias de alta, moderada e baixa compressibilidade.

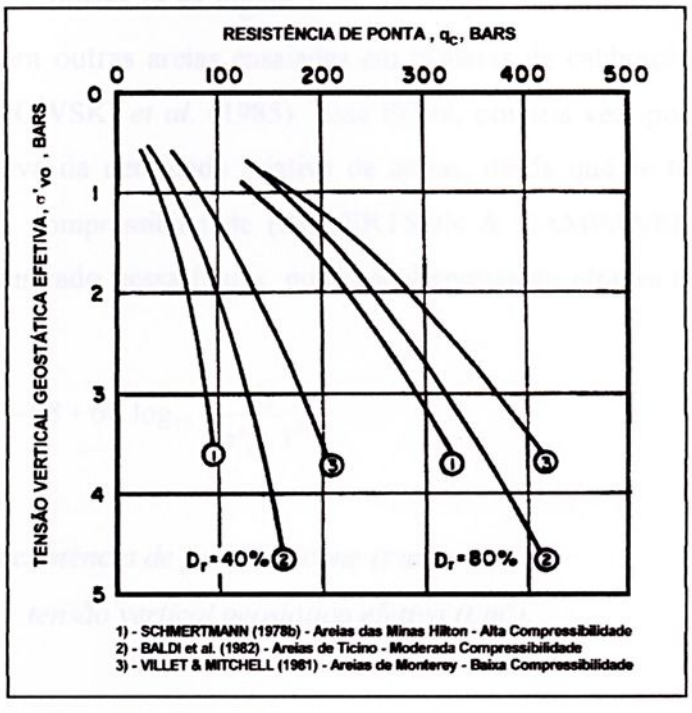


Figura 3.29: Efeito da compressibilidade das areias influenciando q_c, σ'_{V0} e D_r (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a apud CAMPANELLA et al., 1995).

As areias das "Minas Hilton", utilizada nos ensaios de SCHMERTMANN (1978), era composta por uma mistura de quartzo, feldspato e mica, em grãos angulares, apresentando alta compressibilidade. As curvas de VILLET & MITCHELL (1981) representam os resultados de uma areia quartzosa de "Monterey", com grãos arredondados e de baixa compressibilidade. As curvas do estudo de BALDI *et al.* (1981) com areias de "Ticino", composta por uma mistura de quartzo, feldspato e mica em grãos sub-angulares, apresentaram compressibilidade moderada, situando-se entre as duas areias anteriormente mencionadas (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a).

Assim, as areias que contêm grande quantidade de feldspato, mica ou grãos angulares, apresentam alta compressibilidade e conseqüentemente, menor resistência de ponta quando comparadas a outras areias de mesma densidade relativa e com baixa compressibilidade, conforme pode ser observado na Figura 3.29.

Ilustra-se na Figura 3.30, a variação das correlações entre D_r e q_c encontradas para outras areias ensaiadas em câmaras de calibração e compiladas por JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985). Essa figura, por sua vez, pode ser utilizada para a estimativa da densidade relativa de areias, desde que se tenha uma idéia aproximada da compressibilidade (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1989). O valor de D_r, ilustrado nessa figura, pode ser determinado através da Equação 3.5 abaixo:

$$D_r = -98 + 66.\log_{10}\frac{q_c}{(\sigma'_{V0})^{0.5}} \qquad \textit{Equação 3.5}$$

Onde:

q_c = *resistência de ponta do cone (t/m²);*

σ'_{V0} = *tensão vertical geostática efetiva (t/m²).*

Em geral, essas correlações são aceitáveis para solos normalmente adensados, enquanto que para depósitos pré-adensados, o valor da tensão vertical geostática efetiva deve ser substituído pela tensão horizontal geostática efetiva. Além disso, esta correlação fornece uma estimativa da densidade relativa com uma precisão de ±20% (faixa de incerteza intrínseca ao método) e, sendo estabelecida em câmaras de calibração, foi corrigida para as condições de contorno e tamanho das câmaras (SCHNAID & HOULSBY, 1994).

Por outro lado, grande parte dos ensaios CPTU são realizados em areias que não apresentam predominância de quartzo e feldspato em sua estrutura mineralógica. Entretanto, pesquisas têm mostrado a existência de pequenas variações na compressibilidade da maioria das areias de matriz predominantemente quartzosa, embora a compressibilidade dependa da angularidade dos grãos (JOUSTRA & DE GIJT, 1982). Ademais, areias

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

quartzosas angulares tendem a ser mais compressíveis que as areias quartzosas arredondadas (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a).

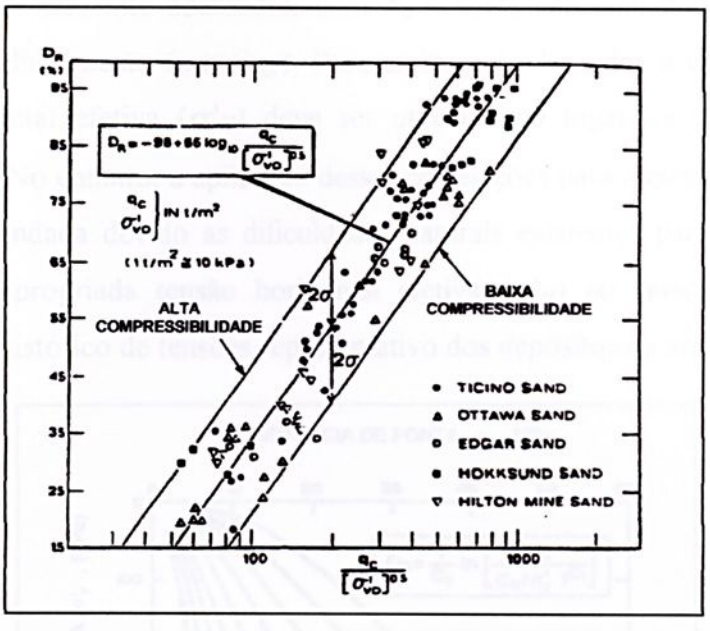


Figura 3.30: Influência da compressibilidade em areias predominantemente quartzosas, não envelhecidas, não cimentadas e normalmente adensadas (JAMIOLKOWSKI et al., 1985 apud CAMPANELLA et al., 1995).

Para a estimativa da densidade relativa de uma areia quartzosa de moderada compressibilidade, a literatura recomenda a utilização da correlação proposta por BALDI *et al.* (1986), obtida através da realização de inúmeros ensaios de calibração nas areias de "Ticino". Tais areias eram caracterizadas por uma mistura de mica, feldspato e quartzo em partículas sub-angulares, sendo utilizada a expressão abaixo (Equação 3.6) para a estimativa desse parâmetro:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln\left(\frac{q_c}{C_0 (\sigma'_V)^{C_1}}\right) \qquad \textit{Equação 3.6}$$

Sendo:

C_0, C_1, C_2 = *constantes do solo;*

σ'_V = *tensão vertical efetiva em kPa;*

q_c = *resistência de ponta do cone, em MPa.*

A Figura 3.31 estabelece uma correlação entre a densidade relativa (D_r), a tensão vertical efetiva (σ'_V) e a resistência de ponta do cone (q_c), para areias normalmente adensadas, com K_0 = 0,45, não cimentadas e que não sofreram envelhecimento (*unaging*). Para areias pré-adensadas e envelhecidas, a tensão horizontal efetiva (σ'_H) deve ser utilizada no lugar da tensão vertical efetiva (σ'_V). No entanto, a aplicação dessas correlações para areias pré-adensadas não é recomendada devido as dificuldades naturais existentes para se medir ou adotar uma apropriada tensão horizontal efetiva (σ'_H) no campo ou para se determinar o histórico de tensões representativo dos depósitos de areias naturais.

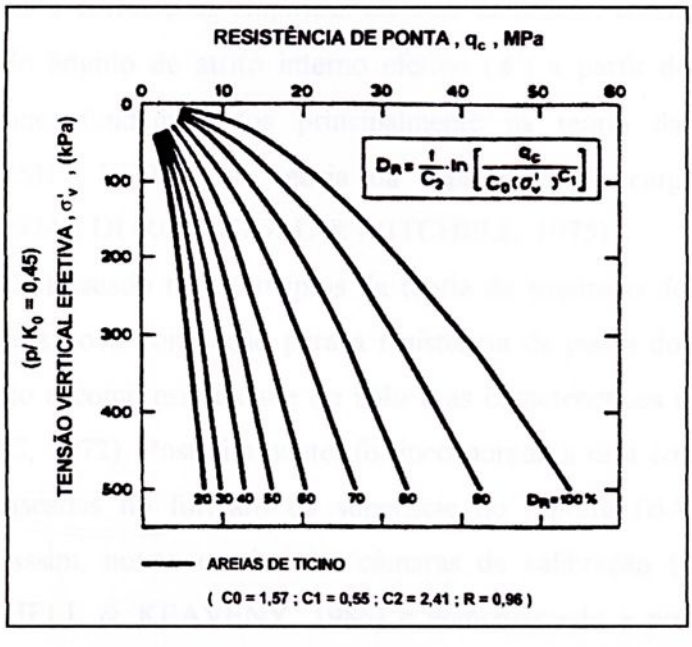


Figura 3.31: Relação proposta para a estimativa de D_r para areias quartzosas, não envelhecidas, não cimentadas, moderadamente compressíveis e normalmente adensadas (BALDI et al., 1986 apud CAMPANELLA et al., 1995).

Contudo, ROBERTSON & CAMPANELLA (1989) recomendam a utilização da correlação proposta por BALDI *et al.* (1986) para a realização de uma estimativa inicial da densidade relativa, principalmente em areias limpas, moderadamente compressíveis e com matriz predominantemente quartzosa. Esses mesmos autores recomendam ainda, a utilização da correlação

proposta por JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) para o ajuste dos valores segundo a compressibilidade das areias, uma vez que a compressibilidade aumenta em função do aumento da uniformidade, angularidade, quantidade de mica ou dos componentes calcários existentes nas areias.

3.8.2.2 - Ângulo de Atrito (ϕ)

O ângulo de atrito é um parâmetro geralmente utilizado para expressar a resistência ao cisalhamento de solos não coesivos. Com a publicação de várias teorias e correlações empíricas ou semi-empíricas, tornou-se possível a interpretação do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') a partir de resultados de ensaios de cone, fundamentados principalmente na teoria da expansão de cavidades (VESIC, 1972) e na teoria da capacidade de carga (JANBU & SENNESET, 1974 e DURGUNOGLU & MITCHELL, 1975).

Baseado nos princípios da teoria da expansão de cavidades, foi desenvolvida uma nova correlação para a resistência de ponta do cone, levando em consideração a compressibilidade do solo e as características de alteração de volume (VESIC, 1972). Posteriormente, foi incorporada a esta correlação, novas proposições baseadas no formato da superfície de ruptura (BALIGH, 1976), possibilitando assim, novos ensaios em câmaras de calibração (BALDI *et al.*, 1986 e MITCHELL & KEAVENY, 1986) e demonstrando a potencialidade de aplicação dessa teoria. Entretanto, uma análise empregando-se a teoria da expansão de cavidades é complexa, pois requer dados consideráveis e capazes de correlacionar a compressibilidade e a superfície de ruptura.

Apesar das teorias de capacidade de carga não considerarem a influência da compressibilidade dos solos e dessa forma não gerarem valores confiáveis para o ângulo de atrito, os trabalhos realizados por MITCHELL & KEAVENY (1986) mostraram que a teoria da capacidade de carga desenvolvida por DURGUNOGLU & MITCHELL (1975) proporciona informações razoáveis para uma grande variedade de areias, ao passo que são insuficientes para as areias de alta compressibilidade e geram pequenas estimativas para o ângulo de atrito.

unesp

Em 1983a, ROBERTSON & CAMPANELLA promoveram uma revisão nos resultados dos ensaios realizados em câmaras de calibração, visando estabelecer uma comparação entre as medidas de resistência de ponta do cone (q_c) com as medidas dos ângulos de atrito interno efetivo (ϕ'), obtidas por ensaios triaxiais drenados, segundo uma tensão confinante aproximadamente semelhante a tensão horizontal geostática efetiva (σ'_{H0}) utilizada nas câmaras de calibração.

Os resultados dos estudos de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) são apresentados na Figura 3.32, na qual observa-se que q_c aumenta linearmente com σ'_{V0}, para ϕ' constante. As dispersões nos resultados observados nessa figura, indicam os limites de influência da compressibilidade dos solos e em função das soluções propostas por JANBU & SENNESET (1974) e DURGUNOGLU & MITCHELL (1975) tendenciarem os valores referentes ao ângulo de atrito (ϕ), foi proposta uma nova correlação empírica média (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a).

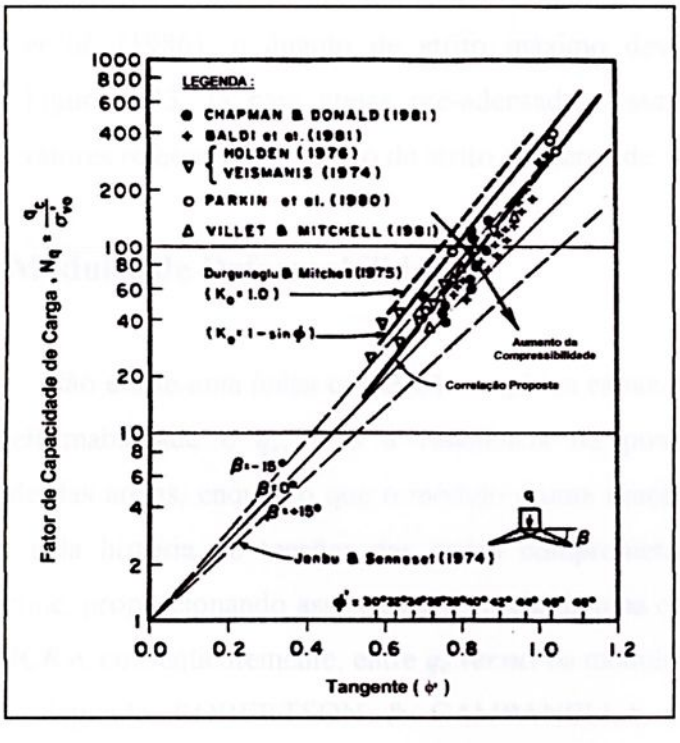


Figura 3.32: Relação entre N_q e ϕ' proposta a partir de ensaios realizados em grandes câmaras de calibração (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a apud CAMPANELLA et al., 1995).

A Figura 3.32 pode também ser utilizada para promover estimativas razoáveis do ângulo de atrito máximo para areias normalmente adensadas, não cimentadas, moderadamente incompressíveis e predominantemente quartzosas, ou seja, semelhantes às utilizadas nos estudos em câmaras de calibração. No entanto, para areias altamente compressíveis, o gráfico tenderá a identificar valores imprecisos e inferiores aos reais para os ângulos de atrito.

Para a identificação dessas areias compressíveis, pode-se utilizar a razão de atrito (R_f), pois a mesma aumenta com o aumento da compressibilidade. Dessa forma, muitas areias carbonáceas e compressíveis têm razão de atrito superior a 3% (JOUSTRA & DE GIJT, 1982), ao passo que areias quartzosas e tipicamente incompressíveis, apresentam uma razão de atrito aproximadamente igual a 0,5%.

Por outro lado, recomenda-se que para as areias incidentes nas regiões 7, 8, 9 e 10 do ábaco de classificação simplificado dos solos proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), o ângulo de atrito máximo deve ser estimado utilizando-se a Figura 3.33. Já para areias pré-adensadas, essa figura tende a superestimar os valores referentes ao ângulo de atrito em cerca de +2 graus.

3.8.2.3 - Módulos de Deformabilidade

Não existe uma única correlação empírica capaz de relacionar os módulos de deformabilidade e q_c, pois a resistência de ponta depende da compressibilidade das areias, enquanto que o módulo é uma função do ***OCR***. Tal fato se explica pela história de tensões das areias comprometer-se durante a penetração do cone, proporcionando assim a inexistência de uma correlação muito boa entre q_c e ***OCR*** e, conseqüentemente, entre q_c *versus* os módulos.

Segundo ROBERTSON & CAMPANELLA (1989), para a determinação do módulo de deformabilidade confinado (***M***), o ensaio dilatométrico (DMT) seria o equipamento mais indicado, especialmente porque este também produz uma estimativa do ***OCR*** das areias.



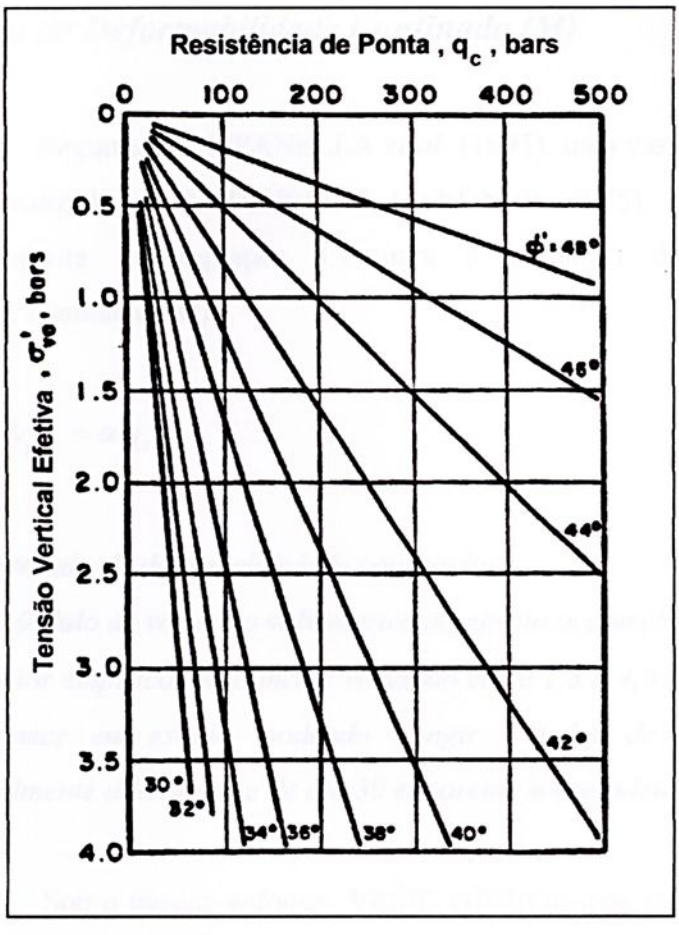


Figura 3.33: Relação proposta entre a resistência de ponta e σ'_{V0} para areias quartzosas e não-cimentadas (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a apud CAMPANELLA et al., 1995).

O ensaio com o dilatômetro plano (DMT), originalmente concebido em 1974 pelo Professor Silvano Marchetti, consiste em um método simples e com alta repetibilidade, cujos resultados podem ser correlacionados com o tipo de solo, com o coeficiente de empuxo de repouso, resistência não drenada, razão de pré-adensamento e na obtenção dos módulos de deformabilidade (MARCHETTI, 1980).

Apesar das sondagens DMT fornecerem melhores correlações para a estimativa dos valores referentes aos módulos *in-situ*, é possível também utilizar dados de ensaios CPT para a estimativa desses módulos utilizando-se as seguintes propostas descritas a seguir:

A- Módulo de Deformabilidade Confinado (M)

Segundo CAMPANELLA *et al.* (1995), uma vasta revisão sobre o assunto foi realizada por MITCHELL & GARDNER (1975), que adotaram a correlação proposta na Equação 3.7 para a obtenção do módulo de deformabilidade confinado (***M***).

$$M = {}^{1}\!/_{m_V} = \alpha . q_c \qquad \textit{Equação 3.7}$$

Sendo:

M = Módulo de deformabilidade confinado;

m_v = Módulo de variação volumétrica do ensaio oedométrico;

α = fator empírico, geralmente variando entre 1,5 a 4,0 (tal valor ainda permanece em estudo, podendo atingir o valor de 11 em areias normalmente adensadas e de até 30 em areias sobre-adensadas).

Sob o mesmo enfoque, VÉSIC (1970) propõe para o valor de α a seguinte expressão (Equação 3.8):

$$\alpha = 2.\left(1 + D_r{}^2\right) \qquad \textit{Equação 3.8}$$

Apresenta-se na Figura 3.34, a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) para a estimativa de ***M***, na qual encontra-se baseada em extensos dados obtidos em câmaras de calibração com areias de "Ticino" por BALDI *et al.* (1981). Tal proposta foi desenvolvida para areias normalmente adensadas, não cimentadas e predominantemente quartzosas.

Já na Figura 3.35, encontra-se indicada a proposta de BALDI *et al.* (1986) para a estimativa de ***M*** e definida para areias predominantemente quartzosas, não envelhecidas, não cimentadas e normalmente adensadas ou pré-adensadas.

unesp

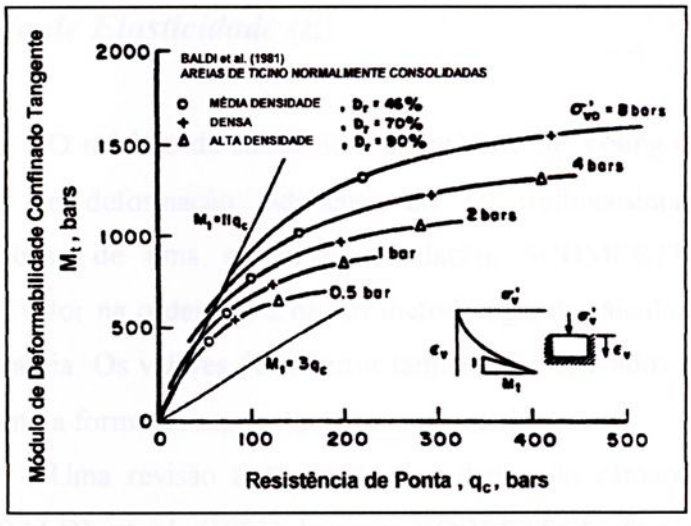


Figura 3.34: Relação entre q_c e M_t proposta por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) baseando-se nos dados de BALDI et al., 1981 (apud CAMPANELLA et al., 1995).

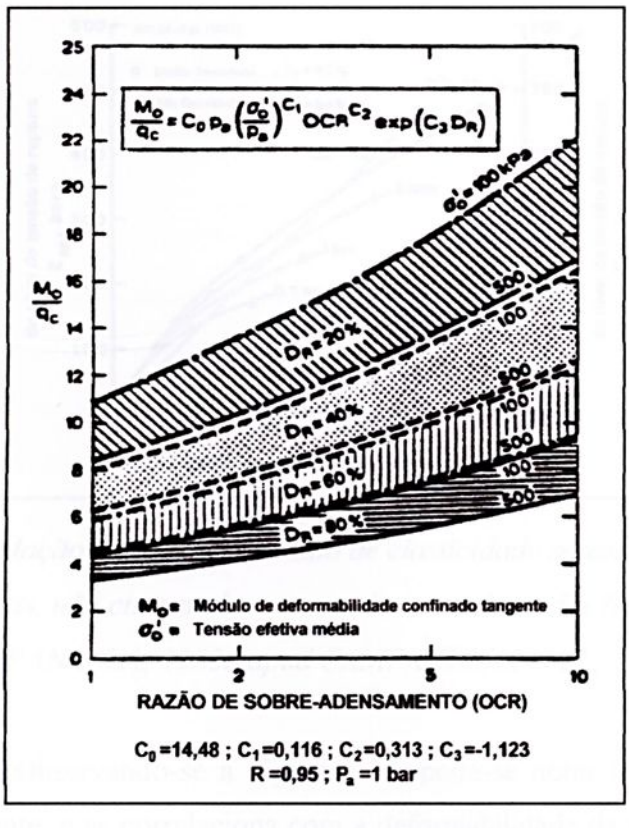


Figura 3.35: Relação entre o módulo de deformabilidade confinado tangente e a resistência de ponta proposta por BALDI et al., 1986 (apud CAMPANELLA et al., 1995).

B- Módulo de Elasticidade (E)

O módulo de elasticidade ou módulo de Young é mais utilizado em condições de deformação bidimensionais ou tridimensionais, como por exemplo, na base de uma sapata de fundação. SCHMERTMANN (1970) recomenda um valor na ordem de 2 na sua metodologia de cálculo da deformação de sapatas em areia. Os valores desse autor também são alterados de 2,5 a 3 para se levar em conta a forma da sapata (quadrada ou corrida).

Uma revisão aproximada dos dados de câmara de calibração obtidos por BALDI *et al.* (1981) levaram ROBERTSON & CAMPANELLA (1989) a construir gráficos demonstrados nas figuras a seguir (Figura 3.36 e Figura 3.37).

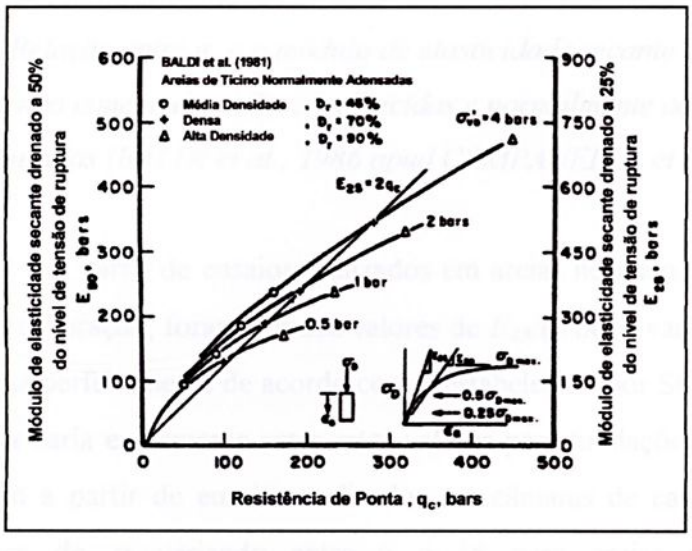


Figura 3.36: Relação entre q_c e o módulo de elasticidade secante drenado para areias quartzosas, não cimentadas e normalmente adensadas (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a apud CAMPANELLA et al., 1995).

Observando-se a Figura 3.36, pode-se notar que o módulo em questão é o secante, e se correlaciona com a deformabilidade da areia a 50% ($^1/_2$) e 25% ($^1/_4$) das tensões de ruptura (E_{50} e E_{25}, respectivamente) obtidas em ensaios triaxiais convencionais.

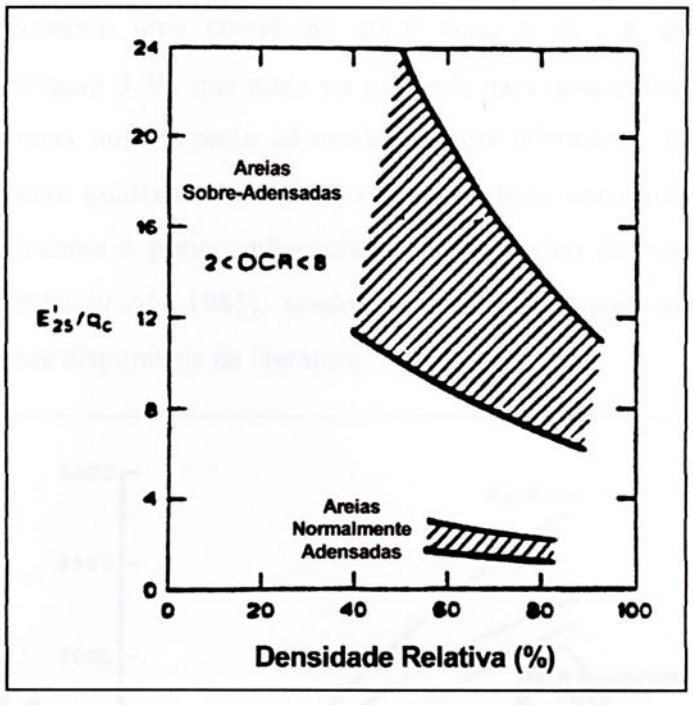


Figura 3.37: Relação entre q_c e o módulo de elasticidade secante drenado (E_{25}) para areias não cimentadas, não envelhecidas e normalmente adensadas ou sobre-adensadas (BALDI et al., 1986 apud CAMPANELLA et al., 1995).

A partir de ensaios realizados em areias normalmente adensadas em câmaras de calibração, foram obtidos valores de E_{25}/q_c ou α variando entre 1,5 e 3,0, o que está perfeitamente de acordo com o estabelecido por SCHERTMANN (1970), onde α varia exatamente entre estes valores para fundações circulares em areias. Também a partir de ensaios realizados em câmaras de calibração, foram obtidos valores de α variando entre 6 e 18 para areias pré-adensadas, predominantemente quartzosas e não cimentadas, conforme demonstrado na Figura 3.37. Observando-se esta figura, nota-se que E é muito sensível ao OCR, sendo assim importante definir o nível de tensões para o qual E é necessário.

C- Módulo de Cisalhamento Máximo (G_{max})

Baseando-se em correlações propostas por SEED & IDRISS (1970) e HARDIN & DRNEVICH (1972), ROBERTSON & CAMPANELLA

(1983a) propuseram uma correlação entre G_{max} e q_c , a qual encontra-se apresentada na Figura 3.38, que pode ser utilizada para uma estimativa preliminar do G_{max} em areias normalmente adensadas ou pré-adensadas, não cimentadas, predominantemente quartzosas. A maior vantagem desta correlação ancora-se no fato de que a mesma é pouco influenciada pelo histórico de tensões das areias (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985), sendo portanto muito mais confiável do que outras correlações disponíveis na literatura.

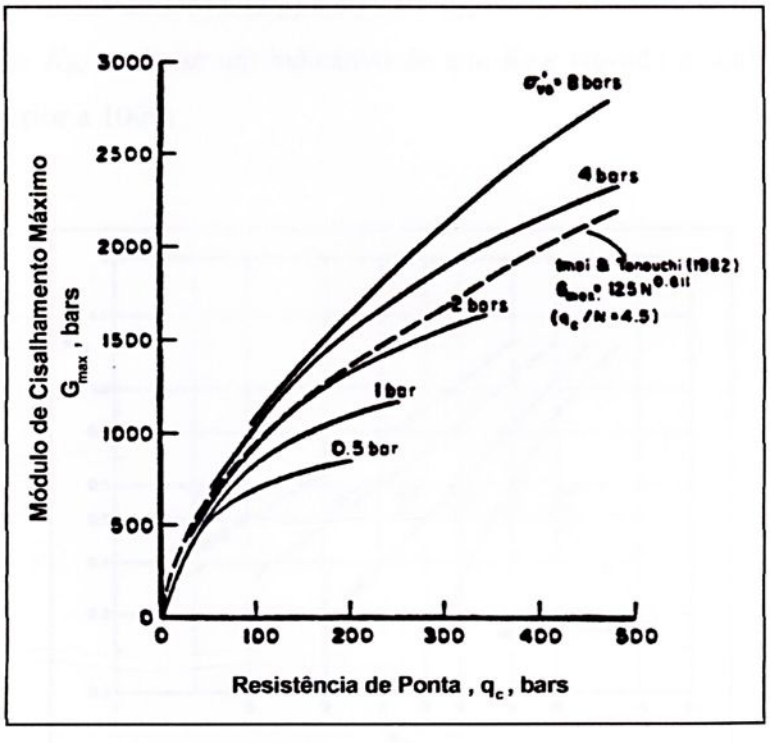


Figura 3.38: Relação entre q_c e G_{max} para areias quartzosas, não cimentadas e normalmente adensadas ou pré-adensadas (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a apud CAMPANELLA et al., 1995).

3.8.2.4 - Histórico de Tensões (*OCR*)

Segundo ROBERTSON & CAMPANELLA (1989), no momento ainda é impossível quantificar o histórico de tensões partindo-se apenas de resultados de ensaios CPT ou CPTU durante uma penetração drenada. Segundo JAMIOLKOWISKI & ROBERTSON (1988), isto se dá, principalmente, pela

parcial "destruição" do histórico de tensões das areias em função do desenvolvimento de altas tensões de compressão e descompressão quando da passagem do cone.

Por outro lado, o ensaio DMT possibilita a obtenção dessas informações mais facilmente. Dessa forma, em 1985, MARCHETTI desenvolveu um gráfico para a estimativa de K_0 a partir de dados combinados de CPT e DMT. Na Figura 3.39 é ilustrado esse gráfico, onde pode-se notar que a utilização em conjunto dos dados do DMT (K_D) e do CPT (q_c/σ'_{V0}), mostram-se úteis para uma estimativa de K_0, tendo-se um indicativo de que K_0 é elevado quando se tem um D_r bem superior a 100%.

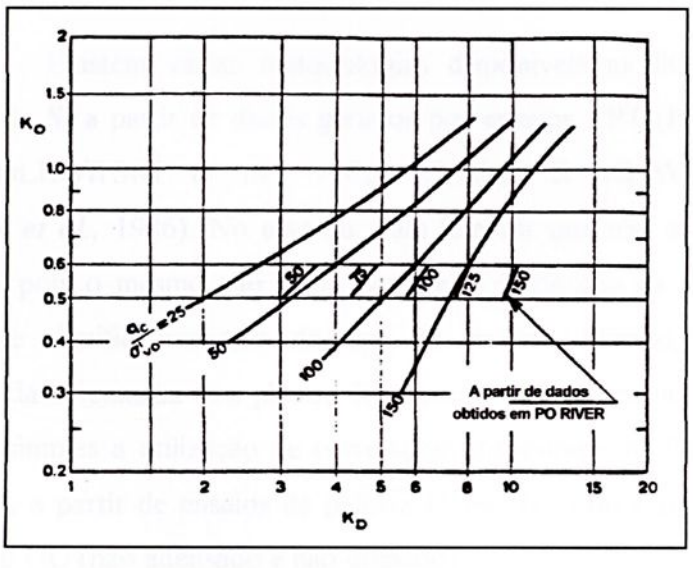


Figura 3.39: Carta modificada para interpretação de K_0, a partir de K_D (DMT) e q_c/σ'_{V0} (CPT), proposta por MARCHETTI (1985) apud CAMPANELLA et al. (1995).

No entanto, este e muitos outros gráficos apresentados na literatura (ROBERTSON, 1983; BALDI *et al.*, 1986; dentre outros), encontram-se sujeitos a erros grosseiros visto que o K_0 utilizado na elaboração da correlação foi estimado e não medido.

3.8.3 - Parâmetros Obtidos por Meio de Ensaios Realizados em Solos com Comportamento Não-Drenado

Os principais parâmetros possíveis de serem estimados a partir de resultados de ensaios CPTU realizados em solos que apresentam comportamento não-drenado (tipicamente as argilas), encontram-se definidos a seguir:

3.8.3.1 - Resistência Não-Drenada (S_u)

Existem várias metodologias disponíveis na literatura para a determinação de S_u a partir de dados gerados por ensaios CPT (BALIGH *et al.*, 1980; JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1982; LUNNE & KLEVEN, 1981 e ROBERTSON *et al.*, 1986). No entanto, vale lembrar que não existe um único valor para S_u, pois o mesmo não é um parâmetro intrínseco da argila, e sendo assim, depende significativamente do tipo de ensaio utilizado, da razão de deformação e da orientação dos planos de ruptura. Assim, sempre que possível, torna-se mais simples a utilização de correlações disponíveis na literatura para a obtenção de S_u a partir de ensaios de palheta (*Vane Test*) ou a partir de ensaios triaxiais do tipo UU (não adensado e não drenado).

O ensaio de palheta (*Vane Test)* é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) de depósitos de argilas moles. Complementarmente a este ensaio, pode-se determinar também informações adicionais referentes ao histórico de tensões do solo, indicado pelo perfil da razão de sobre-adensamento (***OCR***). Ademais, este ensaio também serve como referência para outras técnicas e metodologias, cuja a interpretação requer a adoção de correlações semi-empíricas. Neste ensaio, utiliza-se uma palheta de seção cruciforme que, cravada em argilas saturadas de consistência mole a rija, é submetida ao torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições

não-drenadas. Assim, torna-se essencial o conhecimento prévio da natureza do solo onde será realizado o ensaio, não só para avaliar sua aplicabilidade, mas para posteriormente também, interpretar adequadamente os resultados (SCHNAID, 2000).

Uma primeira metodologia de cálculo utilizada na estimativa de S_u a partir de dados obtidos por ensaios CPT, encontra-se representada na Equação 3.9.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_0}{N_k} \qquad \textit{Equação 3.9}$$

Sendo:

σ_0 = *tensão geostática total* (σ_{V0}, σ_{H0} *ou* σ_m);

N_k = *fator do cone.*

O fator do cone (N_k) é baseado nas teorias de capacidade de carga (MEYERHOF, 1961) e, mais recentemente, nas teorias de expansão de cavidade (VESIC, 1972) e através de correlações empíricas. Tais teorias, no entanto, são dificeis de serem utilizadas na prática, pois dependem da resistência não-drenada do solo. Além disso, fatores externos como o tipo de cone e a razão de penetração influenciam no q_c , independentemente do valor de N_k teórico a ser utilizado (CUNHA, 1997).

Em geral, o fator do cone (N_k) é obtido a partir de correlações empíricas determinadas por ensaios de palheta, ensaios triaxiais ou pela experiência local. LUNNE & KLEVEN (1981) propõe um N_k variando entre 11 e 19 (valor médio de 15) para argilas normalmente adensadas. Certas variações de ±5 em tomo desse valor, também têm sido reportadas. Para argilas sensíveis, valores da ordem de 10 ou inferiores a esse número têm sido sugeridos, dependendo da sensibilidade. Em argilas rijas e fissuradas, essa fissuração se constitui num fator complicante, apesar de se ter sugerido um N_k = 25, com uma variação de ±5 em torno desse valor (CAMPANELLA *et al.*, 1995).



Vale lembrar também, que para os dados obtidos a partir de ensaios CPTU, os valores da resistência de ponta (q_c) devem ser corrigidos (q_t), de acordo com a Equação 3.10 apresentada a seguir.

$$q_t = q_c - u.(1-a) \qquad \textit{Equação 3.10}$$

Sendo:

u = *poro-pressão medida atrás da ponta (posição padrão - u_2);*

a = *relação entre áreas desiguais do cone.*

De outra forma, o S_u também pode ser estimado a partir de q_t através de correlações empíricas, como a representada pela Equação 3.11, proposta por LUNNE *et al.* (1985).

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{V0}}{N_{kt}} \qquad \textit{Equação 3.11}$$

Sendo:

q_t = *resistência de ponta corrigida obtida através do ensaio CPTU;*

σ_{V0} = *tensão vertical geostática;*

N_{kt} = *fator do cone corrigido pelo* q_t.

Para argilas moles, tem-se sugerido a utilização da poro-pressão medida nos ensaios de piezocone (CPTU) para a estimativa da resistência não-drenada, em função da dificuldade de se medir com precisão, a resistência de ponta. Tomando-se como base uma aproximação teórica ou semi-teórica obtida pela teoria da expansão de cavidades, VESIC (1972), BATTAGLIO *et al.* (1981), RANDOLPH & WROTH (1979), MASSARCH & BROMS (1981) e CAMPANELLA *et al.* (1985) propõe a Equação 3.12 para a estimativa de S_u.

$$S_u = \frac{\Delta U}{N_{\Delta U}} \qquad \textit{Equação 3.12}$$

Sendo:

ΔU = *excesso de poro-pressão medida atrás ou na ponta do cone;*

$N_{\Delta U}$ = *razão de poro-pressão (variando entre 2 a 20).*

unesp

Tendo o conhecimento de que ΔU e q_c dependem do histórico de tensões do solo, da sensitividade e da razão de rigidez (G/S_u), uma outra solução semi-empírica (MASSARCH & BROMS, 1981) e também baseada na teoria da expansão de cavidades é apresentada na Figura 3.40 e na Figura 3.41. Nestas figuras, os efeitos de ***OCR*** e da sensitividade estão inclusos através do parâmetro ***Af***. Tal parâmetro (***Af***) pode ser obtido de acordo com as características das argilas.

- ✓ argilas muito sensíveis – Af = 1,5 a 3,0;
- ✓ argilas normalmente adensadas – Af = 0,7 a 1,3;
- ✓ argilas levemente pré-adensadas – Af = 0,3 a 0,7;
- ✓ argilas muito pré-adensadas – Af = -0,5 a 0,0.

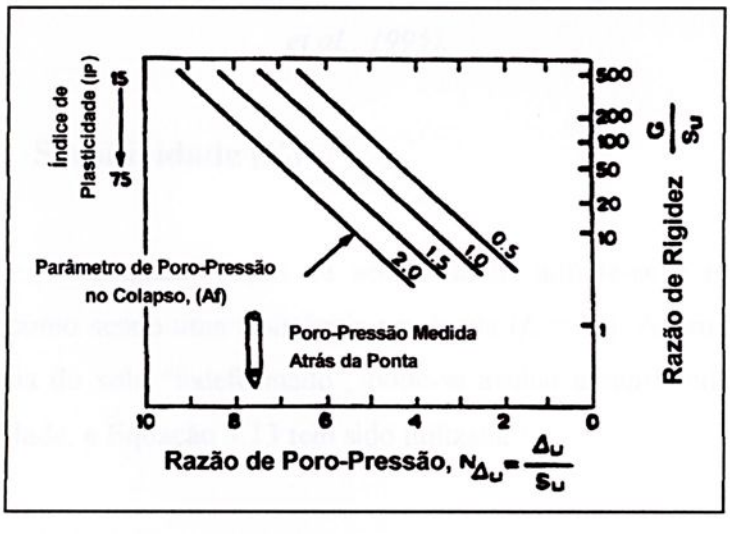


Figura 3.40:Gráfico proposto para obtenção de S_u a partir do excesso de poro-pressão medido imediatamente atrás da ponta (CAMPANELLA et al., 1985 apud CAMPANELLA et al, 1995).

Entretanto, estes gráficos não são recomendados para argilas muito pré-adensadas, em função das mesmas apresentarem uma tendência de geração de poro-pressões negativas. Cabe ressaltar então, a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1989), na qual estabelece um valor para N_k da

ordem de 15 e, se possível, calibrado com outro ensaio de campo ou de laboratório.

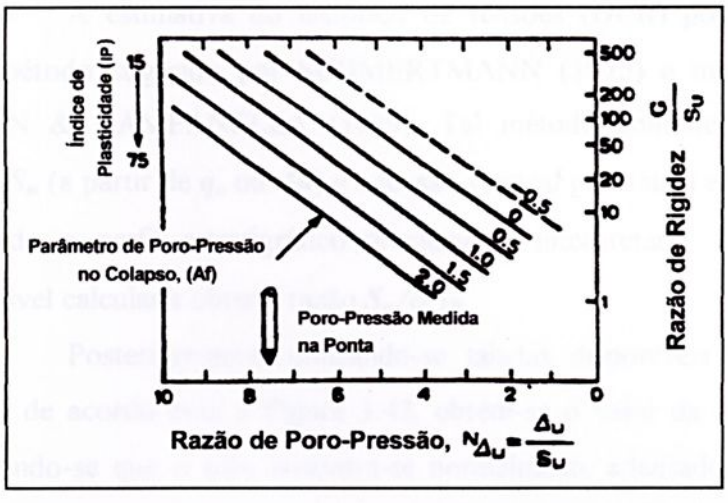


Figura 3.41: Gráfico proposto para obtenção de S_u a partir do excesso de poro-pressão medido na ponta (CAMPANELLA et al., 1985 apud CAMPANELLA et al., 1995).

3.8.3.2 - Sensitividade (S_t)

Na quantificação da sensitividade, admite-se a resistência por atrito lateral como sendo uma resistência amolgada ($f_s = S_u$). Assim, conhecendo-se a resistência do solo "indeformado", pode-se avaliar a sensitividade da argila. Para tal finalidade, a Equação 3.13 tem sido utilizada.

$$S_t = Ns / R_f \quad (\%) \qquad \textit{Equação 3.13}$$

Neste caso, adimiti-se um valor de ***Ns*** da ordem de 15 para o cone mecânico (SCHMERTMANN, 1978b) e 10 para o cone elétrico (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983b). Dados recentes obtidos em Vancouver (Canadá), sugerem um ***Ns*** = 6, tomando-se como base os ensaios de palheta.

3.8.3.3 - Histórico de Tensões (*OCR*)

A estimativa do histórico de tensões (***OCR***) pode ser obtida através do método sugerido por SCHMERTMANN (1975) e modificado por ROBERTSON & CAMPANELLA (1989). Tal método consiste em estimar, inicialmente, S_u (a partir de q_c ou Δu) e a tensão vertical geostática efetiva do solo (σ'_{V0}) segundo o perfil estratigráfico previamente interpretado. Dessa forma, torna-se possível calcular e obter a razão S_u/σ'_{V0}.

Posteriormente, utilizando-se tabelas disponíveis na mecânica dos solos ou de acordo com a Figura 3.42, obtém-se o valor da mesma razão, porém admitindo-se que o solo encontra-se normalmente adensado $(S_u/\sigma'_{V0})_{NA}$. Neste caso, torna-se necessário a obtenção prévia de informações a respeito do índice de plasticidade (***IP***). Se o mesmo não for conhecido, SCHMERTMANN (1978b) recomenda um valor da ordem de 0,3 para a relação $(S_u/\sigma'_{V0})_{NA}$. Finalmente, pode-se estimar o ***OCR*** com base nas correlações propostas por SCHMERTMANN (1978b), oriundas de LADD & FOOTT (1974), demonstradas na Figura 3.43.

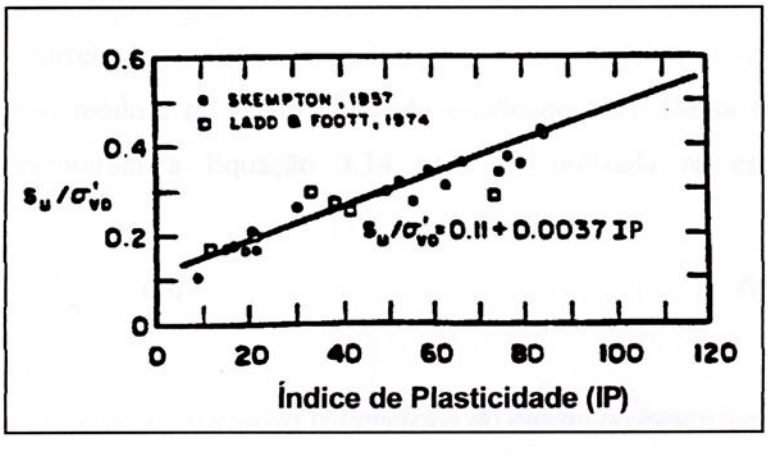


Figura 3.42: Relação estatística entre a razão Su/σ'_{V0} *e o índice de plasticidade para argilas normalmente adensadas (apud CAMPANELLA et al., 1995).*

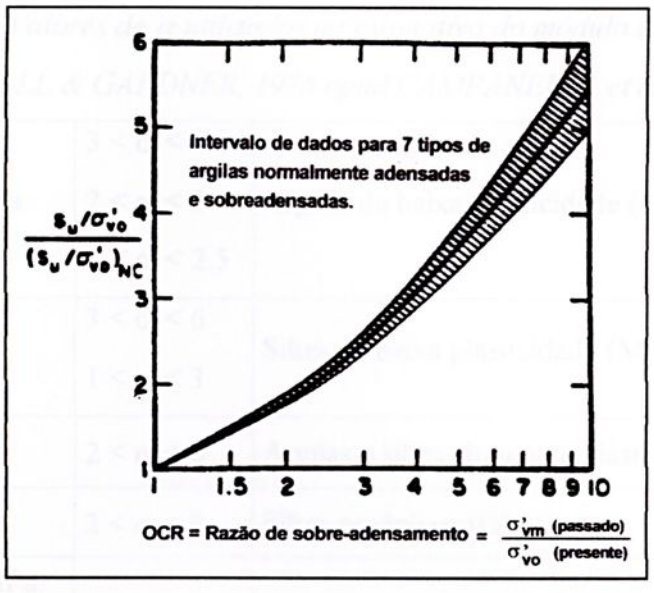


Figura 3.43: Relação entre Su/σ'_{v0} *e a razão de sobre-adensamento (**OCR**) para argilas normalmente adensadas (apud CAMPANELLA et al., 1995).*

3.8.3.4 - Módulos de Deformabilidade

A- Módulo de Deformabilidade Confinado (M)

MITCHELL & GARDNER (1975) realizaram uma ampla revisão nas correlações existentes na literatura que envolviam a resistência de ponta (q_c) e o módulo de deformabilidade confinado (***M***). Dessa forma, esses autores apresentaram a Equação 3.14 para ser utilizada na estimativa do módulo ***M***.

$$M = 1/m_v = \alpha . q_c \qquad \textit{Equação 3.14}$$

Sendo:

m_v = *módulo de variação volumétrica do ensaio oedométrico.*

Apresenta-se na Tabela 3.2 os valores de α em função do teor de umidade (***w***), os quais foram propostos por SANGLERAT (1972) e posteriormente compilados por MITCHELL & GARDNER (1975).

*Tabela 3.2: Valores de α utilizados na estimativa do módulo **M** em argilas (MITCHELL & GARDNER, 1975 apud CAMPANELLA et al., 1995).*

$q_c < 0.7$ MPa $0.7 < q_c < 2$ MPa $q_c > 2$ MPa	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2.5$	Argilas de baixa plasticidade (CL)
$q_c > 2$ MPa $q_c < 2$ MPa	$3 < \alpha < 6$ $1 < \alpha < 3$	Siltes de baixa plasticidade (ML)
$q_c < 2$ MPa	$2 < \alpha < 6$	Argilas e siltes altamente plásticos (MH, CH)
$q_c < 1.2$ MPa	$2 < \alpha < 8$	Siltes orgânicos (OL)
Para $q_c < 0,7$ MPa: $50 < w < 100$ $100 < w < 200$ $w > 200$	 $1.5 < \alpha < 4$ $1 < \alpha < 1.5$ $0.4 < \alpha < 1$	Turfas e argilas orgânicas (OH)

Na Tabela 3.3, apresenta-se o método proposto por SCHMERTMAN (1978b), no qual utiliza a razão (S_u / σ'_{V0}) para obter uma estimativa da razão de sobre-adensamento (***OCR***) e do coeficiente de adensamento na direção horizontal (C_h).

Tabela 3.3: Estimativa do índice de adensamento horizontal (C_h) segundo SCHMERTMANN, 1978b (apud CAMPANELLA et al., 1995).

S_u / σ'_{V0}	*OCR (aprox.)*	$C_h / (1+e_1)$
0 – 0.1	menor do que 1	Maior do que 0.4
0.1 – 0.25	1	0.4
0.26 – 0.50	1 a 1.5	0.3
0.51 – 1.00	3	0.15
1 – 4	6	0.10
maior do que 4	maior do que 6	0.05

B- Módulo de Elasticidade Não Drenado (E_u)

A estimativa do módulo de elasticidade ou módulo de Young não drenado (E_u) é realizada com base na relação $E_u = n.S_u$, onde n é uma constante empírica que depende do nível de tensões, do *OCR*, da sensitividade, além de outros fatores (LADD *et al.*, 1977). Dessa forma, o valor de n é de difícil estimativa, visto a não linearidade do solo e a influência das variáveis acima citadas.

Apresenta-se na Figura 3.44(a) a razão E_u/S_u para diferentes solos normalmente adensados e, nos gráficos da Figura 3.44(b), os mesmos solos sob diferentes condições de tensão e *OCR*. Na figura seguinte (Figura 3.45), proposta por DUNCAN & BUCHIGNANI (1975), ilustra-se a variação de E_u a 25% da tensão de ruptura, com o *OCR*.

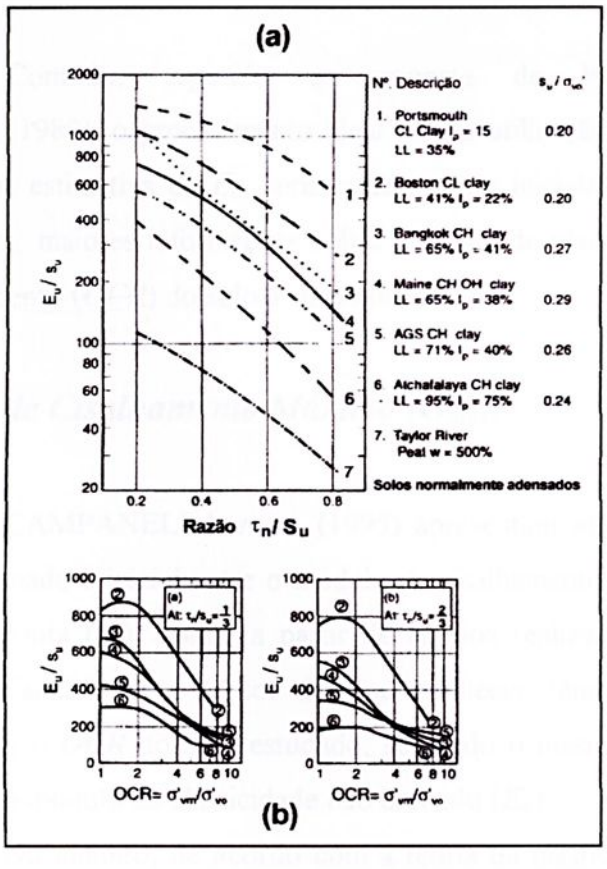


Figura 3.44: Estimativa da razão de rigidez do solo para argilas (LADD et al., 1977 apud CAMPANELLA et al., 1995).

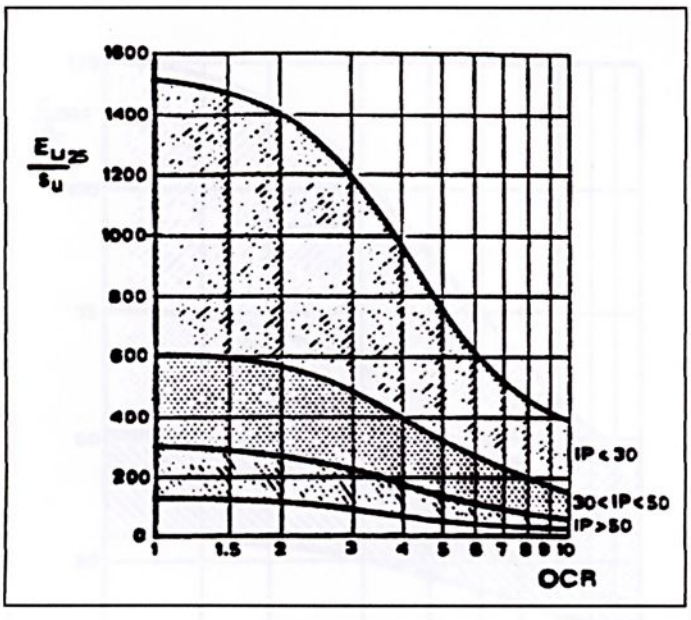


*Figura 3.45: Relação entre **OCR** e o módulo de elasticidade não drenado (DUNCAN & BUCHIGNAMI, 1975 apud CAMPANELLA et al., 1995).*

Contudo, segundo a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1989), o procedimento ideal para a utilização da Figura 3.44 e da Figura 3.45 na estimativa de E_u, seria o de estimar inicialmente S_u, além de conhecer, também, maiores informações sobre o índice de plasticidade e a razão de sobre-adensamento (***OCR***) do solo a ser estudado.

C- Módulo de Cisalhamento Máximo (G_{max})

CAMPANELLA *et al.* (1995) apresentam na Figura 3.46 uma correlação aproximada e inicial entre o módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) e a resistência de ponta (q_c), obtida a partir de ensaios realizados em argilas de Vancouver, no Canadá. Para tanto, deve-se conhecer também o índice de plasticidade (***IP***) e o ***OCR*** do solo estudado, seguindo o mesmo modo utilizado para a obtenção do módulo de elasticidade não drenado (E_u).

No entanto, de acordo com a teoria da elasticidade, o valor de G_{max} poderia também ser obtido utilizando-se a relação $G = {}^1/_3 . E_u$.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17 18

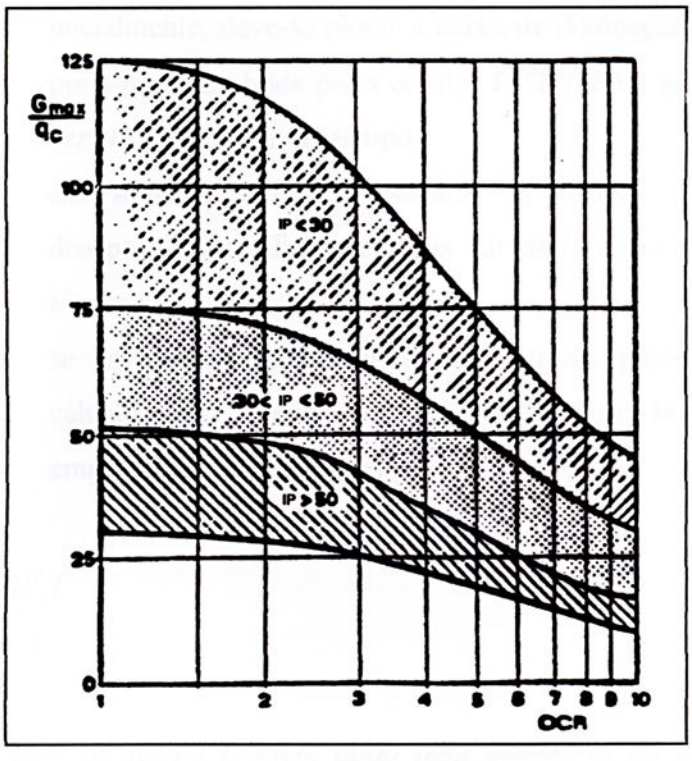


*Figura 3.46: Relação entre **OCR**, q_c e G_{max} proposta para solos argilosos (apud CAMPANELLA et al., 1995).*

3.8.3.5 - Coeficiente de Adensamento (C_h)

Nos últimos 25 anos, passou a ser dedicada uma especial atenção para os processos de dissipação de poro-pressão a partir de ensaios com o piezocone (TORTENSSON, 1977; RANDOLPH & WROTH, 1979; BALIGH & LEVADOUX, 1980; ACAR, 1981 e GRUPTA & DAVIDSON, 1986). Um ensaio de dissipação de poro-pressão é realizado durante uma interrupção no processo de cravação do cone, onde se monitora o decréscimo do excesso de poro-pressão gerada (Δu) em função do tempo. A partir destes dados, pode-se obter um valor aproximado para o coeficiente de adensamento na direção horizontal (C_h).

A partir de uma ampla revisão na literatura clássica, BALIGH & LEVADOUX (1986) propuseram um novo procedimento para obtenção de C_h, o qual encontra-se descrito a seguir:

unesp

- ✓ inicialmente, deve-se plotar a curva de dissipação do excesso de poro-pressão obtida pelos ensaios CPTU até a sua normalização *versus* o logaritmo do tempo;
- ✓ em seguida, deve-se comparar as formas das curvas de dissipação normalizada com as curvas teóricas apresentadas na Figura 3.47;
- ✓ se as mesmas apresentarem semelhanças, procede-se então o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal (C_h), empregando-se a Equação 3.15 abaixo:

$$C_h = \frac{R^2.T}{t} \qquad \textit{Equação 3.15}$$

Sendo:

T = fator de tempo teórico, dado pela geometria da ponta cônica e localização do piezo-elemento;

t = tempo necessário para se atingir um dado valor de $\Delta u(t)/\Delta u$;

R = raio do cone (geralmente $R \cong 17{,}85$ mm).

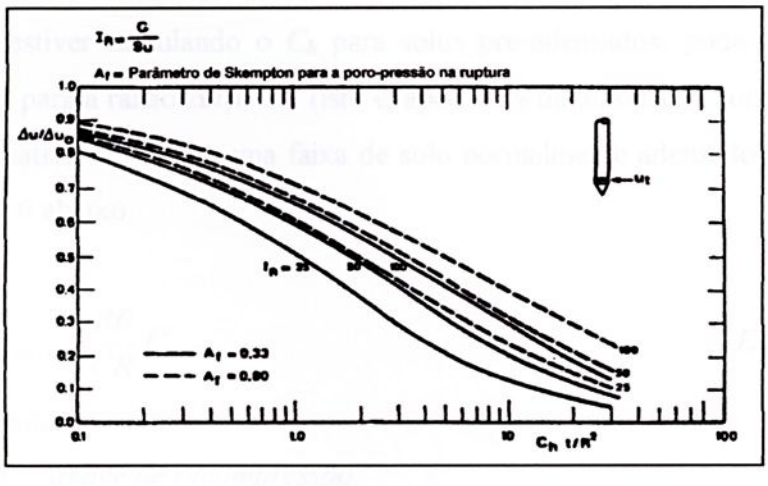


Figura 3.47:Curvas teóricas para dissipação de poro-pressão em função da razão de rigidez do solo (BATTAGLIO et al., 1981 apud CAMPANELLA et al., 1995).

ROBERTON & CAMPANELLA (1989) descrevem, ainda, um outro processo que pode ser utilizado quando se observa uma evidente redistribuição do excesso de poro-pressão. Tal processo encontra-se descrito a seguir:

- ✓ inicialmente, deve-se plotar o excesso de poro-pressão gerado *versus* a raiz quadrada do tempo, para posteriormente proceder o ajuste de uma melhor reta, ignorando a redistribuição de poro-pressão inicial e extrapolando a linha para o tempo zero. Dessa forma, obtém-se assim, o excesso de poro-pressão inicial;
- ✓ em seguida, deve-se adotar um percentual dessa dissipação e utilizar o tempo correspondente e obtido pela Equação 3.16 (anteriormente descrita), para se calcular o valor de $\mathbf{C_h}$. Vale lembrar que a escolha do fator tempo correspondente deve-se limitar a faixa de 50 % ou 90 % da dissipação.

Quando não existir nenhum dado referente a ***Af*** ou I_R, obtidos de acordo com a Figura 3.47 anteriormente ilustrada, admite-se um ***Af*** igual a 0,8 e um I_R da ordem de 100, onde $I_R = G/S_u$ para argilas moles. Da mesma forma, quando se estiver calculando o C_h para solos pré-adensados, pode-se utilizar o valor de 0,5 para a razão $\Delta u(t)/\Delta u$ (isto é, após 50% da dissipação completada). Já para a estimativa de C_h em uma faixa de solo normalmente adensado, utiliza-se a Equação 3.16 abaixo:

$$C_{h(NC)} = \frac{RR}{CR} . C_{h(OC)} \qquad \textit{Equação 3.16}$$

Sendo:

RR = índice de recompressão;

CR = índice de compressão virgem.

unesp

Nas situações em que não se dispõe de nenhum dado, JAMIOLKOWSKI *et al.* (1983) sugerem a razão ***RR/CR*** = 0,15.

3.8.3.6 - Coeficiente de Permeabilidade (*K*)

Uma estimativa aproximada do coeficiente de permeabilidade (***K***) pode ser obtida a partir da classificação do tipo de solo. De outro modo, uma estimativa mais confiável para essa estimativa também pode ser realizada levando-se em consideração as características de adensamento e compressibilidade do solo, de acordo com a Equação 3.17 e a Equação 3.18 abaixo:

$$K_v = C_v \,.\, m_v \,.\, \gamma_w \qquad \textit{Equação 3.17}$$

$$K_h = C_h \,.\, m_h \,.\, \gamma_w \qquad \textit{Equação 3.18}$$

Nessas equações, K_v e K_h representam, respectivamente, os coeficientes de permeabilidade na direção vertical e horizontal. Segundo MITCHELL *et al.* (1978), para a estimativa da permeabilidade de um solo, pode-se considerar o mesmo como sendo praticamente isotrópico, isto é, $m_v = m_h$. Desta forma, sendo possível realizar uma estimativa de m_v, pode-se também estimar o valor de K_v.

Caso assuma-se que o solo seja isotrópico quanto à compressibilidade , teremos então, a seguinte equação (Equação 3.19) para a estimativa de C_v:

$$C_v = C_h \times \frac{K_v}{K_h} \qquad \textit{Equação 3.19}$$

Sendo que a relação K_v / K_h pode ser estimada conforme descrito na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Permeabilidade anisotrópica de argilas (BALIGH & LEVADOUX, 1980 apud CAMPANELLA et al., 1995).

Nº de Ordem	Natureza da Argila	K_v / K_h
1	Sem evidência de camadas	1.2 ± 0.2
2	Finas camadas de argilas sedimentares com lentes de silte ocasionais	2 a 5
3	Argila estratificada	10 ± 5

3.8.4 - Índices de Resistência à Penetração (N_{SPT} e $N1_{SPT}$)

Tendo em vista a forte presença do ensaio SPT nos Estados Unidos e também no Brasil, o cone ainda não se tornou um equipamento predileto para a maior parte dos construtores (CUNHA, 1997). Desta forma, ROBERTSON *et al.* (1983) estabeleceram uma correlação entre a resistência de ponta (q_c) obtida pelo cone e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}). Tal correlação utiliza os valores de N obtidos por sondagens SPT e medidos nos últimos 300 mm, segundo um nível de energia aplicada da ordem de 60%. Na Figura 3.48 é apresentada esta correlação, onde pode-se verificar que a relação q_c / N_{SPT} depende do diâmetro médio das partículas de solo e, segundo DOUGLAS (1982), a mesma também é influenciada pelo tipo de martelo utilizado nos ensaios SPT e pela densidade relativa (D_r) das areias.

Para possibilitar comparações entre os índices N obtidos pelas sondagens SPT e os estimados pela Figura 3.48, torna-se necessário que os mesmos apresentem seus valores expressos segundo uma eficiência de 60%, padrão este de referência internacional (N_{60}).

No Brasil, considerando-se a padronização empregada, as energias aplicadas à cabeça de bater posicionada sobre as hastes variam entre 60 a 72%. No entanto, quando o mesmo é rigorosamente executado de acordo com a

Norma Brasileira NBR 6484, tal eficiência passa a ser, em média, de 72% (DÉCOURT *et al.*, 1989). As correções estabelecidas para esses valores levam em consideração a proporção entre as energias utilizadas e podem ser expressas segundo a Equação 3.20.

$$N_{60} = N_{72} \cdot \frac{0,72}{0,60} \qquad \textit{Equação 3.20}$$

Sendo:

N – índice de resistência oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado e segundo uma determinada energia de cravação.

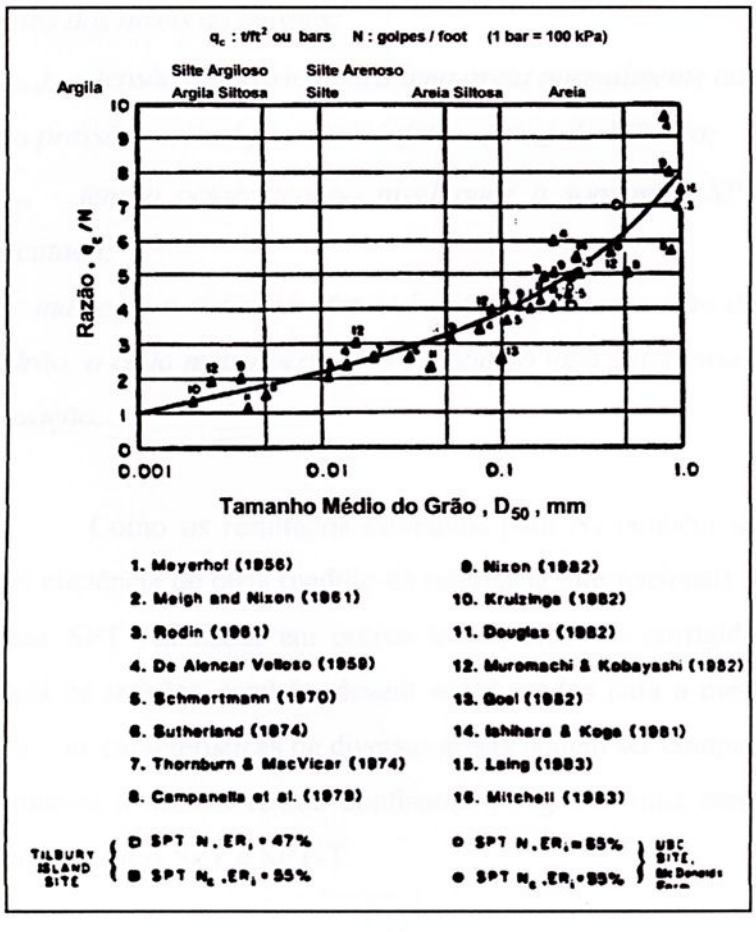


Figura 3.48: Variação da razão q_c/N em função do tamanho médio do grão de solo estudado e para o nível de energia do SPT variando de 55 a 60 % (ROBERTSON et al., 1983 apud CAMPANELLA et al., 1995).

A resistência à penetração não depende somente da eficiência do ensaio SPT, mas também e principalmente, no caso de materiais granulares, do nível médio de tensões na profundidade onde o ensaio está sendo executado. A fim de comparar os valores da resistência a penetração determinados a várias profundidades, recomenda-se que os valores de N sejam corrigidos segundo a Equação 3.21, proposta por DÉCOURT (1989).

$$N_1 = \left[\frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})}\right]^{0,5} .N \qquad \textit{Equação 3.21}$$

Onde:

N_1 – índice de resistência à penetração (N) corrigido em função dos efeitos dos níveis de tensões;

$(\sigma'_{oct})_1$ – tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sobre uma pressão vertical geostática efetiva (σ'_{V0}) de 100 kPa;

σ'_{oct} – tensão octaédrica ao nível onde a sondagem SPT está sendo executada;

N – índice de resistência oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado e segundo uma determinada energia de cravação.

Como os resultados estimados para N_1 também são fornecidos segundo uma eficiência de 60% (padrão de referência internacional), os resultados das sondagens SPT realizadas em outros locais, além de corrigidos devido ao efeito do nível de tensões, também devem ser ajustados para a mesma eficiência (60 %). Assim, as características de diversas areias podem ser comparadas, pois se encontram sujeitas à mesma tensão confinante e segundo uma mesma eficiência adotada para os ensaios SPT e SPT-T.

unesp

3.8.5 - *Peso Específico Natural do Solo (γ_{nat})*

Para a estimativa do peso específico natural do solo (γ_{nat}) a partir de resultados de ensaios com o piezocone, CAMPANELLA (1998) propõe a utilização de um dos ábacos de classificação propostos por ROBERTSON *et al.* (1986), anteriormente apresentados na Figura 3.28, os quais relacionam a razão de atrito (R_f) e a razão de poro-pressão (B_q) com a resistência de ponta corrigida do cone (q_t). Dessa forma, para cada região representativa do solo (***SBT***), estabelece-se certas condições que encontram-se baseadas nos valores obtidos para (q_t) e (R_f), conforme demonstrado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Estimativa do peso específico natural do solo (γ_{nat}) a partir de dados de piezocone (apud LUNNE et al., 1997).

Região dos Ábacos (SBT)	**Condições**	**Gama (kN/m^3)**
1	$q_t < 4$ (bar)	15,70
1	$q_t \geq 4$ (bar)	17,30
2	$R_f < 5$ (%)	13,36
2	$R_f \geq 5$ (%)	11,80
2	Baseado em B_q	12,58
3	$q_t < 10$ (bar)	18,86
3	$q_t \geq 10$ (bar)	19,65
4 – 5 – 6	$q_t < 20$ (bar)	18,86
4 – 5 – 6	$q_t \geq 20$ (bar)	19,65
7	-	18,86
8 – 9	-	19,65
10	-	20,44
11 – 12	-	21,22

unesp

3.9 - O Piezocone na Investigação Geoambiental

O emprego da tecnologia do piezocone tem sido crescente na engenharia brasileira e, especialmente nos últimos três anos, extrapolou o campo da pesquisa passando a estar disponível no mercado de serviços em condições que tornam viável a sua utilização em projetos convencionais de engenharia. Além disso, sua utilização tem apresentado resultados promissores em diversas áreas, dentre as quais pode-se citar a ambiental.

3.9.1 - Algumas Variações e Acessórios do Piezocone

3.9.1.1 - Inclinômetros

A verticalidade durante a penetração do piezocone é um dos fatores mais importantes para garantir a qualidade dos resultados, assim como, para evitar a quebra das hastes e uma possível perda do aparelho devido ao um desvio brusco. Tais fatos podem ocorrer em perfis com solos estratificados ou quando se penetra em regiões do maciço com fragmentos de rocha. Para a verificação da verticalidade da cravação, incorporou-se aos piezocones um sensor de desvio, que permite monitorar a inclinação do equipamento à medida que o ensaio esta sendo realizado.

3.9.1.2 - Sensor de Temperatura

Um dos sensores incorporados ao piezocone é o de temperatura. Inicialmente, os sensores de temperatura foram utilizados para correções na calibração ou para definir zonas com diferentes níveis de temperatura. Atualmente, esses sensores têm sido utilizados como recurso complementar na investigação geoambiental, especialmente para auxiliar a identificação de certos contaminantes químicos ou biológicos.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

3.9.1.3 - Piezocone Sísmico (SCPTU)

A partir de meados dos anos 80, incorporou-se ao piezocone um sistema para aquisição de ondas sísmicas, que passou a ser conhecido como piezocone sísmico (SCPTU). A velocidade de propagação de ondas sísmicas e, mais recentemente a razão de amortecimento, podem ser determinadas com rapidez, precisão e elevado grau de repetibilidade utilizando-se essa nova ferramenta (CAMPANELLA & STEWART, 1992).

O cone sísmico apresenta as mesmas características de um cone padrão, a não ser pela presença, em seu interior, de geofones ou acelerômetros (Figura 3.49). O custo dos ensaios com o piezocone sísmico são muito mais baixos do que os ensaios realizados com a técnica sísmica tradicional de *downhole*. Tal ensaio, quando empregando em conjunto com o SCPTU, consiste basicamente na realização de 3 etapas: *(a)* medida do tempo de chegada das ondas (***S***); *(b)* determinação da velocidade da onda cisalhante (V_s) para cada profundidade de ensaio e *(c)* cálculo do módulo de cisalhamento máximo ($\mathbf{G_{max}}$) para cada uma dessas profundidades, utilizando-se a Equação 3.22, da Teoria da Elasticidade.

$$G_{\max} = \rho V_s^2 = \left(\frac{\gamma}{g}\right) V_s^2 \qquad \textit{Equação 3.22}$$

Sendo:

ρ = *massa específica do solo;*

γ = *peso específico do solo;*

g = *aceleração da gravidade.*

A massa ou o peso específico do solo podem ser obtidos através de amostras indeformadas, resultados de ensaios de campo ou ainda, através de correlações com os próprios dados do CPT.

unesp

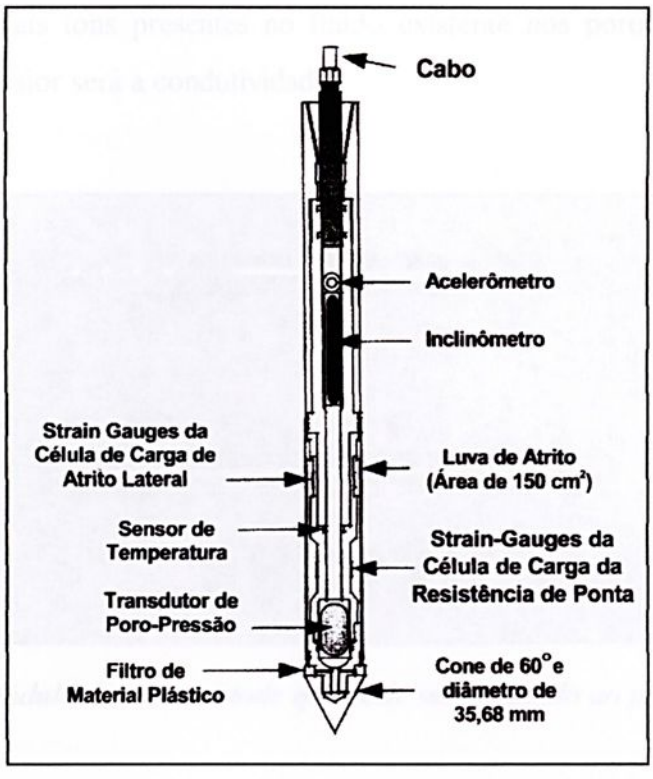


Figura 3.49: Piezocone com inclinômetro, sensor de temperatura e acelerômetro (apud DAVIES & CAMPANELLA, 1995).

3.9.1.4 - Piezocone de Resistividade (RCPTU)

O piezocone de resistividade (RCPTU) é um outro desenvolvimento relativamente recente da tecnologia do piezocone (CAMPANELLA & WEEMEES, 1989). O RCPTU consiste em um módulo de resistividade que é instalado atrás do piezocone padrão (Figura 3.50). Este recurso permite medir continuamente a resistência de um fluxo de corrente elétrica aplicada ao solo.

As medidas obtidas pelo módulo de resistividade acoplado ao piezocone, são uma função da resistividade tanto do fluído presente nos poros como das partículas sólidas. O mecanismo de condução da corrente elétrica dominante é a transferência de carga através da condução eletrolítica, isto é, o movimento físico dos íons em resposta à aplicação de um campo elétrico. Em

geral, quanto mais íons presentes no fluido existente nos poros, menor será a resistividade e maior será a condutividade.



Figura 3.50: Módulo de resistividade que pode ser acoplado ao piezocone sônico.

Assim, é possível detectar a presença ou se a concentração de certas substâncias presentes no lençol freático, está acima de um determinado valor de referência. Estes valores de referência são estabelecidos segundo a experiência de campo ou a partir de materiais com a mesma formação geológica. Em áreas onde os valores de referência são excedidos, pode-se então efetuar uma avaliação complementar através da coleta, em profundidades discretas, de amostras de água subsuperficial, para uma posterior análise química.

Os preparativos envolvidos em um ensaio RCPTU são similares àqueles de qualquer outro ensaio com o piezocone (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1988). O único procedimento adicional é a conexão de um gerador de sinal ao sistema de aquisição de dados, cuja finalidade é controlar o nível de corrente e a freqüência para as medidas da resistência elétrica. Os dados são obtidos usando um sistema de aquisição de dados capaz de registrar, simultaneamente, a resistência de ponta, o atrito lateral, a poro-pressão, a temperatura, a inclinação e a resistividade elétrica, normalmente a intervalos de profundidade que variam de 10 a 50 mm.

unesp

Durante uma sondagem RCPTU, os eletrodos não respondem exclusivamente a uma única camada, a menos que a mesma esteja completamente dentro do espaçamento entre eles. Para um espaçamento entre eletrodos ser sensível a uma camada, esse deve ser menor do que a espessura da própria camada. Um pequeno espaçamento de eletrodos possibilita detectar camadas finas com contraste de resistividade. Um maior espaçamento permite medir a resistividade média para uma maior penetração do campo elétrico dentro do solo, não perturbado. Isso resulta em uma medida mais precisa da determinação da resistividade do solo em um meio homogêneo. Por isso, a maioria dos módulos de resistividade atualmente utilizados, possuem dois pares de eletrodos com diferentes espaçamentos.

O módulo de resistividade representado na Figura 3.51, é composto por um arranjo de quatro eletrodos. Tais condutores são feitos de latão, isolados por um material plástico e selados por anéis de vedação. Os eletrodos têm 5 mm de largura e estão espaçados com 15 mm e 150 mm, de centro a centro.

O menor espaçamento (15 mm) é utilizado para detectar finas camadas com contraste do módulo de resistividade, ao passo que o maior espaçamento entre eles (150 mm), mede a resistividade média sobre a ação mais abrangente do campo elétrico dentro do solo não perturbado.

KEYS (1989) observou que a profundidade de penetração do campo elétrico é em torno de duas vezes o espaçamento do eletrodo. Assim, o RCPTU mostrado esquematicamente na Figura 3.51, apresenta uma capacidade de penetração de 30 e 300 mm, respectivamente, para os pares mais internos e mais externos.

Os resultados de ensaios RCPTU (DAVIES & CAMPANELLA, 1995) mostram uma ampla variação para os valores da resistividade (condutividade), variando de 0,01 Ω-m (10^6 μs/cm) a 100 Ω-m (10 μs/cm). A resistividade é bastante sensível, tanto a sais dissolvidos como a contaminantes orgânicos de baixa solubilidade.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Em países que costumam utilizar esses ensaios, o custo é praticamente o mesmo dos ensaios com o piezocone padrão (CPTU), acrescido de mais ou menos 10 a 20% para considerar a depreciação do aparelho e, também, para levar em conta a necessidade do tratamento adicional dos dados (DAVIES & CAMPANELLA, 1995). Na Tabela 3.6 são apresentados alguns valores típicos obtidos com o módulo de resistividade do RCPTU e os correspondentes valores da resistividade dos fluidos presentes nos poros.

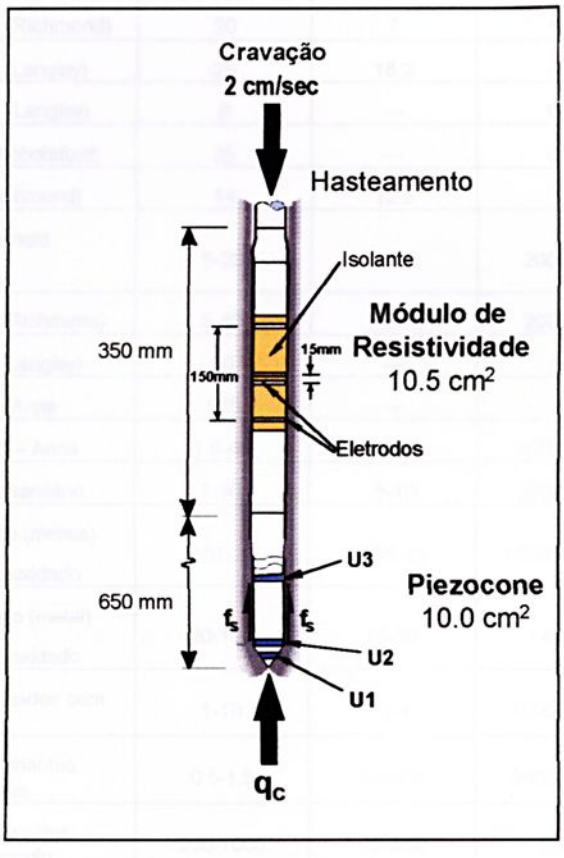


Figura 3.51: Representação de um piezocone de resistividade (apud DAVIES & CAMPANELLA, 1995).

Tabela 3.6: Resumo de alguns valores típicos da resistividade (condutividade) obtidos com misturas de solo e fluidos (DAVIES & CAMPANELLA, 1995).

Tipo de Material	Resistividade do solo ρ_b, Ω-m	Resistividade do fluido ρ_f, Ω-m	Condutividade do solo μS/cm	Condutividade do fluido μS/cm
Água do mar	---	0.2	---	50000
Água potável	---	>15	---	<665
C. E. Fazenda McDonald Argila (Richmond)	1.5	0.3	6700	33300
C. E. Laing Bridge – Argila (Richmond)	20	7	500	1430
C. E. Colebrook – Argila (Langley)	25	18.2	400	550
C. E. TC @ 232 – Argila (Langley)	8	---	1250	---
C. E. Strong Pit – Argila (Abbotsford)	35	---	285	---
C. E. Kidd 2 – Argila (Richmond)	14	12.5	715	800
C. E. Fazenda Mc Donald Areia (Richmond)	5-20	1.5-6	2000-500	6700-1670
C. E. Laing Bridge – Areia (Richmond)	5-40	1.5-10	2000-250	6700-1000
C. E. Colebrook – Areia (Langley)	70	---	143	---
C. E. Strong Pit site – Areia	115	---	89	---
C. E. Kidd 2 (Richmond) – Areia	1.5-40	0.5-21	6700-225	20000-475
Chorume típico de aterro sanitário	1-30	.5-10	10000-330	20000-1000
Área de barragem de rejeito (metais) Com chorume de sulfeto oxidado	0.01-20	.005-15	1000000-500	2000000-670
Área de barragem de rejeito (metal) Sem chorume de sulfeto oxidado	20-100	15-50	145-100	665-200
Areia e pedregulho contaminados com arsênico	1-10	.5-4	10000-1000	20000-2500
Área industrial – Contaminantes inorgânicos em areias	0.5-1.5	0.3-0.5	20000-6500	33000-20000
Área industrial – Areias e siltes contaminados por creosoto	200-1000	75-450	50-10	135-22
Área industrial - Contaminantes orgânicos em areia	125	---	80	---
Área do BC Place - Parte 2 - Vancouver (gasômetro)	200-300	---	50-33	---
Área do BC Place- Parte 2 (resíduos de madeira)	300-600	---	33-66	---

unesp

3.9.1.5 - Amostradores

Num programa de investigação geoambiental, torna-se necessária à amostragem de solo, água e/ou gás para análise geoquímica, especialmente para a avaliação do tipo e da quantidade de contaminantes presentes. Quando possível, o recurso mais interessante é o de amostrar água, pois além de possibilitar uma amostragem mais fácil, é nela que se concentra a maioria dos contaminantes. Diversos são os dispositivos existentes no momento para amostragem do solo, água e/ou gás, além do monitoramento de águas subterrâneas.

A- Amostradores de Solo

Na Figura 3.52 é apresentado um amostrador de solo que é utilizado como um importante acessório na tecnologia do piezocone. As amostras de solo são coletadas utilizando-se tubos plásticos de parede fina. A vantagem do emprego dessa técnica é a produção de poucos resíduos e a redução da exposição dos operários ao material contaminado.

B- Amostradores de Água e/ou Gás

Dentre os diversos recursos existentes no momento para amostragem e monitoramento de águas subterrâneas, pode-se citar o sistema *BAT*, desenvolvido na Suécia (TORSTENSSON, 1984), como um dos principais amostradores de água subterrânea disponível no mercado. O penetrômetro do tipo *BAT* é composto de um único piezômetro facilmente instalado no subsolo, o que lhe permite a realização de uma amostragem discreta de água subterrânea no próprio local, além de possibilitar a determinação da poro-pressão. Utilizando-se esse sistema, pode-se ainda medir a condutividade hidráulica de solos saturados.

unesp

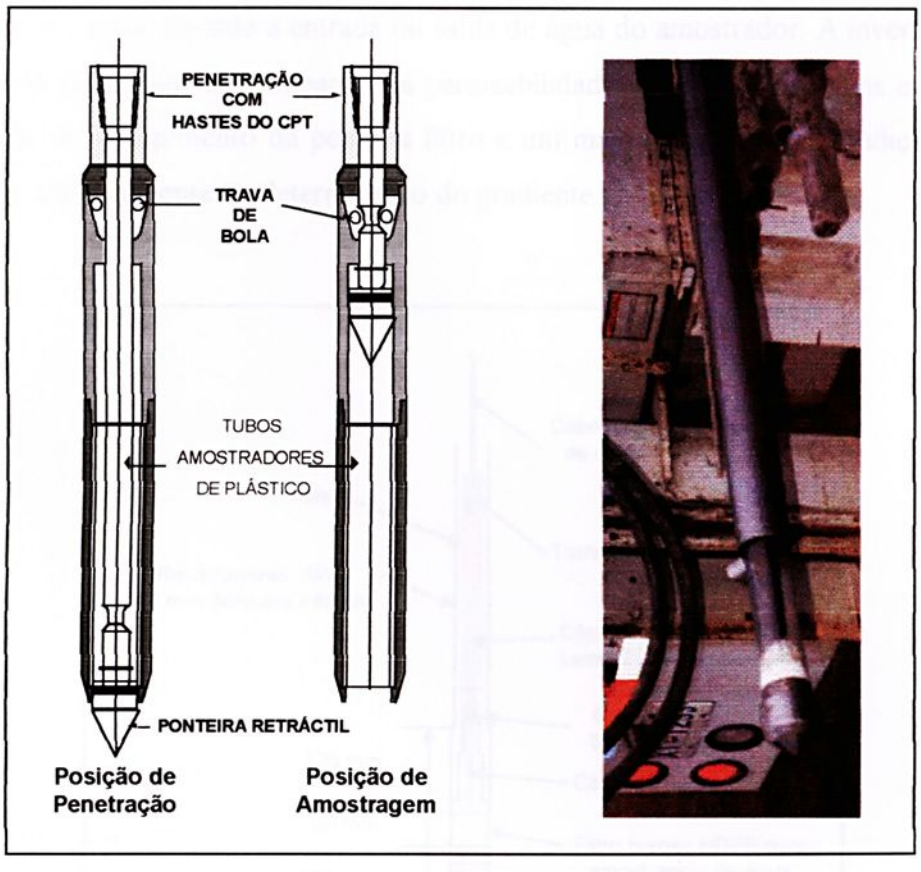


Figura 3.52: Desenho esquemático de um amostrador de solo com tubo de plástico para uso na investigação geoambiental (apud GIACHETI, 2001b).

Com o aprimoramento dos trabalhos, novas modificações ao sistema *BAT* convencional foram realizadas com o intuito de proporcionar uma maior versatilidade e permitir que esse sistema possa ser utilizado em conjunto com o piezocone. Assim, em 1997, WILSON & CAMPANELLA desenvolveram um penetrômetro denominado *UBC K-BAT* (Figura 3.53), o qual permite continuar utilizando alguns componentes do sistema *BAT* convencional na amostragem de águas subsuperficiais.

No entanto, quando o interesse é obter um maior volume de água, medir poro-pressão e principalmente determinar a condutividade hidráulica, o sistema *UBC K–BAT* modificado apresenta algumas vantagens, dentre as quais pode-se citar a flexibilidade, rapidez, confiabilidade e precisão. Para a determinação da condutividade hidráulica do solo, o novo sistema permite ainda

realizar o ensaio durante a entrada ou saída de água do amostrador. A inversão do fluxo de água para determinação da permeabilidade apresenta vantagens como a redução do entupimento da ponteira filtro e um maior controle das condições de ensaio, especialmente na determinação do gradiente hidráulico.

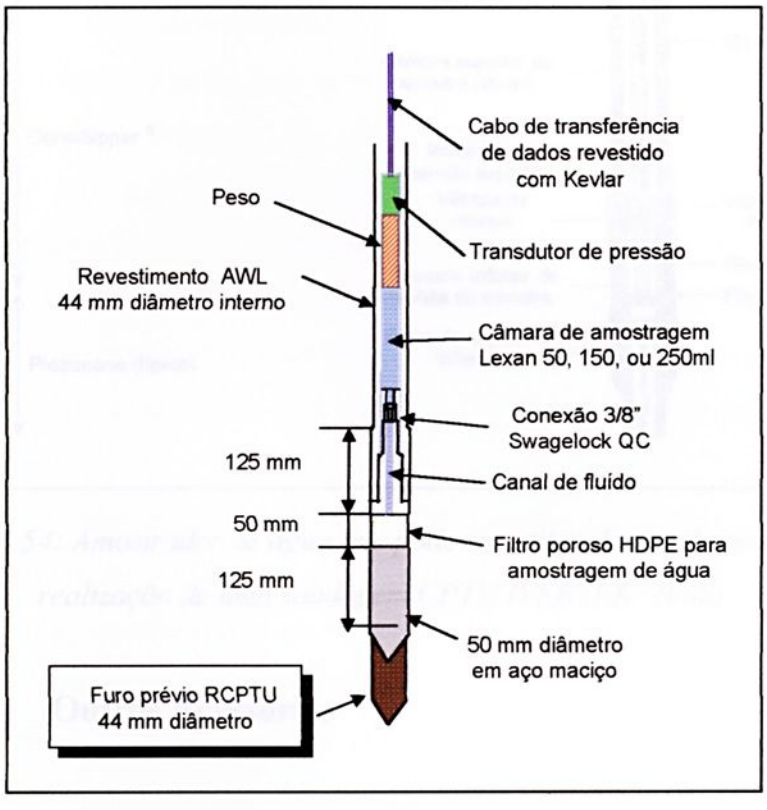


Figura 3.53: Representação do sistema UBC K-BAT (apud WILSON & CAMPANELLA, 1997).

Existem ainda amostradores de água subterrânea que podem ser incorporados ao próprio piezocone. Esses amostradores apresentam a vantagem de se poder realizar a amostragem na profundidade em que, a partir de informações obtidas por sondagens CPTU ou RCPTU realizadas logo à frente do amostrador, defini-se a região mais permeável, onde se acredita existir a maior concentração de um contaminante. Um amostrador desse tipo é apresentado na Figura 3.54 (VERTEK, 2000).

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

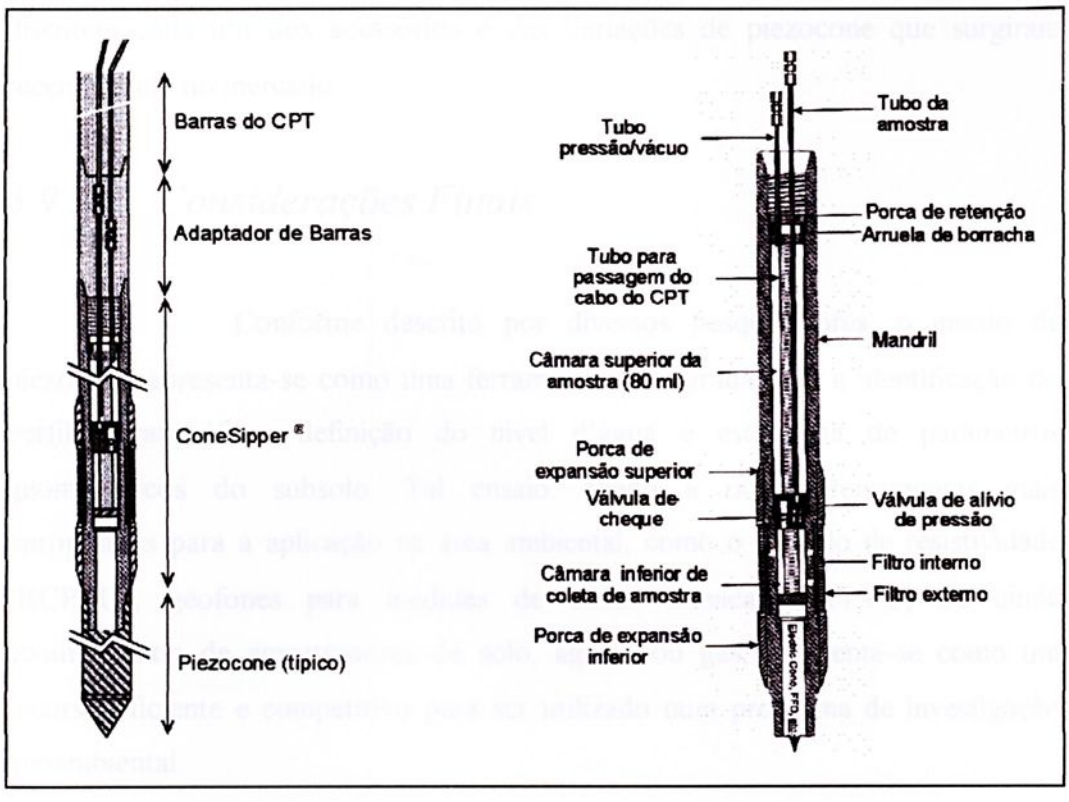


Figura 3.54: Amostrador de água que pode ser utilizado simultaneamente à realização de uma sondagem CPTU (VERTEK, 2000).

3.9.1.6 - Outros Acessórios

Diversos acessórios vêm sendo desenvolvidos para serem utilizados em conjunto com o piezocone. Pode-se destacar aqui, o módulo para medida de tensões laterais e o cone pressiométrico, os quais permitem realizar um determinado ensaio específico, ao mesmo tempo e no mesmo furo onde se realiza a sondagem CPTU. Têm-se também, dispositivos para a estimativa no campo da densidade ou porosidade do solo, baseados em medidas por radioisótopos. Entretanto, as maiores novidades têm surgido para a aplicação na área ambiental e incluem, além dos dispositivos já apresentados nos itens anteriores, medidas dielétricas, sensores de pH e de potencial de óxido redução, além de fluorescência induzida por laser. LUNNE *et al.* (1997) e ROBERTSON (1998) apresentam e

discutem cada um dos acessórios e das variações de piezocone que surgiram recentemente no mercado.

3.9.2 - Considerações Finais

Conforme descrito por diversos pesquisadores, o ensaio de piezocone apresenta-se como uma ferramenta consagrada para a identificação do perfil estratigráfico, definição do nível d'água e estimativa de parâmetros geomecânicos do subsolo. Tal ensaio, aliado a outras ferramentas mais apropriadas para a aplicação na área ambiental, como o módulo de resistividade (RCPTU), geofones para medidas de ondas sísmicas (SCPTU) ou ainda acompanhado de amostradores de solo, água e/ou gás, apresenta-se como um recurso eficiente e competitivo para ser utilizado num programa de investigação geoambiental.

Em razão de muitas vezes se trabalhar em locais com a presença de contaminantes no subsolo, as técnicas invasivas a serem utilizadas, além de gerar a menor quantidade possível de resíduos, devem procurar também, minimizar o contato entre o operador e esse material, eventualmente contaminado. Tais fatores ilustram, ainda mais, as razões pela qual a utilização dos ensaios de piezocone aliados a outras ferramentas de ordem ambiental, tem proporcionado processos de trabalho eficientes e rápidos, principalmente quando empregada para fins ambientais.

A grande potencialidade de utilização desses ensaios têm sido atribuída também, a elevada precisão e qualidade dos processos de amostragem de solo e água realizados em horizontes potencialmente contaminados. Ademais, a disponibilidade de dados *on-line* permite decisões rápidas, que associadas à precisão da definição do perfil estratigráfico, proporcionam coletas mais criteriosas.

Na Tabela 3.7, elaborada por DAVIES & CAMPANELLA (1995), é apresentado um resumo da tecnologia corrente do piezocone aplicada à caracterização geotécnica e geoambiental do subsolo.

unesp

Tabela 3.7: Resumo da tecnologia do piezocone aplicada à caracterização geotécnica e geoambiental do subsolo (DAVIES & CAMPANELLA, 1995).

Aspectos da Caracterização	Tipos de Cone			
	Cone elétrico	Piezocone	Piezocone sísmico	Piezocone sísmico-resistivo
Definição de perfil estratigráfico	B	A	A	A
Parâmetros estáticos				
•Resistência	B	A	A	A
•Módulos	C	B	A	A
Parâmetros dinâmicos				
•Resistência	C	B	A	A
•Módulos	C	B	A	A
•Potencial de liquefação	B	B-A	A	A
Parâmetros hidrológicos				
•Condutividade hidráulica	N/A - C	A	A	A
•Gradiente hidráulico	N/A	A	A	A
•Gradiente geoquímico	N/A	N/A	N/A	B
Propriedades de ondas sísmicas				
•Cisalhamento	C	C	A	A
•Compressão	N/A	C	A	A
•Amortecimento	N/A	C	B	B
Módulo resistividade/condutividade				
•Total de sólidos dissolvidos	N/A	N/A	N/A	A
•Detecção de íon específico	N/A	N/A	N/A	C - B
•Detecção de LNAPL	N/A	N/A	N/A	B
•Detecção de DNAPL	N/A	N/A	N/A	A

A = Aplicabilidade Excelente; B = Aplicabilidade Boa; C = Pouca Aplicabilidade

4 - MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 - Metodologia

A metodologia adotada para a elaboração do presente trabalho iniciou-se com a realização de uma ampla revisão bibliográfica, procurando-se enfatizar os principais conceitos referentes à execução e interpretação dos ensaios utilizando-se a tecnologia do piezocone e seus acessórios. Posteriormente, participou-se de diversas campanhas de ensaios de campo e de laboratório conduzidas pelo Grupo de Pesquisa em Geotecnias de Solos Tropicais da Unesp de Bauru, o que contribuiu para o aprendizado dessas técnicas e possibilitou a obtenção dos resultados necessários para o desenvolvimento do presente trabalho.

As campanhas de ensaios de campo conduzidas pelo Grupo de Pesquisa em Geotecnias de Solos Tropicais envolveram a participação de diversos

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

pesquisadores e alunos de várias instituições de ensino. Os principais recursos necessários ao desenvolvimento dessas pesquisas foram obtidos junto a FAPESP (Processo nº. 99/09770-4).

Tendo em vista a necessidade de se iniciar a avaliação da aplicabilidade da tecnologia do piezocone e seus acessórios para a investigação geotécnica e geoambiental de solos tropicais, foram realizadas duas campanhas distintas de ensaios de campo empregando os piezocones padrão (CPTU) e sísmico (SCPTU), nos campos experimentais da Unesp (Bauru), Unicamp (Campinas) e USP (São Carlos). Estes locais foram selecionados em função da grande quantidade de dados disponíveis.

Visando o aprendizado das técnicas utilizadas para a checagem e calibração de piezocones, foram apresentados somente os resultados típicos gerados pelo piezocone padrão (CPTU), utilizado em uma das campanhas de campo. Tais procedimentos, são necessários e imprescindíveis antes da realização de qualquer sondagem utilizando-se o piezocone.

Para a interpretação e definição dos perfis estratigráficos elaborados a partir dos resultados obtidos com os piezocones nos campos experimentais, foram plotados os resultados obtidos para a razão de atrito (R_f), resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poro-pressão gerada na posição padrão (u_2), em função da profundidade. Neste trabalho, os resultados de propagação de ondas sísmicas obtidas nos ensaios com o piezocone sísmico (SCPTU) não serão abordados, mas foram analisados por GIACHETI (2001a).

Os valores de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), medidos nos ensaios realizados com ambos os piezocones (sísmico e padrão) nos campos experimentais de Bauru, Campinas e São Carlos, não foram corrigidos considerando os efeitos das áreas desiguais (q_t). Adotou-se tal procedimento, uma vez que os solos investigados possuíam espessas camadas não saturadas (NA em Bauru $\cong$ 22m, São Carlos $\cong$ 10 m e Campinas $\cong$ 16 m de profundidade). Dessa forma, não foi possível garantir uma adequada saturação do piezocone, comprometendo assim, as medidas das poro-pressões.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Os perfis estratigráficos interpretados e obtidos a partir de sondagens SPT e SPT-T, anteriormente realizadas nos respectivos campos experimentais e executadas próximas às regiões onde foram realizados os ensaios com os piezocones, são apresentados e discutidos. Dessa forma, torna-se possível a realização de comparações entre os resultados obtidos para cada um desses diferentes métodos de sondagens, além de auxiliar na interpretação dos dados fornecidos pelos ensaios com o piezocone. Os resultados das sondagens SPT e SPT-T utilizadas neste trabalho, foram obtidas na tese de doutoramento de PEIXOTO (2001).

Para as identificações dos perfis estratigráficos obtidos pelas sondagens utilizando-se os piezocones, empregou-se a carta de classificação dos solos proposta por ROBERTSON *et al.* (1986), a qual relaciona a razão de atrito (R_f) *versus* a resistência de ponta corrigida (q_t), para estabelecer as regiões representativas e indicativas do tipo de comportamento do solo atravessado pelo cone (***SBT***). Dessa forma, pretende-se atingir o principal objetivo proposto neste trabalho, que foi o de avaliar a aplicabilidade desse ábaco de classificação para identificar o perfil estratigráfico de solos tropicais e discutir a validade da utilização desses ábacos para estes tipos de solos.

Uma outra vantagem do emprego de ensaios de piezocone está ligada à estimativa de parâmetros geotécnicos. Dessa forma, os resultados dos ensaios com o piezocone padrão (CPTU) foram interpretados utilizando-se o *software* CPTINT-5 (CAMPANELLA, 1998). Tal programa foi utilizado para facilitar o emprego de fórmulas de correlação tradicionais para a estimativa de parâmetros geotécnicos. Estas correlações são apresentadas no Item 3.8 desta dissertação.

Por fim, é apresentado neste trabalho, um exemplo de utilização da tecnologia do piezocone num perfil de solo mole, recentemente realizado no Brasil e voltado para a aplicação na área ambiental. Neste exemplo, serão analisados e discutidos os principais tópicos relacionados à potencialidade de utilização do ensaio de piezocone associado a outros acessórios, na investigação e caracterização geoambiental.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

4.2 - Áreas Estudadas

Uma vez que a interpretação dos resultados de ensaios com o piezocone se baseia em ábacos de classificação e fórmulas de correlação desenvolvidas para solos de regiões de clima temperado, torna-se necessário a realização de estudos para avaliar a aplicabilidade dessa metodologia tradicional na investigação de solos tropicais.

Face ao exposto, foram realizadas duas campanhas de ensaios de piezocone nos campos experimentais da Unesp (Bauru), Unicamp (Campinas) e USP (São Carlos), locais estes onde ocorrem solos tropicais típicos dos existentes no interior do estado de São Paulo (Figura 4.1).

Nesses locais, foram executados 29 ensaios utilizando-se o piezocone, dentre os quais 8 ensaios empregaram o piezocone sísmico (SCPTU) e fizeram parte de uma primeira campanha de campo. Os demais ensaios utilizaram um piezocone padrão (CPTU) e foram executados em uma segunda campanha. Os detalhes referentes às metodologias e os materiais empregados para a realização desses ensaios, encontram-se detalhadamente relatados no decorrer do presente capítulo.

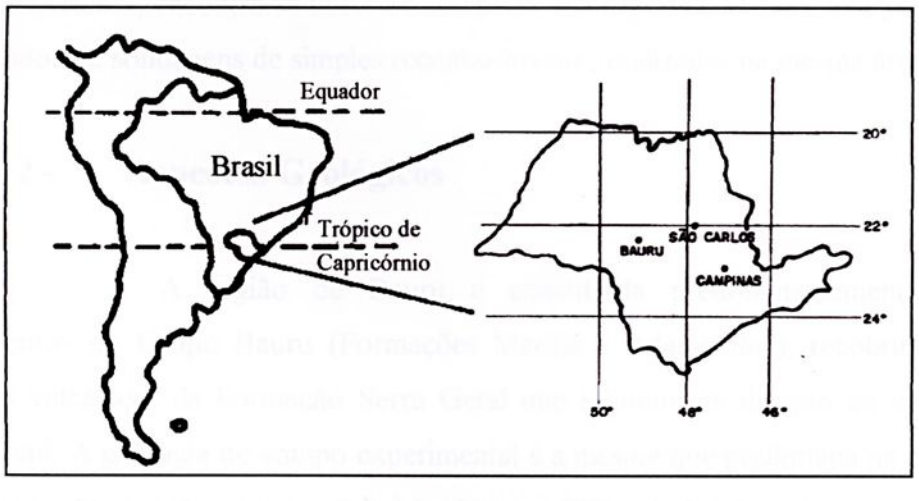


Figura 4.1: Localização das cidades onde se encontram os campos experimentais da Unesp, Unicamp e USP.

4.2.1 - Campo Experimental da Unesp em Bauru

4.2.1.1 - Aspectos Gerais

O campo experimental de Bauru, utilizado para a realização dos ensaios de campo, pertence à Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Unesp de Bauru e encontra-se situado próximo ao Instituto de Pesquisas Meteorológicas (IPMET), abrangendo uma área aproximada de 50.000 m^2.

Atualmente, este campo experimental encontra-se destinado ao desenvolvimento de pesquisas relacionadas às áreas de mecânica dos solos e fundações, tendo dedicado especial atenção ao comportamento do solo típico de Bauru, representativo de grande área do estado de São Paulo.

Devido ao grande número de ensaios já realizados e em função da grande variabilidade observada no subsolo desse campo experimental, o mesmo passou a ser dividido em duas áreas distintas, denominadas de "Local – A" e "Local – B", conforme pode-se observar na Figura 4.2.

Uma descrição detalhada do campo experimental de fundações em Bauru encontra-se no trabalho de FERREIRA *et al.* (1996). Na Figura 4.2 são apresentadas as localizações dos diversos ensaios de campo realizados nessa área e, na Figura 4.3, encontra-se ilustrado um perfil estratigráfico elaborado a partir de resultados de sondagens de simples reconhecimento, realizadas na mesma área.

4.2.1.2 - Aspectos Geológicos

A região de Bauru é constituída predominantemente por sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina), recobrindo as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral que afloram em direção ao vale do Rio Tietê. A geologia do campo experimental é a mesma que predomina na cidade de Bauru. Através de um poço tubular, aberto a 100 m do local, pode-se constatar

uma primeira camada de 52 m da Formação Marília, seguida de 98 m da Formação Adamantina e, abaixo, encontra-se a Formação Serra Geral.

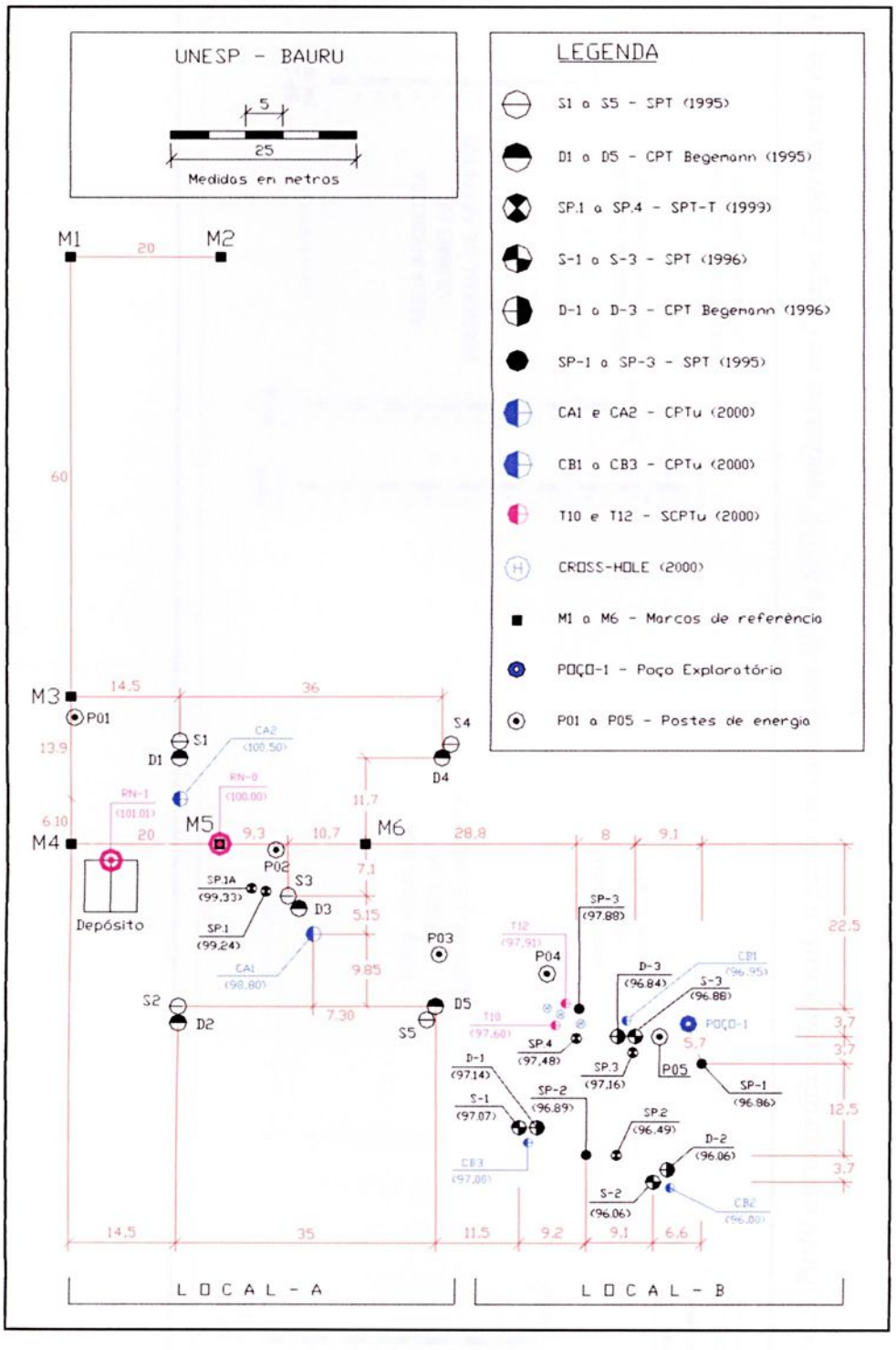


Figura 4.2: Locação dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental da Unesp de Bauru.

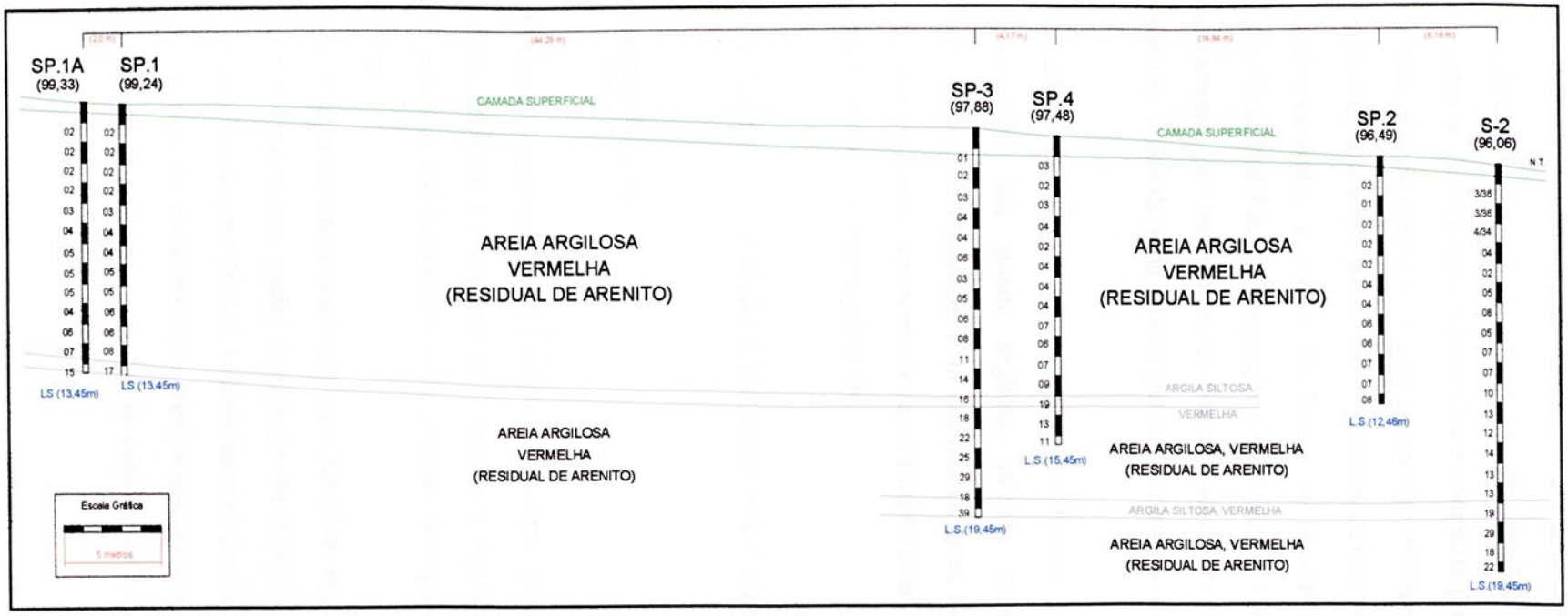


Figura 4.3: Perfil estratigráfico elaborado a partir de sondagens SPT e SPT-T realizadas no Campo Experimental da Unesp de Bauru.

A Formação Marília é constituída por arenitos, conglomerados (seixos variados de quartzo, calcedônia, quartzito, arenito, calcário e argilito) e lamitos, intercalados entre si. A Formação Adamantina é composta por arenitos de granulação média a fina, siltitos arenosos micáceos, arenitos micáceos, argilitos, arenitos conglomeráticos e, raramente, arenitos com nódulos carbonáticos.

Geologicamente, a região de Bauru se encontra totalmente localizada no Planalto Ocidental Paulista. Segundo CAVAGUTI (1981), a área é coberta, predominantemente, por sedimentos do Grupo Bauru (Formação Marília e Formação Adamantina), existindo uma relação genética entre o solo e a litologia presente.

O solo que ocorre no campo experimental de Bauru é constituído por uma areia fina, pouco argilosa, porosa, colapsível, cuja compacidade aumenta com a profundidade. Esta camada de areia fina, resultante da decomposição do Arenito Bauru, apresenta comportamento laterítico até cerca de 13 m de profundidade e não laterítico a partir daí.

4.2.2 - Campo Experimental da Unicamp em Campinas

4.2.2.1 - Aspectos Gerais

O campo experimental de Campinas, utilizado para a realização dos ensaios de campo, pertence à Faculdade de Engenharia Agrícola (Feagri) e encontra-se situado próximo aos Laboratórios da mesma, abrangendo uma área aproximada de 1.000 m^2.

Esta área encontra-se reservada para pesquisas em mecânica dos solos e fundações e, até o momento, possui dois poços de inspeção para retirada de amostras indeformadas, sondagens SPT-T, ensaios de cone mecânico, elétrico e piezocone, além de ensaios de caracterização, resistência e compressibilidade. Neste mesmo campo, também foram executados ensaios de provas-de-carga

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

instrumentadas em estacas pré-moldadas, hélice-contínua, ômega e escavada convencional.

Uma descrição detalhada desse campo experimental pode ser obtida no trabalho proposto por CARVALHO *et al.* (2000). Na Figura 4.4 são apresentadas as localizações dos diversos ensaios de campo realizados nessa área e, na Figura 4.5, encontra-se ilustrado um perfil estratigráfico elaborado a partir de resultados de sondagens de simples reconhecimento, realizados no mesmo local.

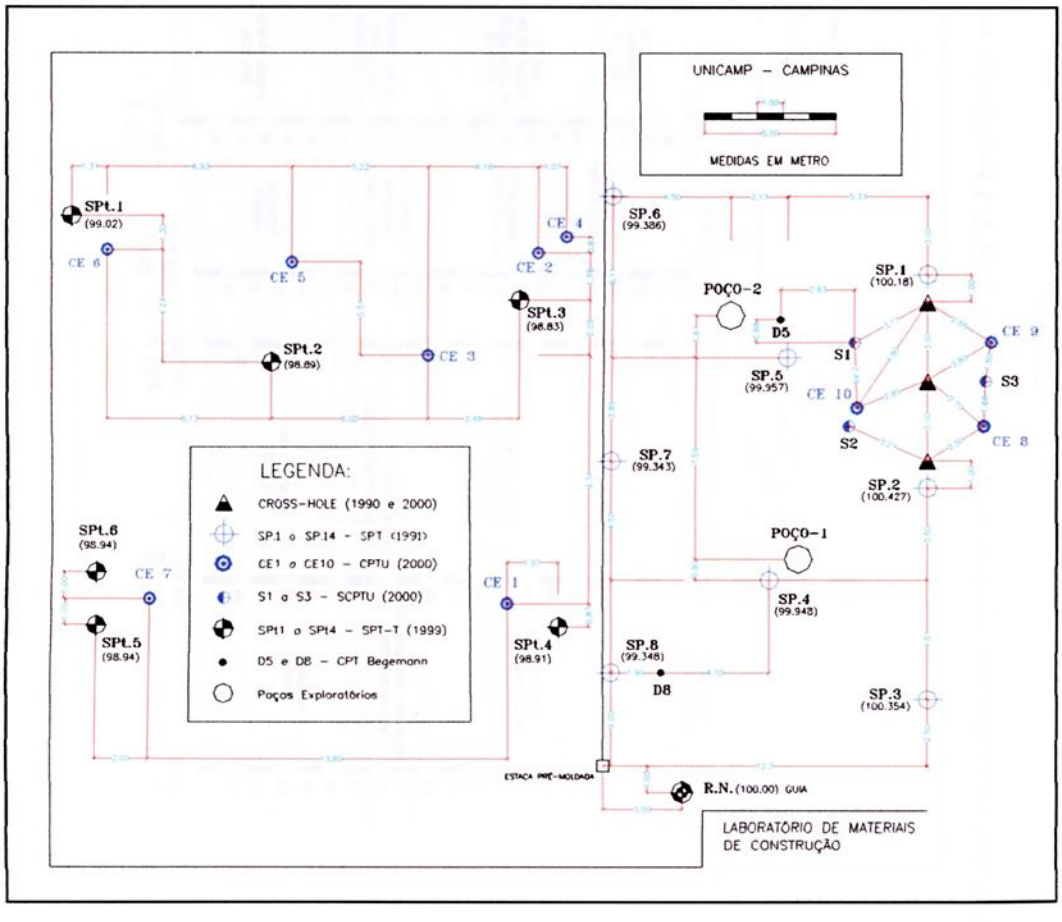


Figura 4.4: Locação dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental da Unicamp de Campinas.

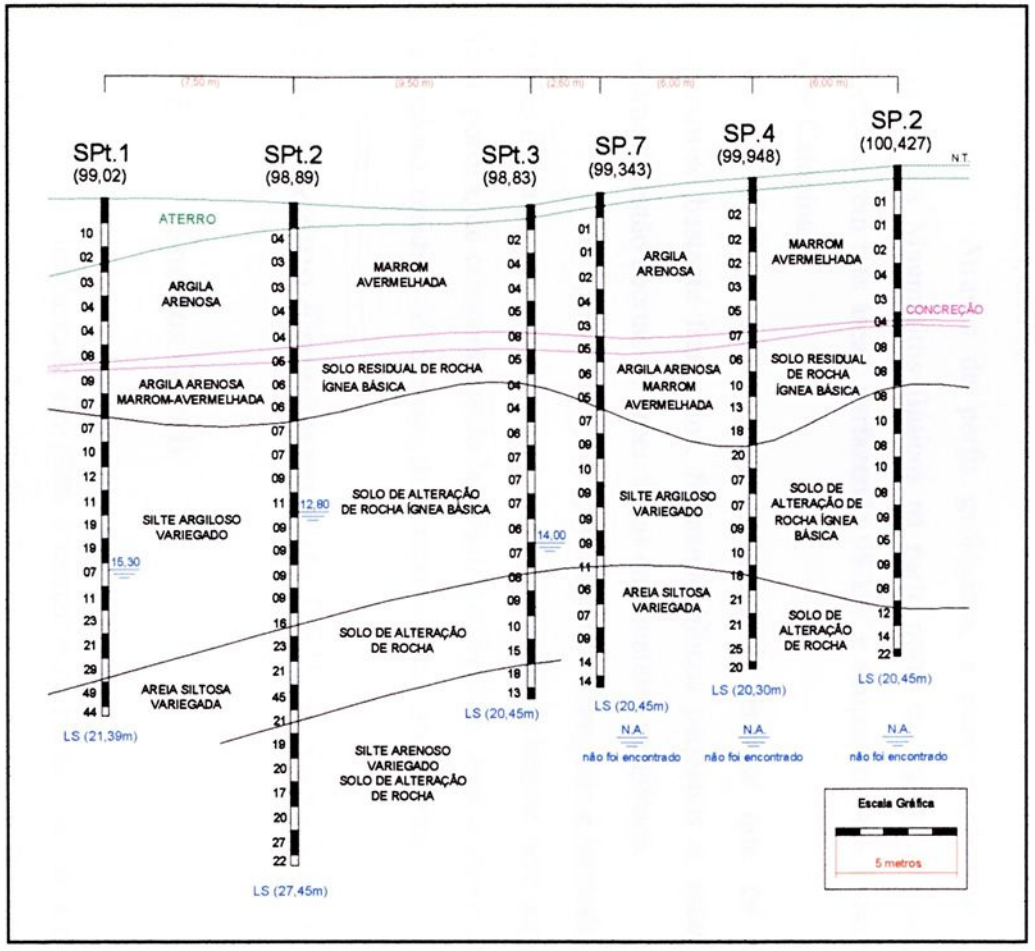


Figura 4.5: Perfil estratigráfico elaborado a partir de sondagens SPT e SPT-T realizadas no Campo Experimental da Unicamp de Campinas.

4.2.2.2 - Aspectos Geológicos

Na região onde se encontra localizado o campo experimental da Unicamp, ocorrem as intrusivas básicas da Formação Serra Geral. A litologia predominante é o diabásio, mineralogicamente composto por labradorita, clinopiroxênio augita e/ou pigeonita, e acessórios, como a titanita, magnetita e apatita (GIACHETI, 1991).

Através de perfis geológicos, é possível observar a grande ocorrência dos Magmatitos Básicos na parte norte da região de Campinas, os quais afloram em três áreas, perfazendo 98 km^2 e ocupando 14% da área total da folha de Campinas.

Nos afloramentos, é possível verificar que os Diabásios encontram-se bastante fraturados, formando blocos pequenos e, estas fraturas, normalmente estão abertas ou preenchidas com materiais argilosos.

O solo do campo experimental de Campinas é formado por duas camadas distintas, ou seja, até os 6 m de profundidade tem-se uma argila areno-siltosa, porosa, de comportamento laterítico e colapsível. Abaixo desta, tem-se um silte argiloso, residual de Diabásio, de comportamento não laterítico.

4.2.3 - Campo Experimental da USP em São Carlos

4.2.3.1 - Aspectos Gerais

Implantado em 1988, o campo experimental de São Carlos, local utilizado para a realização dos ensaios de campo, pertence ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos e está localizado no extremo sul do campus da USP de São Carlos, em uma área cujo perfil é considerado representativo da região centro-oeste do estado de São Paulo (CINTRA *et al.*, 1991).

unesp

Após a sua implantação, o campo experimental de São Carlos tem possibilitado o desenvolvimento de estudos ligados a área de fundações, principalmente com a execução de ensaios à compressão e à tração em estacas escavadas mecanicamente à seco e em estacas do tipo broca. Atualmente, estão sendo realizadas pesquisas ligadas à previsão do efeito da colapsibilidade nos solos, além da execução de tubulões a céu aberto, com instrumentação para o monitoramento da pressão de sucção.

Uma descrição detalhada desse campo experimental pode ser obtida no trabalho proposto por CINTRA *et al.* (1991). Na Figura 4.6 são apresentadas as localizações dos diversos ensaios de campo realizados nessa área e, na Figura 4.7, encontra-se ilustrado um perfil estratigráfico elaborado a partir de resultados de sondagens de simples reconhecimento, realizados no mesmo local.

4.2.3.2 - Aspectos Geológicos

A cidade de São Carlos está assentada sobre rochas do Grupo São Bento, constituídas de arenitos da Formação Botucatu e magmatitos básicos da Formação Serra Geral. Sobre essas rochas ocorrem conglomerados e arenitos do Grupo Bauru e, em seguida, cobrindo toda a região, aparecem os Sedimentos Cenozóicos.

Os Sedimentos Cenozóicos que cobrem toda a região foram originados a partir do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu, através de um pequeno transporte em meio aquoso de razoável competência.

Esses sedimentos foram submetidos à ação de intemperismo sob condições climáticas típicas de região tropical, em que se têm elevada temperatura, intensa pluviosidade e situações de boa drenagem, o que provocou, nesse material, o processo de laterização, o qual consiste na concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Por isso, são pouco compactos, muito porosos e colapsíveis.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Sua litologia é constituída de sedimentos mal selecionados, contendo cerca de 35% de argila e pelo menos 50% de areia de granulação média a fina. Entre essa camada e a inferior (residual do Grupo Bauru), existe uma linha de seixos de quartzo e limonita. Em toda a região urbana, esse sedimento arenoso não ultrapassa 12 m de espessura, predominando valores entre 5 e 7 m. O Grupo Bauru está representado na região por arenitos de granulação média a conglomeráticos, com grãos angulosos, teor de matriz variável, seleção pobre, ricos em feldspatos, minerais pesados e instáveis.

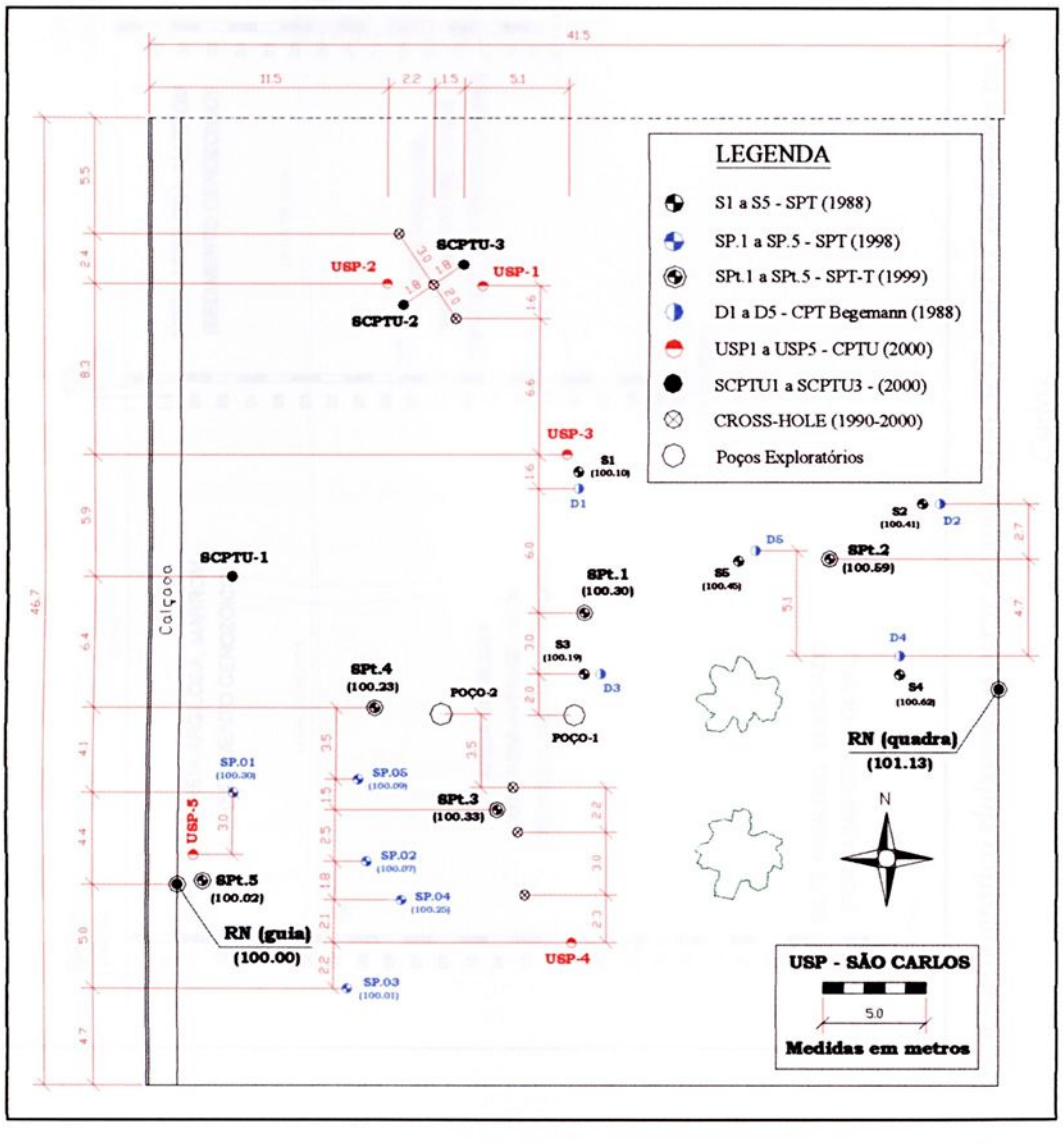


Figura 4.6: Locação dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental da USP de São Carlos.

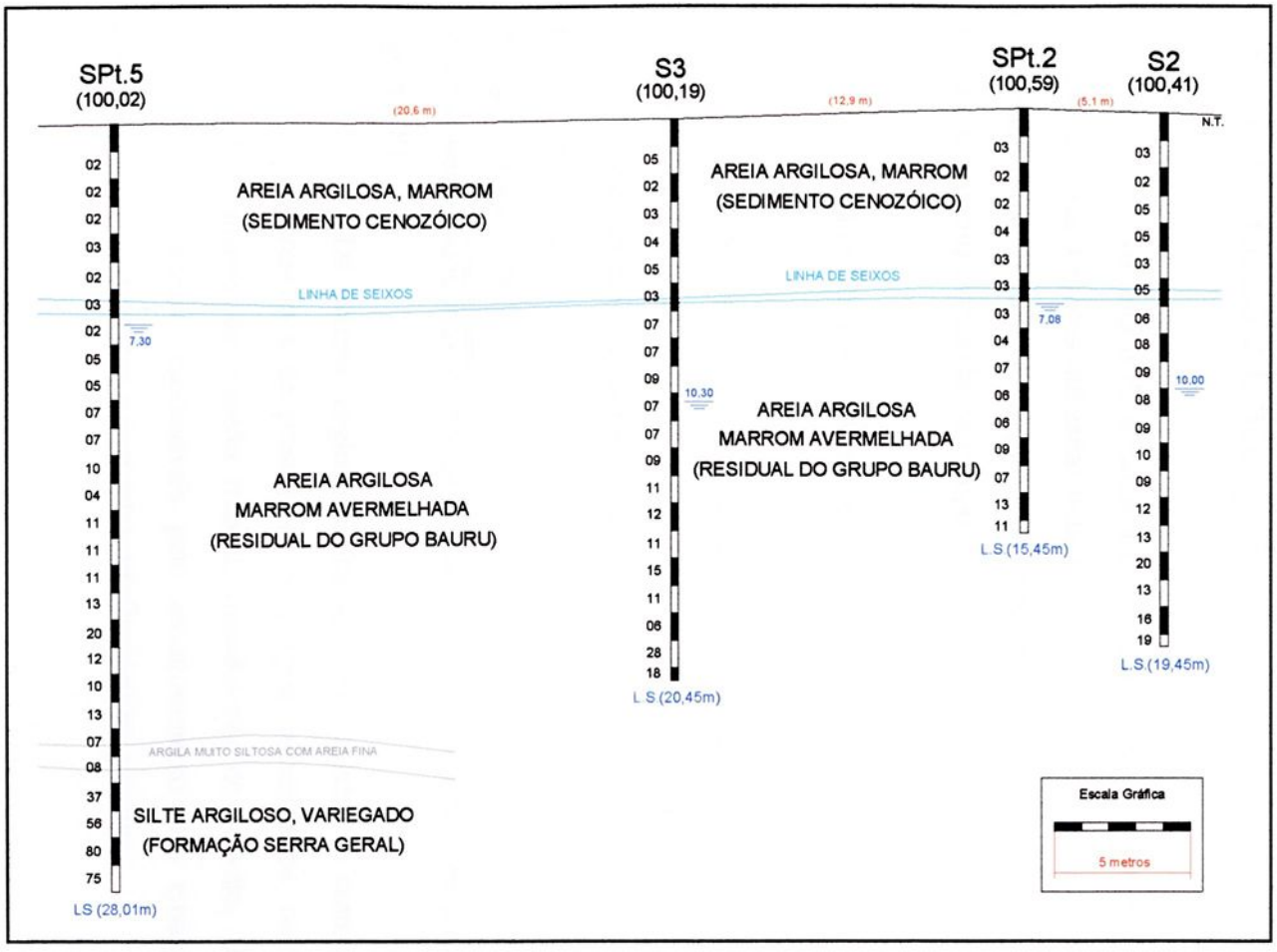


Figura 4.7: Perfil estratigráfico elaborado a partir de sondagens SPT e SPT-T realizadas no Campo Experimental da USP de São Carlos.

Na área urbana de São Carlos, quase que sem exceção, os contatos basal e superior do Grupo Bauru, são feitos com a Formação Serra Geral e com os Sedimentos Cenozóicos, respectivamente.

4.3 - Calibração e Checagem de Piezocones

No intuito de garantir a confiabilidade dos resultados e visando o aprendizado das técnicas utilizadas num programa de calibração e checagem de piezocone, promoveu-se a realização de tais procedimentos no piezocone *"3276"*, utilizado na segunda campanha de campo.

4.3.1 - Considerações Gerais

A realização de calibrações e checagens adicionais em um piezocone é de fundamental importância para a garantia da qualidade dos dados obtidos por este ensaio. Dessa forma, foi utilizado um sistema desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Geotecnia de Solos Tropicais da Unesp (Bauru), o qual emprega, basicamente, os equipamentos e o sistema de aquisição de dados utilizados nos ensaios triaxiais do Laboratório de Geotecnia da Unesp em Bauru (Figura 4.8).

Tal sistema, engloba basicamente, um quadro de comando para acréscimos e decréscimos de pressão de ar e água, manômetros, reservatório pressurizado, câmaras de pressão triaxial, transdutores de pressão, além dos *softwares* e *hardwares* responsáveis pelo monitoramento dos ensaios. Tais equipamentos, serão descritos e ilustrados detalhadamente a seguir.



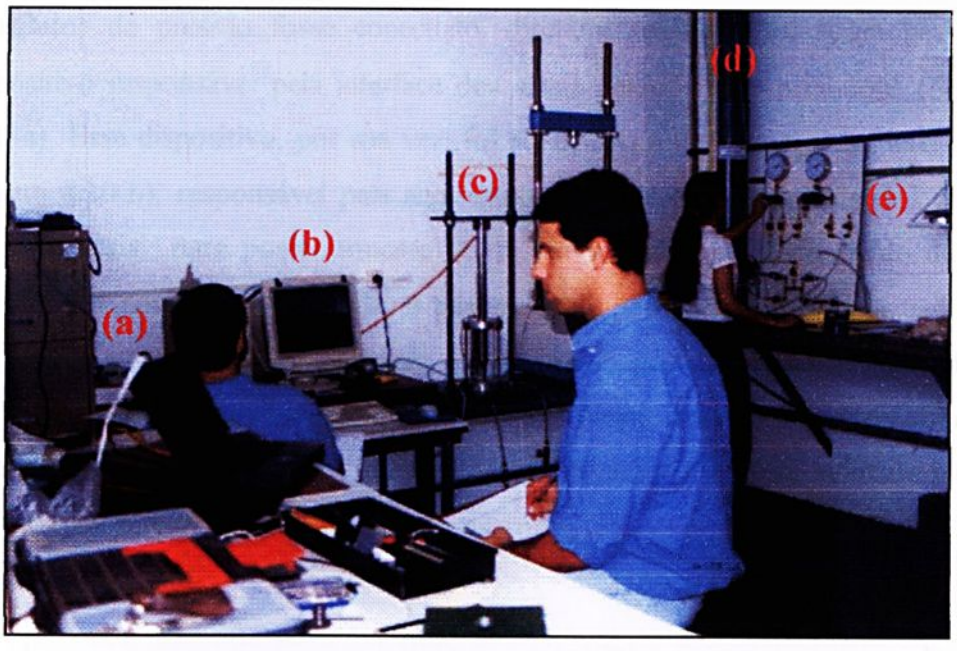


Figura 4.8: Vista geral de uma calibração de piezocone sendo realizada no Laboratório de Geotecnia da Unesp em Bauru: (a) notebook – registros do piezocone; (b) computador – registros do transdutor; (c) piezocone instalado em câmara; (d) reservatório pressurizado; (e) manômetros.

4.3.2 - Calibração do Canal do Transdutor de Poro-Pressão (u)

Para a realização da medida da pressão de ar aplicada ou pressão de referência (U_r), utilizou-se um manômetro analógico da *Weksler Corporation*, modelo *EA-14*, com capacidade de 1034 kPa (150 psi) e resolução de 3,45 kPa (0,5 psi), além de um transdutor de pressão *Sensotec*, modelo *LM / 2345-06*, com capacidade de 2067 kPa (300 psi) e resolução de 0,562 kPa (0,082 psi), ilustrados na Figura 4.9.

Inicialmente, o piezocone foi parcialmente desmontado, removendo-se a ponteira, a pedra porosa, os dois *x-rings* (anéis de borracha com seção transversal em forma de "X") e o transmissor de sinais sonoros. A seguir, foi instalado um conector em substituição ao transmissor, de modo que o

transdutor de pressão fosse conectado, diretamente via cabo, a um pequeno dispositivo responsável pela interface dos sinais gerados pelo piezocone (Figura 4.10-a). Esse dispositivo, por sua vez, foi conectado a uma nova caixa interfacial (Figura 4.10-b), responsável pela aquisição, tratamento e transmissão dos dados via cabo serial, para posteriormente serem armazenados no disco rígido de um computador pessoal. Em seguida, o adaptador de poro-pressão foi conectado no local onde normalmente é instalada a ponteira e, posteriormente, conectado à fonte de ar comprimido (Figura 4.10-c). Neste momento, executa-se a determinação da *baseline* e a unidade de sincronização de profundidade não é utilizada durante os procedimentos de calibração.

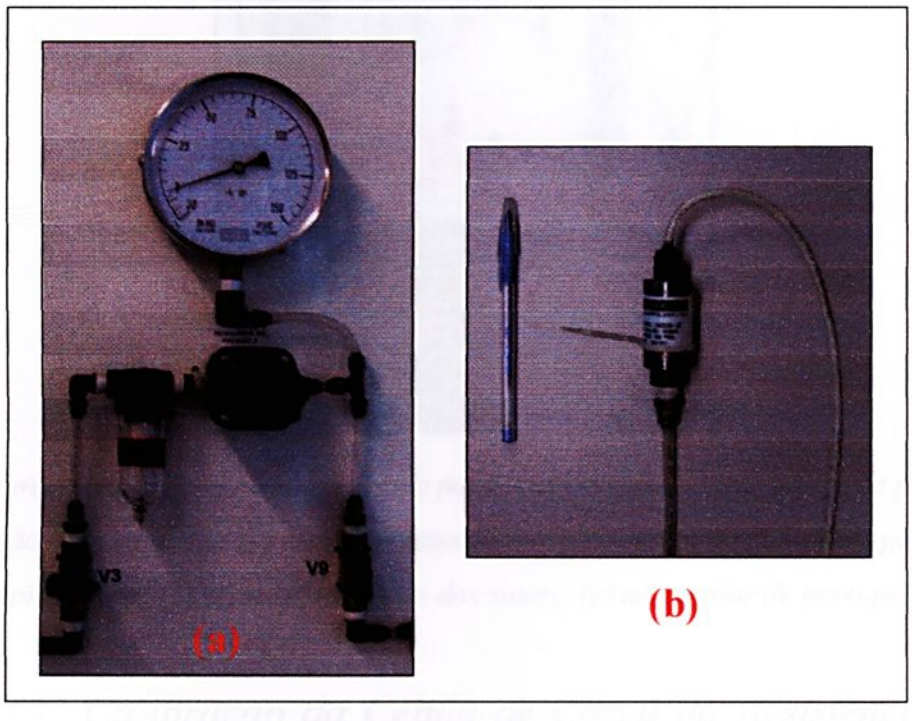


Figura 4.9: Equipamentos utilizados na calibração do transdutor de poro-pressão do piezocone: (a) manômetro; (b) transdutor de pressão.

O procedimento de calibração, por sua vez, é realizado aplicando-se pressão de ar em incrementos de 35,5 kPa (5 psi). Deve-se notar que, geralmente, a relação entre o valor medido e o valor realmente aplicado de poro-

pressão não é perfeitamente linear. Portanto, o fator de calibração determinado é válido somente para um certo intervalo de pressão. Na presente calibração, optou-se pelo intervalo de 0 a 483 kPa (0 ~ 70 psi) em razão do mesmo representar a máxima capacidade do compressor de ar utilizado.

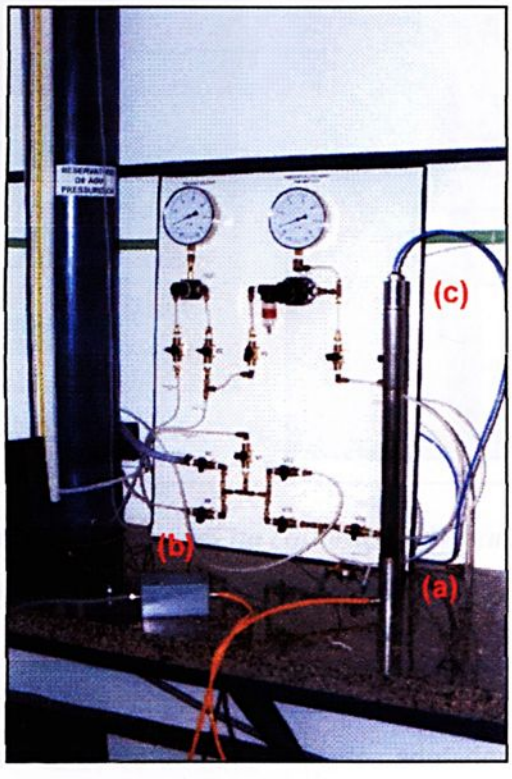


Figura 4.10: Procedimento utilizado para a calibração do transdutor de poro-pressão do piezocone: (a) conector responsável pela recepção dos sinais gerados pelo piezocone; (b) caixa p/ interface dos sinais; (c) adaptador de poro-pressão.

4.3.3 - Calibração da Célula de Carga da Resistência de Ponta (q_c)

A carga aplicada na ponteira cônica foi medida utilizando-se anéis dinamométricos *PROETI*, com capacidade de 50 kN (resolução de 68 N) e de 100 kN (resolução de 229 N), além de uma célula de carga da marca *ELE*

International, modelo *S-Type*, com capacidade de 8,9 kN e resolução de 36 N, ilustrados na Figura 4.11.

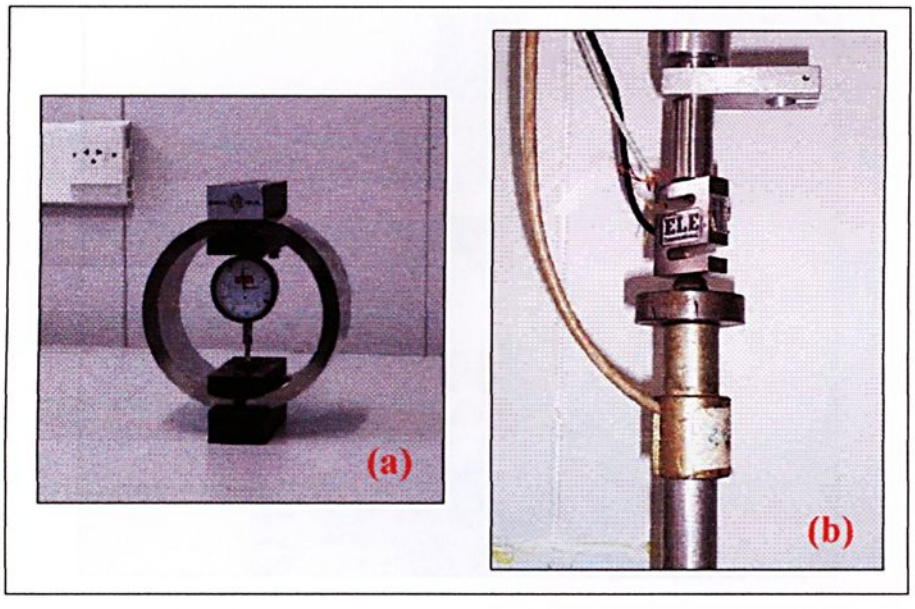


Figura 4.11: Equipamentos utilizados na calibração do transdutor de resistência de ponta do piezocone: (a) anel dinamométrico; (b) célula de carga.

Inicialmente, o piezocone foi montado seguindo-se os mesmos procedimentos e tomando-se os mesmos cuidados adotados durante a realização dos ensaios no campo. A seguir, foi instalado um conector em substituição ao transmissor de sinais sonoros, de modo que o transdutor de resistência de ponta fosse conectado, diretamente via cabo, a um pequeno dispositivo responsável pela interface dos sinais gerados pelo piezocone. Esse dispositivo, por sua vez, foi conectado a uma nova caixa interfacial, responsável pela aquisição, tratamento e transmissão dos dados via cabo serial, para posteriormente serem armazenados no disco rígido de um computador pessoal.

Após a determinação da *baseline*, o piezocone é instalado verticalmente em um pórtico de reação, mantendo sua ponteira cônica apoiada diretamente sobre um adaptador, responsável pela geração de esforços exclusivamente na célula de carga da resistência de ponta (Figura 4.12). Também

nesse caso, a unidade de sincronização de profundidade não foi utilizada durante a calibração.



Figura 4.12: Detalhe do adaptador utilizado na calibração da célula de carga de resistência de ponta.

O processo de calibração é realizado aplicando-se incrementos de força à célula de carga do piezocone. Para cada intervalo de carga considerado, adota-se um determinado incremento de carga e um dispositivo apropriado é utilizado para a medida da carga de referência. A resistência de ponta de referência (q_{cr}) é determinada dividindo-se a carga de referência pela área da seção projetada do cone (10 cm^2). Como a relação entre o valor medido e o valor realmente aplicado não é perfeitamente linear, o fator de calibração é válido somente para um determinado intervalo de resistência de ponta. Assim, trabalhou-se com dois níveis de tensões, ou seja, de 0 a 60 MPa utilizando-se anéis dinamométricos de 100 e 50 kN (Figura 4.13-a) e de 0 a 7,8 MPa empregando-se célula de carga (Figura 4.13-b).

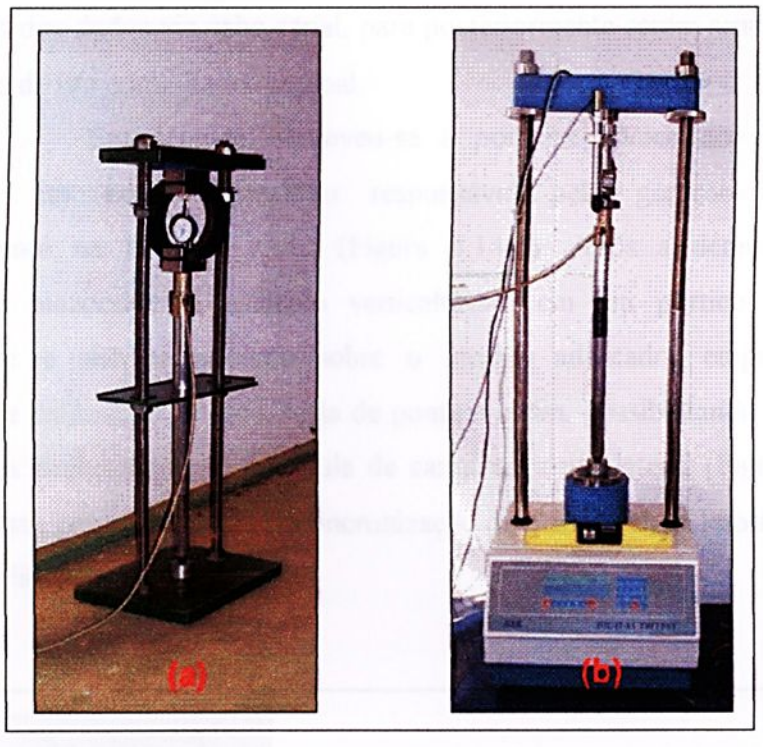


Figura 4.13: Sistemas utilizados na calibração e checagem da célula de carga da ponta do piezocone: (a) pórtico de reação útil no campo; (b) prensa triaxial utilizada em laboratório.

4.3.4 - Calibração da Célula de Carga de Atrito Lateral (f_s)

A carga aplicada na luva de atrito foi medida utilizando-se o mesmo dispositivo utilizado na calibração do transdutor de resistência de ponta, ou seja, uma célula de carga da marca *ELE International*, modelo *S-Type*, com capacidade de 8,9 kN e resolução de 36 N.

Inicialmente, o piezocone foi montado seguindo-se os mesmos procedimentos e tomando-se os mesmos cuidados adotados durante a realização dos ensaios no campo. A seguir, foi instalado um conector em substituição ao transmissor de sinais sonoros, de modo que o transdutor de atrito lateral fosse conectado, diretamente via cabo, a um pequeno dispositivo responsável pela interface dos sinais gerados pelo piezocone. Esse dispositivo, por sua vez, foi conectado a uma nova caixa interfacial, responsável pela aquisição, tratamento e

transmissão dos dados via cabo serial, para posteriormente serem armazenados no disco rígido de um computador pessoal.

Em seguida, removeu-se a ponteira cônica do piezocone e acoplou-se um novo dispositivo responsável pela geração de cargas exclusivamente na luva de atrito (Figura 4.14-b). Após a determinação da *baseline*, o piezocone é instalado verticalmente em um pórtico de reação, mantendo-se o sistema apoiado sobre o mesmo adaptador empregado nos processos de calibração da resistência de ponta e assim, possibilitando a aplicação dos esforços exclusivamente na célula de carga do atrito lateral (Figura 4.14-a). Também nesse caso, a unidade de sincronização de profundidade não foi utilizada durante a calibração.

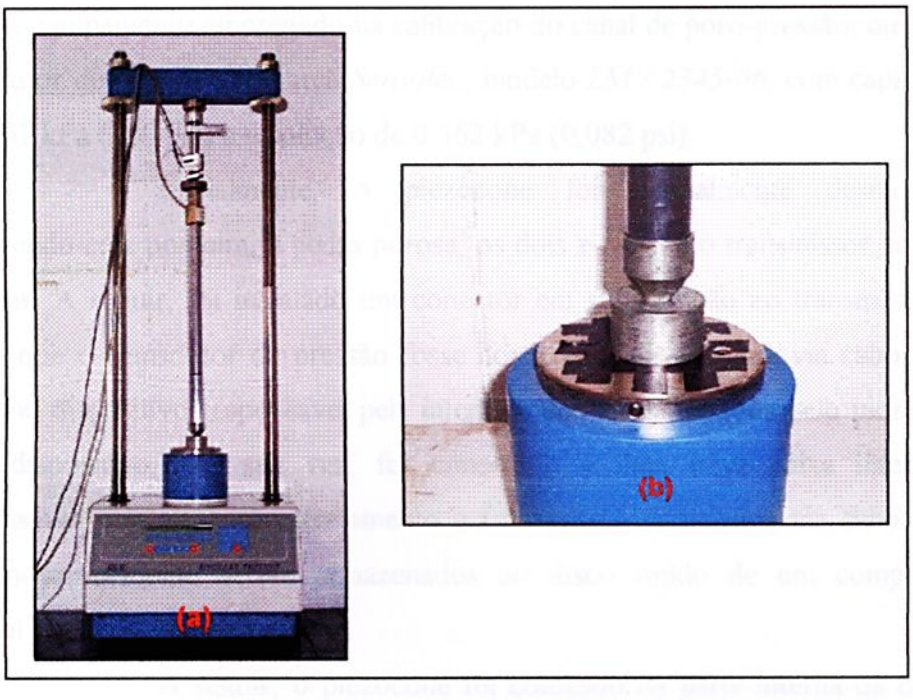


Figura 4.14: Procedimento adotado para a calibração da célula de carga do atrito lateral: (a) prensa triaxial utilizada em laboratório; (b) adaptadores utilizados para a aplicação de esforços na luva de atrito.

O processo de calibração foi realizado aplicando-se incrementos de força à célula de carga do piezocone. Para cada intervalo de carga considerado

foi adotado um determinado incremento de carga e um dispositivo apropriado promovia a leitura do valor da carga de referência. O atrito lateral de referência (f_{sr}) é determinado dividindo-se a carga de referência pela área da luva de atrito (150 cm^2). Nas calibrações realizadas, as medições de atrito lateral compreenderam o intervalo de 0 a 0,5 MPa, limitado pela capacidade do próprio piezocone.

4.3.5 - Determinação do Fator de Áreas Desiguais (a)

Para a aplicação de pressão de ar no piezocone, utilizou-se uma câmara cilíndrica de aço, especialmente projetada e construída para esse fim. Para a medida da pressão de ar aplicada (pressão de referência, P_0), utilizou-se o mesmo equipamento empregado na calibração do canal de poro-pressão, ou seja, o transdutor de pressão da marca *Sensotec*, modelo *LM / 2345-06*, com capacidade de 2067 kPa (300 psi) e resolução de 0,562 kPa (0,082 psi).

Inicialmente, o piezocone foi parcialmente desmontado, removendo-se a ponteira, a pedra porosa, os dois *x-rings* e o transmissor de sinais sonoros. A seguir, foi instalado um conector em substituição ao transmissor, de modo que o transdutor de pressão fosse conectado, diretamente via cabo, a um pequeno dispositivo responsável pela interface dos sinais gerados pelo piezocone. Esse dispositivo, por sua vez, foi conectado a uma nova caixa interfacial, responsável pela aquisição, tratamento e transmissão dos dados via cabo serial, para posteriormente serem armazenados no disco rígido de um computador pessoal.

A seguir, o piezocone foi colocado na parte interna da câmara utilizada para a aplicação de pressão, de tal modo que, a ponta e toda área da luva de atrito permanecessem em seu interior (Figura 4.15). Posteriormente, essa mesma câmara foi conectada à fonte de ar comprimido e, previamente à aplicação de qualquer pressão no sistema, realizou-se a determinação da *baseline*. Também neste caso, a unidade de sincronização de profundidade não foi utilizada durante a calibração.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

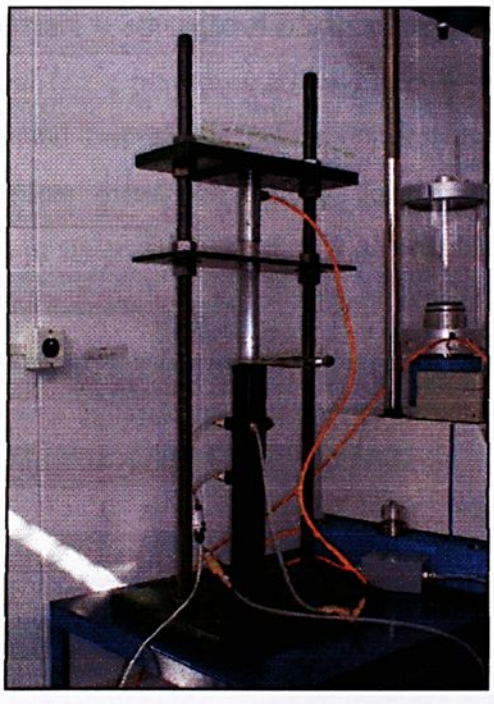


Figura 4.15: Vista geral do equipamento utilizado para a determinação do fator de áreas desiguais do piezocone.

Os procedimentos utilizados no ensaio foram realizados aplicando-se pressão de ar em incrementos de 76 kPa (10 psi), sendo determinadas a resistência de ponta e a poro-pressão medida pelo piezocone, até atingirem o valor máximo de 482,65 kPa (limite do compressor utilizado).

4.4 - Descrição dos Piezocones Utilizados

Apesar de ambas as campanhas de campo empregarem piezocones, os procedimentos e as configurações dos aparelhos utilizados na realização dos ensaios foram distintas.

Assim, para a execução dos ensaios com o piezocone padrão (CPTU) utilizado na segunda campanha de campo, empregou-se o aparelho fabricado pela *Geotech AB*, número "3276", que dispõe de um dispositivo sonoro para a transmissão dos dados. Tal aparelho, além das células de carga e

transdutores utilizados para a obtenção das variações referentes à resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poro-pressão (u_2) com a profundidade, apresenta ainda um sensor adicional responsável pelo monitoramento da verticalidade do furo (inclinômetro). Além disso, em função do transdutor de poro-pressão encontrar-se posicionado na posição padrão (u_2), possibilitando a utilização do filtro convencional saturado com água ou glicerina, torna-se possível ainda, o emprego do filtro de cavidades saturado com graxa. Na Figura 4.16 encontram-se representados o piezocone utilizado nos ensaios, as pilhas empregadas na geração dos sinais sonoros e o filtro de cavidade.



Figura 4.16: Piezocone padrão (CPTU) utilizado nas sondagens executadas em Bauru, Campinas e São Carlos.

Mostra-se na Figura 4.17 o piezocone sísmico (SCPTU) empregado na execução dos ensaios realizados nos três campos experimentais durante a primeira campanha de campo. Tal equipamento, apresenta basicamente as mesmas características do piezocone anterior, ou seja, utilizava um sensor de poro-pressão instalado na posição padrão (u_2), uma célula de carga de ponta com capacidade de 100 kN e inclinômetro. Entretanto, diferenciava-se apenas no que diz respeito à utilização de cabo para a transmissão dos sinais e quanto à existência, em seu interior, de dois acessórios adicionais, denominados termopar e acelerômetro. Tais ferramentas, possibilitam o acompanhamento das variações da

temperatura à medida que o cone penetra no subsolo e permitem a captação e o registro das ondas sísmicas geradas por fontes externas e localizadas na superfície do terreno, obtendo assim, a variação da velocidade dessas ondas com a profundidade e permitindo o cálculo de parâmetros dinâmicos do solo.



Figura 4.17: Piezocone sísmico (SCPTU), como aquele utilizado nas sondagens executadas em Bauru, Campinas e São Carlos.

4.5 - Descrição dos Sistemas de Reações Empregados

O equipamento utilizado para a cravação do piezocone padrão (CPTU) no subsolo foi um penetrômetro multi-função, fabricado pela *Pagani (Itália)*, modelo *TG 73 200*. Este equipamento, além de menos robusto e de dimensões reduzidas, conta com um sistema hidráulico que aliado a sua capacidade de ancorar-se ao solo por meio de hastes helicoidais dispostas em sua base, proporciona uma força de cravação igual a 200 kN. O sistema hidráulico, controla também um conjunto de bases niveladoras, responsáveis pela verticalidade inicial do furo. A Figura 4.18 apresenta o penetrômetro multi-função utilizado, executando ensaios com o piezocone padrão (CPTU) no campo experimental de São Carlos.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17



Figura 4.18: Penetrômetro multi-função utilizado nos ensaios com piezocone padrão (CPTU) na segunda campanha de campo.

Para a execução dos ensaios utilizando-se o piezocone sísmico (SCPTU), foi utilizado um sistema de reação hidráulico instalado sobre a plataforma da carroceria de um caminhão, obtendo por meio do peso próprio do veículo, a reação necessária para a cravação do cone no subsolo. O sistema hidráulico, alimentado pelo motor do caminhão, também controla um conjunto de bases niveladoras responsáveis pela verticalidade inicial do furo. O caminhão utilizado nos ensaios, pertence a *ARSOLO*, antiga *PTS*. A Figura 4.19 apresenta o caminhão utilizado, executando ensaios com o piezocone sísmico (SCPTU) no campo experimental de Bauru.

4.6 - Saturação dos Piezocones

Durante a realização dos ensaios com os piezocones, utilizou-se água, glicerina e o filtro de cavidades preenchido com graxa automotiva. Uma descrição desse recurso, proposta por alguns pesquisadores em substituição ao

elemento poroso saturado com água ou glicerina, encontra-se descrita no Capítulo 3 deste trabalho.

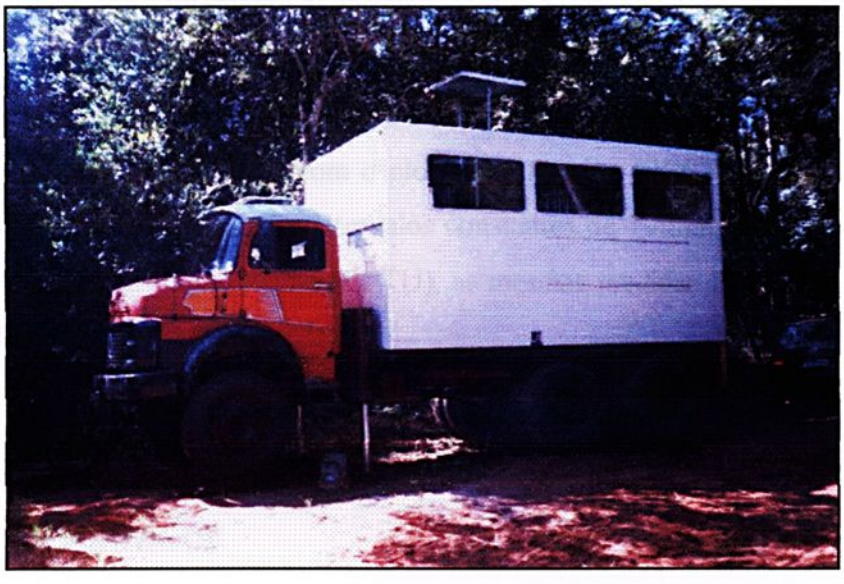


Figura 4.19: Reação utilizada nos ensaios com o piezocone sísmico (SCPTU) na primeira campanha de campo.

Para todas as sondagens realizadas com o piezocone sísmico (SCPTU) nos campos experimentais de Bauru e São Carlos e, em uma das sondagens realizadas em Campinas, o piezocone foi saturado com glicerina. Nas demais, utilizou-se água destilada, fervida e vácuo para a saturação do piezo-elemento. Também nesses casos, ambos os procedimentos de saturação atenderam todas as etapas anteriormente descritas neste trabalho.

Nas sondagens realizadas com o piezocone padrão (CPTU) nos campos experimentais de Bauru, Campinas e São Carlos, utilizou-se o piezocone com o filtro de cavidades preenchido com graxa automotiva.

4.7 - Execução dos Ensaios

Os ensaios empregando-se os piezocones padrão (CPTU) e sísmico (SCPTU), foram realizados nos três campos experimentais até cerca de

20 m de profundidade, determinando-se a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poro-pressão gerada na posição padrão (u_2). Durante os ensaios, monitorava-se constantemente as inclinações dos furos por meio de inclinômetros incorporados aos piezocones para garantir a qualidade dos resultados e, especialmente, para não comprometer os equipamentos utilizados.

Nos ensaios com o piezocone sísmico (SCPTU), as medidas de q_c, f_s e u foram realizadas com intervalos constantes de 10 mm, ao passo que nos ensaios com o piezocone padrão (CPTU), as mesmas medidas foram feitas a cada 25 mm de variação da profundidade.

4.8 - Tratamento dos Dados e Interpretação dos Resultados

Os sinais gerados pelos sensores dos piezocones foram recebidos, decodificados, amplificados e digitalizados pelos sistemas de aquisição de dados, para posteriormente serem transferidos e armazenados num disco rígido de um computador. Em seguida, os dados foram transferidos para planilhas eletrônicas, onde foram tratados e apresentados em forma gráfica, no intuito de permitir a interpretação do perfil estratigráfico. A estimativa de parâmetros mecânicos dos solos foi obtida utilizando-se o *software CPTINT-5*, desenvolvido por CAMPANELLA (1998), o qual encontra-se fundamentado nas correlações propostas na literatura clássica e na experiência adquirida pelo Grupo de Ensaios *In Situ* da *University of British Columbia*, em Vancouver, no Canadá.

No intuito de estabelecer uma real comparação entre todos os ensaios realizados nas respectivas áreas experimentais, foram eliminados os resultados referentes às análises das ondas sísmicas e processados apenas os resultados diretos (q_c, f_s e u_2) obtidos pelos sensores inerentes ao piezocone.

unesp

5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a realização do presente de trabalho, foram utilizados os resultados gerados a partir de duas recentes campanhas de ensaios de piezocone realizadas nos campos experimentais de Bauru, Campinas e São Carlos. Inicialmente, serão apresentados os resultados típicos obtidos para a checagem e calibração de um dos piezocones utilizados, procedimentos estes necessários e imprescindíveis antes da realização de qualquer sondagem utilizando-se tal equipamento.

Posteriormente, serão apresentados e discutidos os principais resultados gerados por essas campanhas, no intuito de avaliar a aplicabilidade desse ensaio na investigação do subsolo. Para tanto, serão realizadas a identificação da estratigrafia e a estimativa dos parâmetros geotécnicos de cada área experimental. Além disso, será discutido brevemente a aplicação de um

ensaio de piezocone na investigação geoambiental, a partir dos primeiros resultados já obtidos no Brasil (GIACHETI *et al.*, 2000).

5.1 - Checagem do Piezocone

Para a execução de uma sondagem utilizando o piezocone, é necessária a checagem dos dispositivos de medida de todo o equipamento antes de utilizá-lo nos ensaios. Para tanto, deve-se solicitar cada um dos sensores existentes no piezocone através de simulações em laboratório, nas quais os valores gerados pelo piezocone são comparados com valores de referência medidos por células de carga ou transdutores de pressão previamente calibrados.

Os resultados obtidos referem-se ao piezocone "3276" de 10 kN, utilizado na execução dos ensaios realizados pela segunda campanha de campo. Tais resultados serão apresentados em gráficos que relacionam os valores medidos pelos sensores do piezocone *versus* os valores de referência medidos em laboratório. Como o equipamento ensaiado permite a utilização de apenas uma constante de multiplicação para a correção dos valores, ajustou-se uma reta (linha de tendência) pelo método dos mínimos quadrados que passasse pela origem. Nesses gráficos, são ilustrados ainda, a equação da reta ajustada e seu correspondente coeficiente de determinação (R^2), ou seja, um indicador que revela a proximidade dos valores estimados para a reta em correspondência aos valores verdadeiros. Uma linha de tendência é mais confiável quando o valor de R^2 é igual ou próximo a 1.

Os resultados obtidos para a checagem do transdutor de poro-pressão (u) e das células de carga responsáveis pela obtenção dos valores referentes à resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), encontram-se indicados na Figura 5.1 a Figura 5.4. Devido à existência de solos capazes de gerarem valores para a resistência de ponta inferiores a 1 MPa, optou-se pela realização de uma checagem adicional da resposta dessa célula de carga, com pequenos incrementos de carga (Figura 5.3).



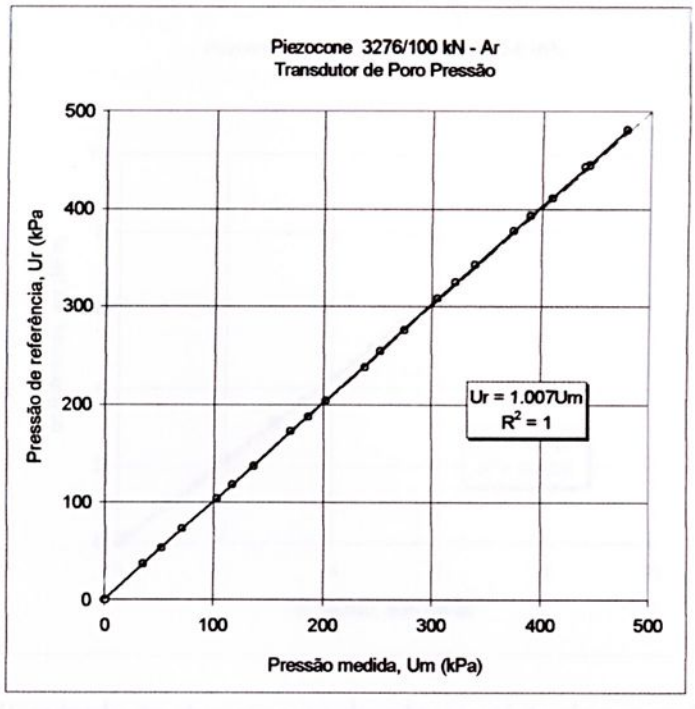


Figura 5.1: Resultado da checagem realizada no transdutor de poro-pressão do piezocone "3276".

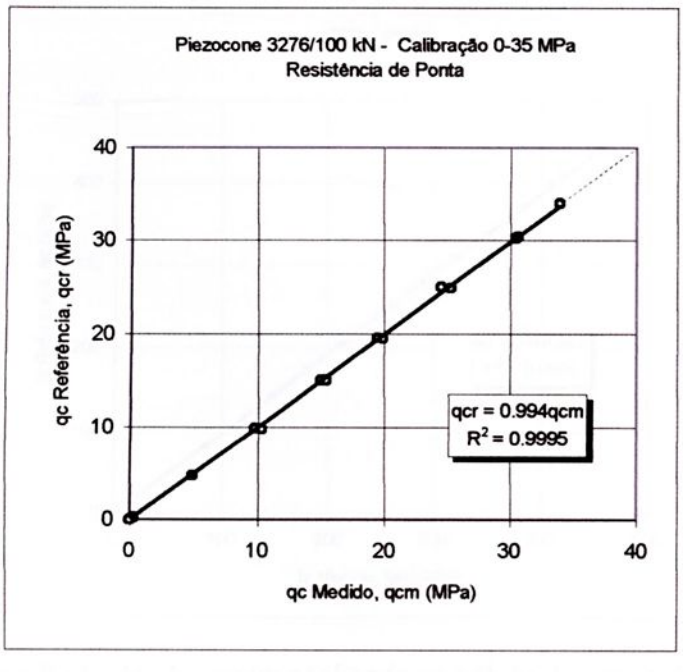


Figura 5.2: Resultado da checagem realizada na célula de carga da resistência de ponta do piezocone "3276", no intervalo de 0 – 35 MPa.

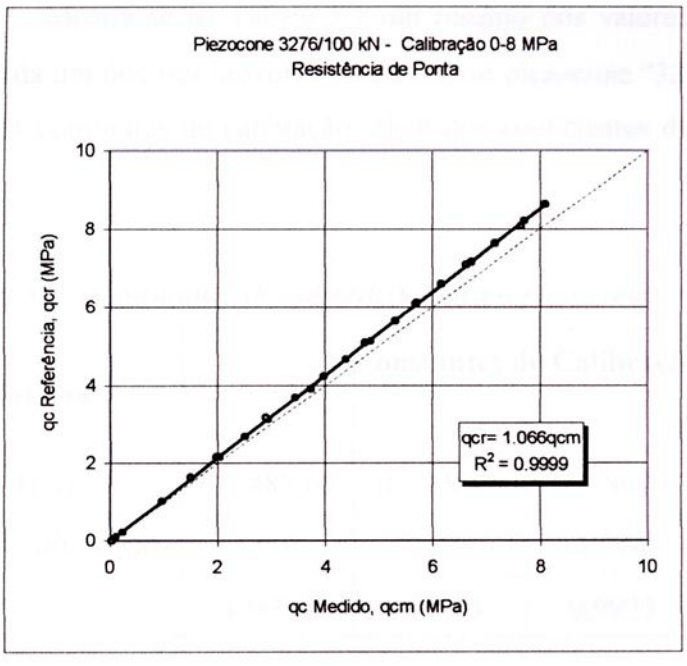


Figura 5.3: Resultado da checagem realizada na célula de carga da resistência de ponta do piezocone "3276", no intervalo de 0 – 8 MPa.

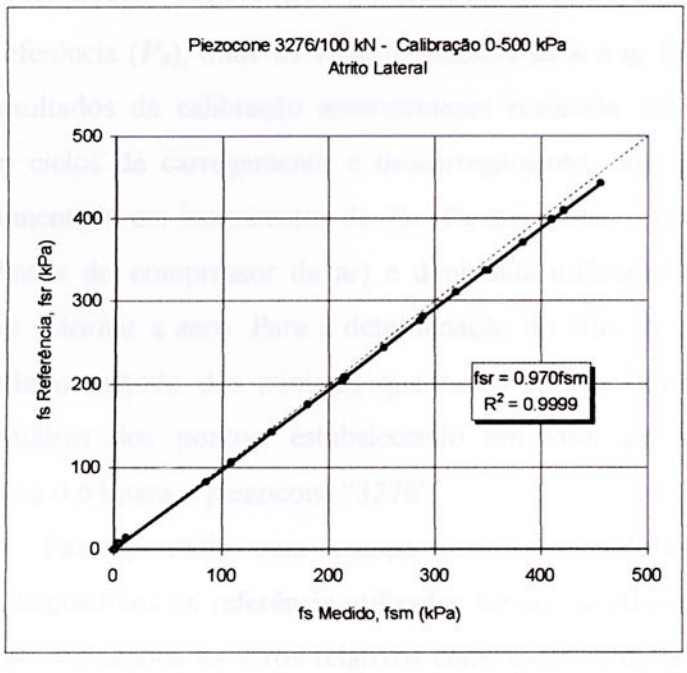


Figura 5.4: Resultado da checagem realizada na célula de carga do atrito lateral do piezocone "3276", no intervalo de 0 – 0,5 MPa.

Mostra-se na Tabela 5.1 um resumo dos valores de calibração obtidos para cada um dos três sensores existentes no piezocone "3276", sugerindo suas respectivas constantes de calibração, além dos coeficientes de determinação encontrados.

Tabela 5.1 – Constantes de calibração para o piezocone "3276".

Transdutores	**Constantes de Calibração**			
	u	q_c		f_s
Faixa (kPa)	0 – 482,65	0 – 35000	0 – 8000	0 – 500
Constante de Calibração	1,007	0,994	1,066	0,970
R^2	1,0000	0,9995	0,9999	0,9999

Mostra-se na Figura 5.5 os resultados obtidos para a determinação do fator de áreas desiguais, apresentados na forma de gráficos que relacionam a poro-pressão medida (***u***) e a resistência de ponta medida (q_c) *versus* a pressão de referência (P_0), onde os valores medidos de ***u*** e q_c foram corrigidos segundo os resultados da calibração anteriormente realizada. Os ensaios foram executados em ciclos de carregamento e descarregamento, nos quais a pressão aplicada foi aumentada em incrementos de 76 kPa até atingir o valor máximo de 482,65 kPa (limite do compressor de ar) e diminuída utilizando-se os mesmos incrementos até retornar a zero. Para a determinação do fator de áreas desiguais (***a***), foi utilizado o método dos mínimos quadrados para o ajuste de uma reta média representativa dos pontos, estabelecendo um fator de áreas desiguais correspondendo a 0,64 para o piezocone "3276".

Para permitir uma comparação entre valores aplicados e medidos pelos dispositivos de referência utilizados *versus* os valores medidos pelo piezocone, foram calculados os erros relativos entre essas medidas, definido pela Equação 5.1.

unesp

$$e_{rel} = \left| \frac{g_r - g_m}{g_r} \right| \times 100 \qquad \textit{Equação 5.1}$$

Sendo:

g_r = *grandeza de referência;*

g_m = *grandeza medida.*

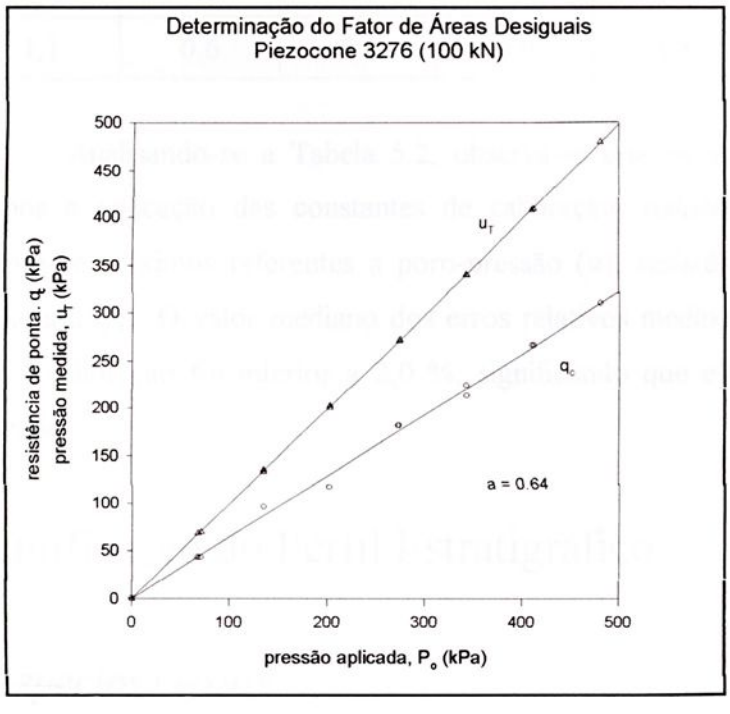


Figura 5.5: Determinação do fator de áreas desiguais para o piezocone "3276".

Indicam-se na Tabela 5.2 os erros relativos mínimos, médios e máximos calculados para a poro-pressão (***u***), resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), determinados para o piezocone "3276" antes da realização da calibração. Tomando-se as constantes de calibração obtidas pelo ajuste dos dados a uma equação de reta, conforme pode ser observado na Figura 5.1 a Figura 5.4, foram calculados os novos erros relativos mínimos, médios e máximos, cujos valores se encontram na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Erros relativos mínimos, médios e máximos referentes às leituras obtidas para a poro-pressão, resistência de ponta e atrito lateral.

Erro Relativo (%)	Poro-Pressão (u)		Resistência de Ponta (q_c)		Atrito Lateral (f_s)	
	Antes da Calibração	*Após a Calibração*	*Antes da Calibração*	*Após a Calibração*	*Antes da Calibração*	*Após a Calibração*
Mínimo	0,1	0,0	0,0	0,2	2,0	0,1
Médio	0,6	0,3	1,6	1,4	3,1	0,3
Máximo	1,1	0,6	5,5	4,9	3,8	1,1

Analisando-se a Tabela 5.2, observa-se que os erros relativos calculados após a aplicação das constantes de calibração, reduziram os erros mínimos, médios e máximos referentes a poro-pressão (u), resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s). O valor mediano dos erros relativos médios encontrados antes e após a calibração foi inferior a 2,0 %, significando que esse piezocone pode ser utilizado.

5.2 - Identificação do Perfil Estratigráfico

5.2.1 - Aspectos Gerais

Uma das principais aplicações das sondagens utilizando-se o piezocone é a identificação da estratigrafia, pois este ensaio possibilita obter informações do subsolo a cada 10, 25 ou 50 mm de variação de profundidade (CAMPANELLA *et al.*, 1998). As bases de identificação do solo são os ábacos de classificação, dentre os quais pode-se citar o proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), que foi desenvolvido com base nos resultados de ensaios CPTU realizados em solos da América do Norte.

Com o intuito de avaliar a aplicabilidade dos ensaios CPTU para a identificação do perfil estratigráfico do subsolo utilizando-se o ábaco de classificação proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), foram analisados os

resultados de ensaios com o piezocone realizados nos campos experimentais da Unesp (Bauru), Unicamp (Campinas) e USP (São Carlos).

5.2.2 - Campo Experimental da Unesp em Bauru

As sondagens pertencentes à primeira campanha de campo foram realizadas utilizando-se o piezocone sísmico (SCPTU), capaz de medir a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poro-pressão gerada na posição padrão (u_2). Os ensaios realizados durante a segunda campanha foram executados empregando-se o piezocone padrão (CPTU) e geraram dados referentes às mesmas grandezas medidas pelo ensaio anterior.

Adjacentes aos ensaios de piezocone, foram utilizados os resultados gerados por sondagens à percussão de alta qualidade, anteriormente realizadas no mesmo campo experimental por empresas de reconhecida competência, cujos resultados foram obtidos em PEIXOTO (2001).

Tendo em vista a grande quantidade de ensaios de campo realizados no "Local–B" do campo experimental da Unesp de Bauru e, especialmente pelo fato de que nessa área os ensaios CPTU e SPT foram executados lado a lado, não serão analisados, nesse trabalho, os ensaios de piezocone realizados no "Local–A" desse campo experimental (Figura 4.2).

Mostra-se na Figura 5.6 os resultados de 5 ensaios com o piezocone, sendo 2 deles realizados durante uma primeira campanha de campo empregando o piezocone sísmico (SCPTU) e os 3 ensaios restantes, executados por uma segunda campanha de campo utilizando o piezocone padrão (CPTU). Nesta mesma figura, tem-se a granulometria dos solos obtida com base em ensaios de granulometria conjunta realizados em amostras retiradas de um poço exploratório localizado próximo a região dos ensaios (FERREIRA *et al.*, 1996). Apresenta-se também, o perfil estratigráfico típico obtido a partir de sondagens SPT e SPT-T realizadas nesse mesmo campo experimental (PEIXOTO, 2001). No perfil das sondagens SPT encontram-se indicados, ainda, os resultados dos ensaios

de classificação unificada e MCT que identificam as alterações ocorridas no comportamento dos solos.

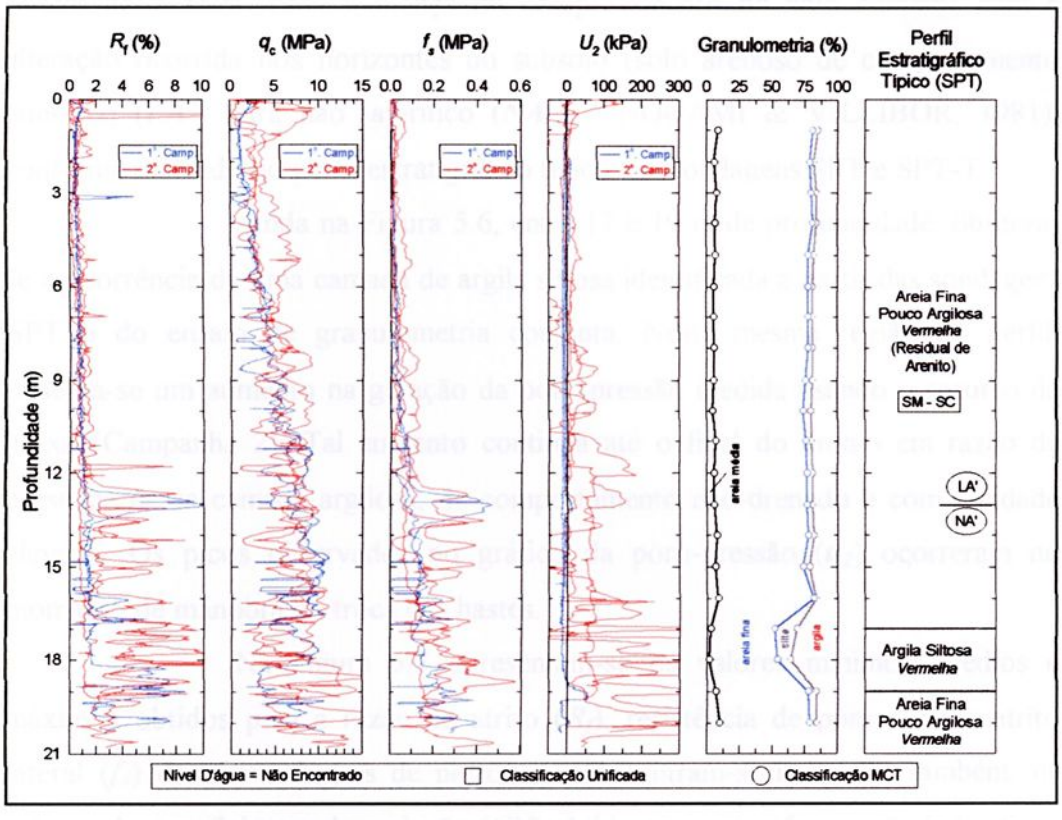


Figura 5.6: Resultados de 5 ensaios CPTU realizados na Unesp de Bauru.

Na Figura 5.6, observa-se no primeiro metro, uma maior dispersão entre os valores de R_f e q_c, provavelmente devido a ocorrência de compactações, ressecamentos ou existência de raízes na camada superficial do terreno. A partir daí e até cerca de 12 m de profundidade, nota-se uma menor dispersão entre os resultados dos ensaios e uma tendência de aumento de q_c e f_s praticamente linear com a profundidade, caracterizando um comportamento típico de areias (DÉCOURT, 1998). Ultrapassando os 12 m de profundidade, provavelmente devido as diferentes disposições das camadas no subsolo, das cotas iniciais dos furos de sondagem e das mudanças na textura e/ou compacidade do solo, os resultados passam a apresentar uma grande dispersão, que se justifica por essa grande variabilidade do solo. A cerca de 13 m de profundidade os valores da

razão de atrito (R_f) aumentam abruptamente e os da resistência de ponta (q_c) praticamente não variam com a profundidade, assumindo um valor médio da ordem de 7 MPa. Essa mudança no comportamento do solo coincide com a alteração ocorrida nos horizontes do subsolo (solo arenoso de comportamento laterítico (*LA'*) para não laterítico (*NA'*) – NOGAMI & VILLIBOR, 1981), conforme indicado no perfil estratigráfico típico das sondagens SPT e SPT-T.

Ainda na Figura 5.6, entre 17 e 19 m de profundidade, observa-se a ocorrência de uma camada de argila siltosa identificada a partir das sondagens SPT e do ensaio de granulometria conjunta. Nesta mesma região do perfil, observa-se um aumento na geração da poro-pressão medida usando o recurso da graxa (Campanha 2). Tal aumento continua até o final do ensaio em razão da presença dessa camada argilosa, de comportamento não-drenado e com umidade elevada. Os picos observados no gráfico da poro-pressão (u_2) ocorreram no momento de manobra ou troca das hastes.

Na Figura 5.7 apresentam-se os valores mínimos, médios e máximos obtidos para a razão de atrito (R_f), resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) das 5 sondagens de piezocone. Encontram-se indicados também, os valores dos coeficientes de variação (*CV*) obtidos para q_c e f_s, que são indicativos da dispersão desses valores em relação as suas respectivas médias. Ao lado desses gráficos, tem-se o perfil interpretado médio obtido pelos ensaios com o piezocone e o perfil estratigráfico típico obtido a partir de sondagens SPT e SPT-T, já apresentados na Figura 5.6.

Comparando-se os perfis obtidos pelas sondagens CPTU e SPT (Figura 5.7), nota-se, inicialmente, uma grande semelhança nos resultados gerados pelas diferentes técnicas. Entretanto, algumas diferenças podem ser observadas. A cerca de 1 m de profundidade, a camada superficial exerce grande influência nos valores médios da razão de atrito e da resistência de ponta, proporcionando assim, um aumento exagerado nos valores do coeficiente de variação. Apesar de visualmente os valores de f_s não apresentarem uma grande dispersão em relação à média, observa-se que o coeficiente de variação é elevado, o que se justifica pelo valor muito baixo do atrito lateral. Tal camada superficial, identificada no perfil



médio obtido pelos ensaios CPTU, não foi encontrada pelas sondagens SPT ou SPT-T, uma vez que os ensaios com o piezocone possibilitam a realização de medidas a cada 10 ou 25 mm de variação da profundidade, ao passo que a amostragem no ensaio SPT só é obtida nos 450 mm iniciais de cada metro de sondagem.

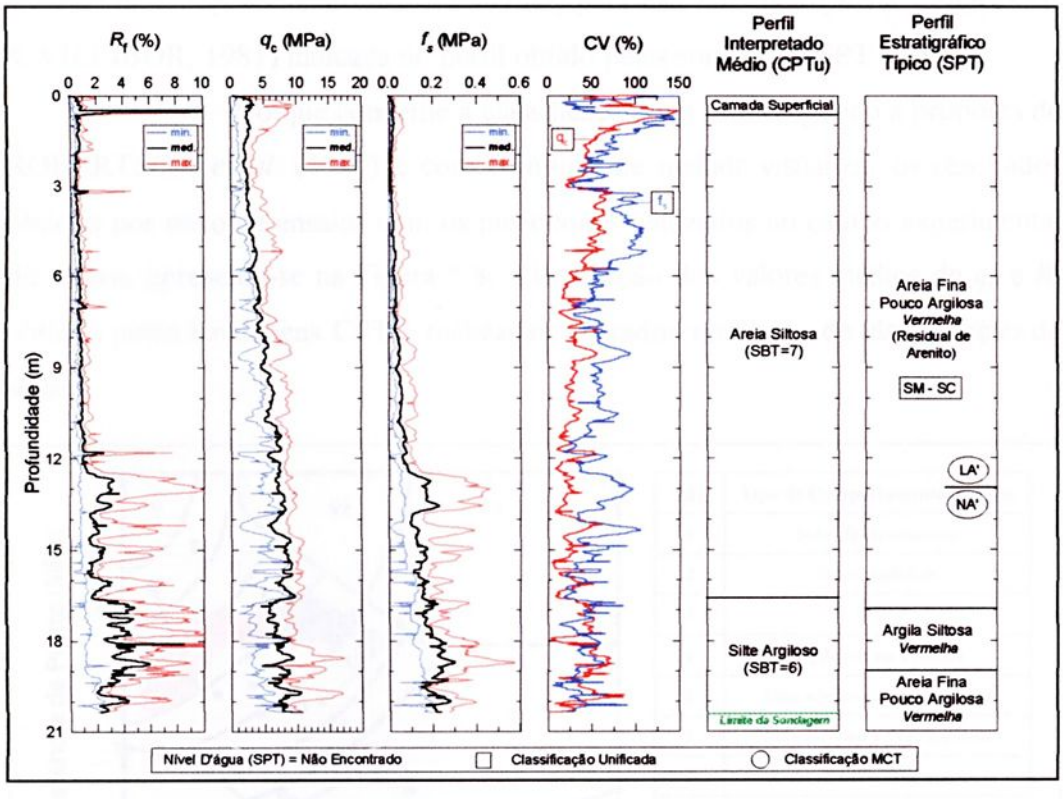
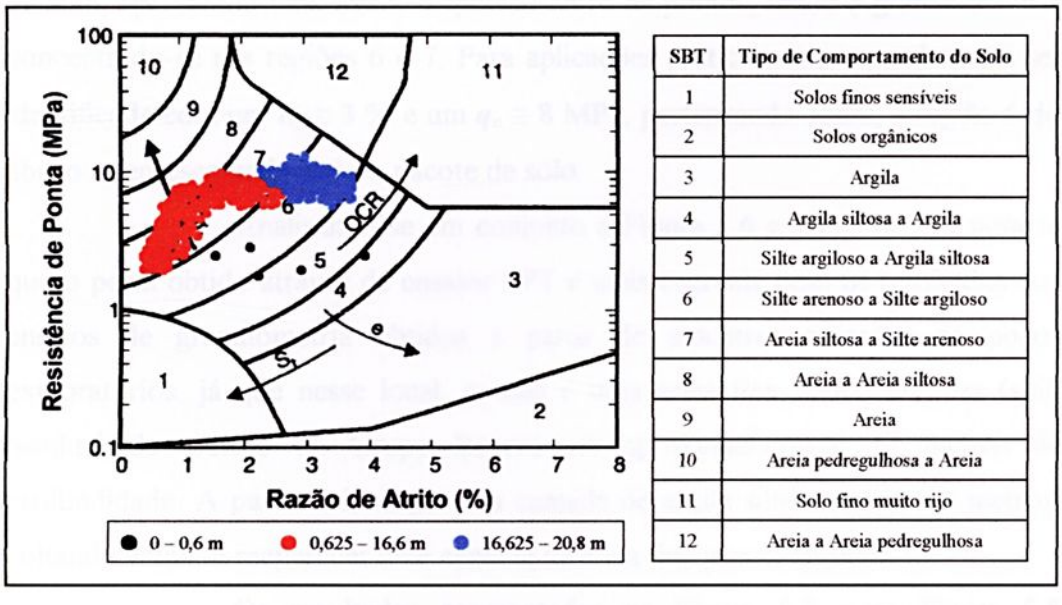


Figura 5.7: Valores mínimos, médios e máximos de R_f, q_c, f_s e o coeficiente de variação (CV) para os 5 ensaios de piezocone realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.

Abaixo dessa camada superficial (Figura 5.7), todos os valores médios referentes às grandezas obtidas pelos ensaios CPTU apresentam uma certa tendência de aumento praticamente linear com a profundidade, aproximadamente com os seguintes valores médios ($R_f \cong 1\%$; $q_c \cong 4$ MPa ; $f_s \cong 0{,}05$ MPa). Utilizando-se o ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986) para esses valores, identifica-se essa camada de solo como sendo uma areia siltosa (***SBT***=7) que se estende até a profundidade de 17,5 m, também identificada pelas sondagens SPT e

SPT-T como sendo uma areia fina pouco argilosa. A partir daí, os valores médios de R_f aumentam ao passo que os de q_c diminuem, indicando uma nova alteração da camada, a qual passa a ser classificada como um silte argiloso (***SBT***=6). O aumento observado nos valores médios e máximos de R_f e q_c próximo aos 13 metros, coincide com a alteração ocorrida quanto ao comportamento do solo (solo arenoso de comportamento laterítico (***LA'***) para não laterítico (***NA'***) – NOGAMI & VILLIBOR, 1981) indicada no perfil obtido pelas sondagens SPT e SPT-T.

No que concerne a classificação dos solos segundo a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986) e com o intuito de melhor visualizar os resultados obtidos por meio de ensaios com os piezocones realizados no campo experimental de Bauru, apresenta-se na Figura 5.8, a interseção dos valores médios de q_c e R_f obtidos pelas sondagens CPTU realizadas, plotados no ábaco de classificação de solos.



SBT	Tipo de Comportamento do Solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a Argila
5	Silte argiloso a Argila siltosa
6	Silte arenoso a Silte argiloso
7	Areia siltosa a Silte arenoso
8	Areia a Areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a Areia
11	Solo fino muito rijo
12	Areia a Areia pedregulhosa

Figura 5.8: Classificação dos solos a partir do ábaco de ROBERTSON et al. (1986) para o solo do campo experimental de Bauru.

Tendo em vista a consideração de toda a espessura das camadas na representação gráfica junto ao ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986), alguns pontos apresentaram-se deslocados em relação à concentração principal dos

valores. Tal fato se explica pela presença de materiais mais resistentes no interior das camadas, pela grande acurácia e quantidade de dados gerados pelo piezocone, além das interrupções ocorridas durante os procedimentos de acoplagem de hastes. No intuito de minimizar a dispersão desses pontos sob a área de projeção das regiões representadas no ábaco, procedeu-se um ajuste desses pontos, de tal forma que se pudesse visualizar melhor a classificação obtida.

A camada superficial do terreno apresentou uma grande dispersão, confirmando os altos índices obtidos para o coeficiente de variação. A espessa camada arenosa teve quase todos os pontos situados na região 7, com alguns valores adentrando as regiões 6 e 8. Vale lembrar que os eventuais picos observados nos gráficos de R_f e q_c, assim como a alteração no comportamento do solo registrada pelo piezocone a cerca de 13 metros de profundidade, são suficientes para gerarem pontos dispersos no ábaco. Já a terceira e última camada de solo, apresentou uma maior dispersão entre os pontos, tendo a grande maioria concentrado-se nas regiões 6 e 7. Para aplicações práticas, essa camada pode ser identificada com um $R_f \cong 3$ % e um $q_c \cong 8$ MPa, pertencendo assim, a região 6 do ábaco e representando todo o pacote de solo.

Analisando-se em conjunto a Figura 5.6 e a Figura 5.7, nota-se que o perfil obtido através de ensaios SPT é mais coerente com os resultados dos ensaios de granulometria obtidos a partir de amostras retiradas de poços exploratórios, já que nesse local, o solo é uma areia fina pouco argilosa (solo residual de arenito do Grupo Bauru) até aproximadamente 17 metros de profundidade. A partir daí, surge uma camada de argila siltosa até os 19 metros, voltando então, a reaparecer uma camada de areia fina pouco argilosa.

Os resultados apresentados na Figura 5.7 e na Figura 5.8 indicam que a utilização do ábaco de classificação proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), identificou o perfil de solo do campo experimental de Bauru como sendo um solo do tipo 7 (areia siltosa) até cerca de 16,7 metros de profundidade. Nesse local, a textura do solo é de uma areia fina pouco argilosa. A partir daí, identificou-se uma camada de espessura pouco superior a 3 metros, como sendo um silte argiloso ($SBT = 6$) e que, na verdade, é uma camada de argila siltosa.



Deve-se destacar aqui, que a proposta desse ábaco é classificar o solo quanto ao seu comportamento, e não quanto à sua textura. Dessa forma, pode-se considerar que os resultados obtidos pela utilização dessa proposta foram bons. Destaca-se, ainda, que os resultados de ensaios com os piezocones realizados nesse local, mostraram que a razão de atrito (R_f) apresenta valores distintos e mais variáveis a partir dos 13 m de profundidade, onde se tem início o horizonte de comportamento não laterítico. Assim, para esse caso, os resultados obtidos mostram que as sondagens CPTU realizadas, foram sensíveis às modificações de comportamento do solo, apresentando potencial para o emprego na caracterização e na previsão do comportamento do mesmo.

5.2.3 - Campo Experimental da Unicamp em Campinas

Adotando a mesma linha de raciocínio utilizada para a interpretação dos resultados dos ensaios realizados no campo experimental de Bauru, apresenta-se na Figura 5.9, os resultados de 9 ensaios com o piezocone, sendo 3 realizados por uma primeira campanha de campo empregando o piezocone sísmico (SCPTU) e os 6 ensaios restantes, executados durante a segunda campanha de campo utilizando o piezocone padrão (CPTU). Não foram considerados os resultados dos ensaios de piezocone "CE 2" a "CE 5" realizados na segunda campanha de campo, em função dos mesmos terem sido executados próximos às estacas já existentes nesse campo experimental (Figura 4.4).

Na Figura 5.9 tem-se representada a granulometria dos solos obtida a partir de ensaios de granulometria conjunta realizados em amostras retiradas de um poço exploratório localizado próximo à região dos ensaios (CARVALHO *et al.*, 2000). Apresenta-se também, o perfil estratigráfico típico obtido por meio de sondagens SPT e SPT-T, realizadas nesse mesmo campo experimental, cujos resultados foram obtidos por PEIXOTO (2001). No perfil das sondagens, encontram-se indicados ainda, os resultados dos ensaios de classificação unificada e MCT.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

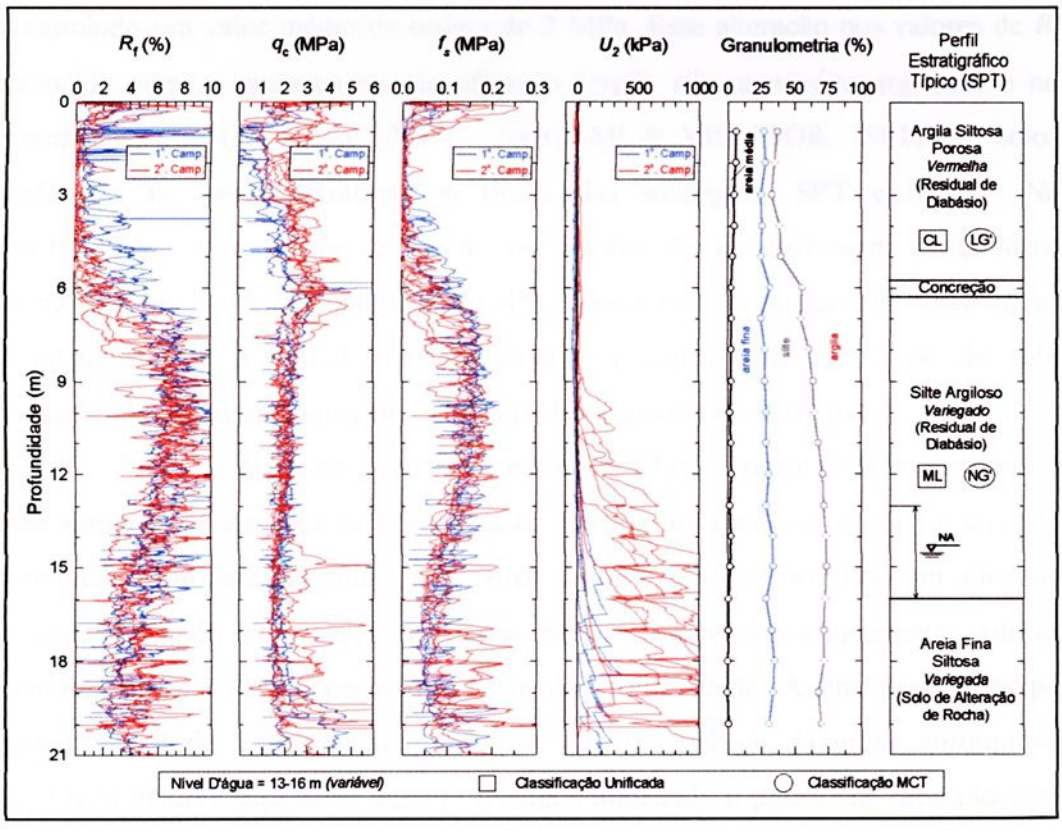


Figura 5.9: Resultado de 9 ensaios CPTU realizados na Unicamp de Campinas.

Na Figura 5.9 pode-se observar até o segundo metro de profundidade, uma maior dispersão entre os valores de R_f e q_c, provavelmente devido a ocorrência de compactação ou ressecamento da camada superficial. A partir daí, e até cerca de 6 m de profundidade, nota-se uma menor dispersão entre os resultados dos ensaios e uma tendência de aumento de q_c , ao passo que f_s mantém-se praticamente constante. Na profundidade aproximada de 6 m, os valores de q_c registram picos, coincidindo com a posição do veio concrecionado identificado no perfil estratigráfico das sondagens SPT e no resultado dos ensaios de granulometria conjunta.

A partir dos 6 m de profundidade, observa-se uma pequena dispersão entre os valores de q_c e f_s, o que permite identificar a profundidade exata onde as camadas passam a apresentar comportamentos distintos. Assim, a cerca de 6,5 m de profundidade, os valores da razão de atrito (R_f) aumentam abruptamente e os da resistência de ponta (q_c) praticamente não variam com a profundidade,

assumindo um valor médio da ordem de 2 MPa. Essa alteração nos valores de R_f coincide com a mudança na classificação (argila siltosa p/ silte argiloso) e no comportamento ((*LG'*) p/ (*NG'*) – NOGAMI & VILLIBOR, 1981) dos solos indicados no perfil estratigráfico típico das sondagens SPT e SPT-T. Na profundidade aproximada de 16 m, os valores de R_f decrescem ainda mais, atingindo um valor aproximado de 4%. Nesta mesma região do subsolo, as sondagens SPT e SPT-T também passam a indicar um novo tipo de solo classificado como uma areia fina siltosa (solo de alteração de rocha).

Ainda na Figura 5.9, entre 9 e 10 m de profundidade, observa-se um aumento na geração da poro-pressão medida utilizando-se graxa na segunda campanha. Em contrapartida, os registros de poro-pressão medidos com glicerina e água destilada na primeira campanha, apenas começaram a apresentar valores maiores do que zero a partir dos 13 m de profundidade. Assim, para o campo experimental de Campinas, constatou-se que o emprego da graxa automotiva registrou valores superiores aqueles medidos utilizando o piezocone saturado com glicerina ou água.

Entretanto, os registros de poro-pressão apresentados não são conclusivos para uma definição correta da posição do nível d'água, uma vez que as sondagens SPT e SPT-T identificaram a posição do mesmo variando entre as profundidades de 13 a 16 m. Tais diferenças de profundidade podem ser atribuídas a variação do nível d'água nos diferentes períodos do ano em que foram realizadas as sondagens. Cabe ressaltar que a determinação da posição exata do nível d'água utilizando o piezocone, depende da completa saturação do piezo-elemento e da existência de uma camada com comportamento drenado para definir uma reta de poro-pressão hidrostática, ou então para permitir a realização de um ensaio de dissipação de poro-pressão, até que se atinja a pressão hidrostática.

Na Figura 5.10 apresentam-se os valores mínimos, médios e máximos obtidos para a razão de atrito (R_f), resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) dos 9 ensaios realizados com o piezocone. Encontram-se indicados também, os valores dos coeficientes de variação (*CV*) obtidos para q_c e f_s, que são indicativos da dispersão desses valores em relação as suas respectivas médias. Ao



lado desses gráficos, tem-se o perfil interpretado médio obtido nos ensaios com o piezocone e o perfil estratigráfico típico obtido a partir de sondagens SPT e SPT-T, já apresentados na figura anterior.

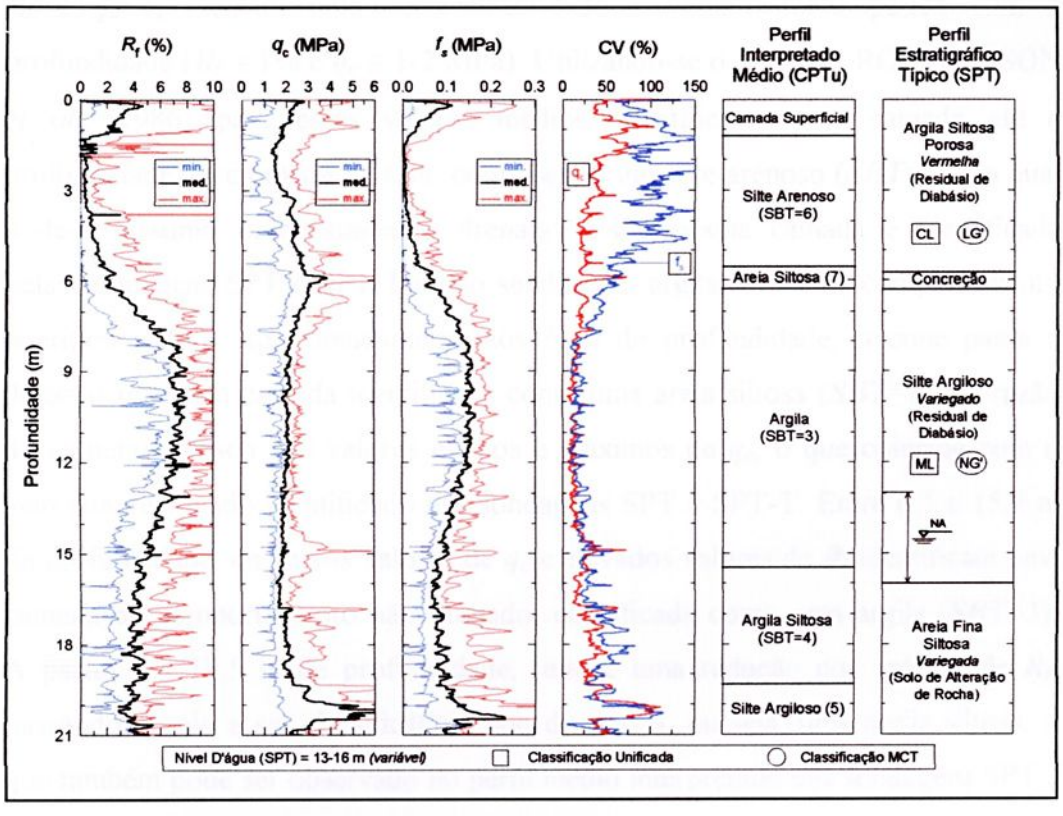


Figura 5.10: Valores mínimos, médios e máximos de R_f, q_c, f_s e o coeficiente de variação (CV) para os 9 ensaios de piezocone realizados no campo experimental da Unicamp de Campinas.

Comparando-se os perfis indicados na Figura 5.10, obtidos por meio de ensaios CPTU e de sondagens SPT, apesar de serem observadas algumas diferenças quanto à classificação textural dos solos, nota-se, inicialmente, uma grande semelhança nos resultados obtidos por estes diferentes ensaios. A cerca de 1,2 m de profundidade, a camada superficial exerce grande influência nos valores médios da razão de atrito e resistência de ponta, proporcionando assim, um aumento exagerado nos valores do coeficiente de variação. Tal camada superficial identificada no perfil médio obtido pelos ensaios CPTU, também não foi

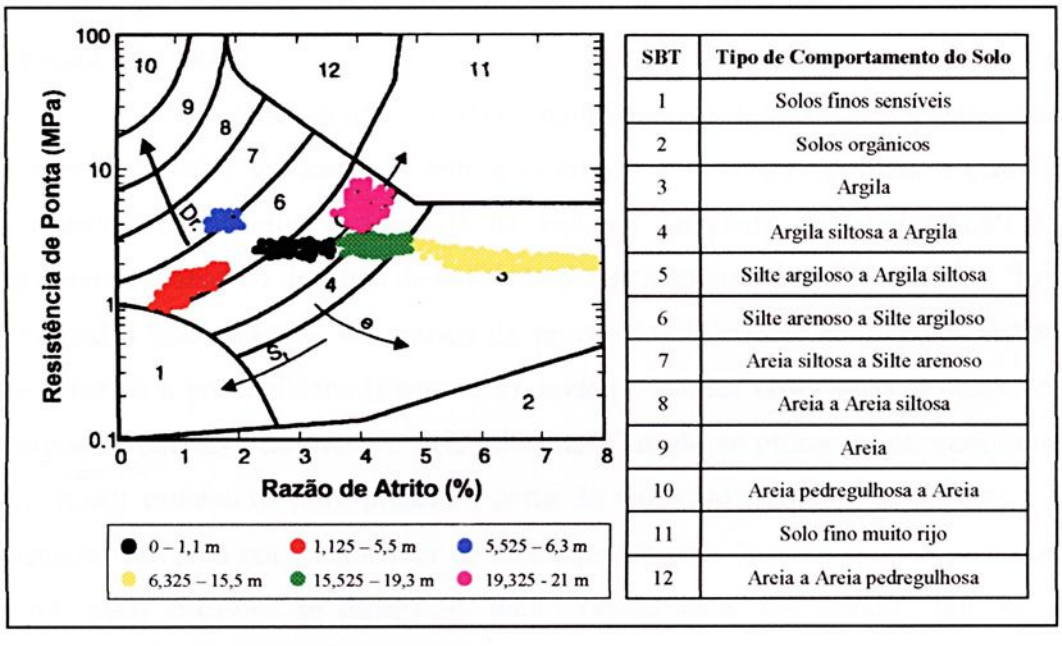
identificada nas sondagens SPT ou SPT-T. O mesmo fato também ocorreu para o campo experimental de Bauru.

Abaixo dessa camada superficial, os valores médios referentes a R_f e q_c apresentam uma certa linearidade e variam muito pouco com a profundidade ($R_f \cong 1\%$ e $q_c \cong$ 1-2 MPa). Utilizando-se o ábaco de ROBERSTSON *et al.* (1986) para esses valores médios, identifica-se uma camada até a profundidade aproximada de 6 m, como sendo um silte arenoso (***SBT***=6), no qual pode-se assumir comportamento drenado. Essa mesma camada é identificada pelas sondagens SPT e SPT-T como sendo uma argila siltosa de comportamento laterítico (***LG'***). Aproximadamente aos 6 m de profundidade, o cone passa a detectar uma fina camada identificada como uma areia siltosa (***SBT***=7) em razão do aumento brusco nos valores médios e máximos de q_c, o que coincide com o veio concrecionado identificado nas sondagens SPT e SPT-T. Entre 6,5 e 15,5 m de profundidade, os baixos valores de q_c e elevados valores de R_f identificam uma camada de comportamento não drenado, classificada como uma argila (***SBT***=3). A partir dos 15,5 m de profundidade, tem-se uma redução nos valores de R_f, passando o solo a ser classificado como do tipo 4, ou seja, uma argila siltosa, o que também pode ser observado no perfil médio interpretado das sondagens SPT e SPT-T, apesar das sondagens apresentarem nomenclaturas distintas para este tipo de solo (areia fina siltosa). A cerca de 19 m de profundidade, os valores de q_c e f_s aumentam, o que indica o aparecimento de uma nova camada, classificada segundo o ábaco de ROBERSTSON *et al.* (1986) como sendo um silte argiloso (***SBT***=5).

Procurando-se seguir a mesma abordagem utilizada na interpretação dos resultados dos ensaios realizados no campo experimental de Bauru, são apresentados na Figura 5.11, a interseção dos valores médios de q_c e R_f, plotados no ábaco de classificação de solos proposto por ROBERTSON *et al.* (1986).

A camada superficial do terreno apresentou uma grande dispersão nos pontos, com valores incidindo nas regiões 5 e 6 do ábaco, razão pela qual foram verificados altos índices para o coeficiente de variação (***CV***). A

camada identificada no ábaco como um silte arenoso, de fato apresentou quase todos os seus pontos situados na região 6, porém com alguns poucos valores adentrando a região 5. A fina camada identificada pelas sondagens SPT e SPT-T como sendo uma concreção e classificada no ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986) como uma areia siltosa, teve seus pontos plotados nas regiões 6 e 7. No entanto, vale lembrar que o aumento observado nos valores de (q_c) devido a existência de uma concreção, é suficiente para gerar pontos dispersos nas regiões do ábaco.



SBT	Tipo de Comportamento do Solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a Argila
5	Silte argiloso a Argila siltosa
6	Silte arenoso a Silte argiloso
7	Areia siltosa a Silte arenoso
8	Areia a Areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a Areia
11	Solo fino muito rijo
12	Areia a Areia pedregulhosa

Figura 5.11: Classificação dos solos a partir do ábaco de ROBERTSON et al. (1986) para o solo do campo experimental de Campinas.

Já os pontos amarelos e verdes representados no ábaco e referentes à espessa camada argilosa do perfil, que varia entre 6,5 a 19,5 m de profundidade, incidem em duas regiões e possibilitam identificar duas camadas distintas: uma argilosa (***SBT***=3) e outra argilo-siltosa (***SBT***=4). Tal fato pode ser explicado pelos diferentes valores de R_f, ao passo que os de q_c mantêm-se praticamente constante com a profundidade (Figura 5.10). Da mesma maneira, a última camada do perfil identificada como um silte argiloso (***SBT***=5), apresenta-se deslocada das camadas anteriores no ábaco em função do aumento observado nos valores médios de q_c, apesar de manterem a mesma tendência para R_f.

Por outro lado, analisando-se em conjunto a Figura 5.9 e a Figura 5.10, observa-se que o perfil obtido a partir de ensaios SPT e SPT-T, representa melhor o solo local, uma vez que as amostras retiradas a partir de poços exploratórios identificaram, até cerca de 6 m de profundidade, uma camada de argila siltosa, porosa, colapsível e com comportamento laterítico. Após essa camada, tem-se uma concreção, e então, surge um solo residual de diabásio, com textura de silte argiloso. A cerca de 16 m de profundidade, as sondagens passam a indicar uma nova camada classificada como uma areia fina siltosa (solo de alteração de rocha).

Nos ensaios SCPTU realizados na primeira campanha, não houve uma maior preocupação com a saturação do elemento poroso, a qual foi realizada com glicerina e água. Já na segunda campanha de ensaios (CPTU), utilizou-se o recurso do filtro de cavidade preenchido com graxa automotiva. Tais resultados encontram-se no gráfico da poro-pressão medida na posição padrão (u_2) *versus* a profundidade (Figura 5.9), onde podem ser observadas as diferentes respostas obtidas pela graxa e pela glicerina. Quando se utiliza graxa, verifica-se um maior excesso de poro-pressão a partir do momento em que o cone começa a penetrar um solo com maior teor de umidade. Observa-se também que, para esse solo, essas pressões se dissiparam muito rapidamente. No entanto, um maior número de ensaios CPTU lado a lado, utilizando-se graxa e glicerina, seriam recomendados para permitir um melhor entendimento da informação obtida, especialmente quando se emprega a técnica simples e econômica do filtro de cavidade com graxa. Se comprovada a eficiência desse recurso, o mesmo poderá facilitar a realização de ensaios com o piezocone em maciços de solos tropicais não saturados.

Um outro aspecto interessante que foi observado para o campo experimental de Campinas, é a tendência das curvas de variação de q_c, f_s e R_f com a profundidade, que possibilitaram a identificação das mudanças ocorridas no comportamento dos solos. A informação obtida com o registro da poro-pressão utilizando-se graxa automotiva, parece ser um recurso interessante para auxiliar a identificação de solos tropicais. Entretanto, algumas adaptações no ábaco de

ROBERTSON *et al.* (1986) se fazem necessárias para que o mesmo possa contemplar esse tipo de solo, o qual ocorre em grande parte do Brasil.

5.2.4 - Campo Experimental da USP em São Carlos

Seguindo a mesma abordagem utilizada para a interpretação dos resultados dos ensaios realizados nos campos experimentais de Bauru e Campinas, apresenta-se, na Figura 5.12, os resultados obtidos a partir de 9 ensaios com o piezocone, sendo 3 deles realizados numa primeira campanha empregando o piezocone sísmico (SCPTU) e os 6 ensaios restantes, executados durante uma segunda campanha que utilizou o piezocone padrão (CPTU).

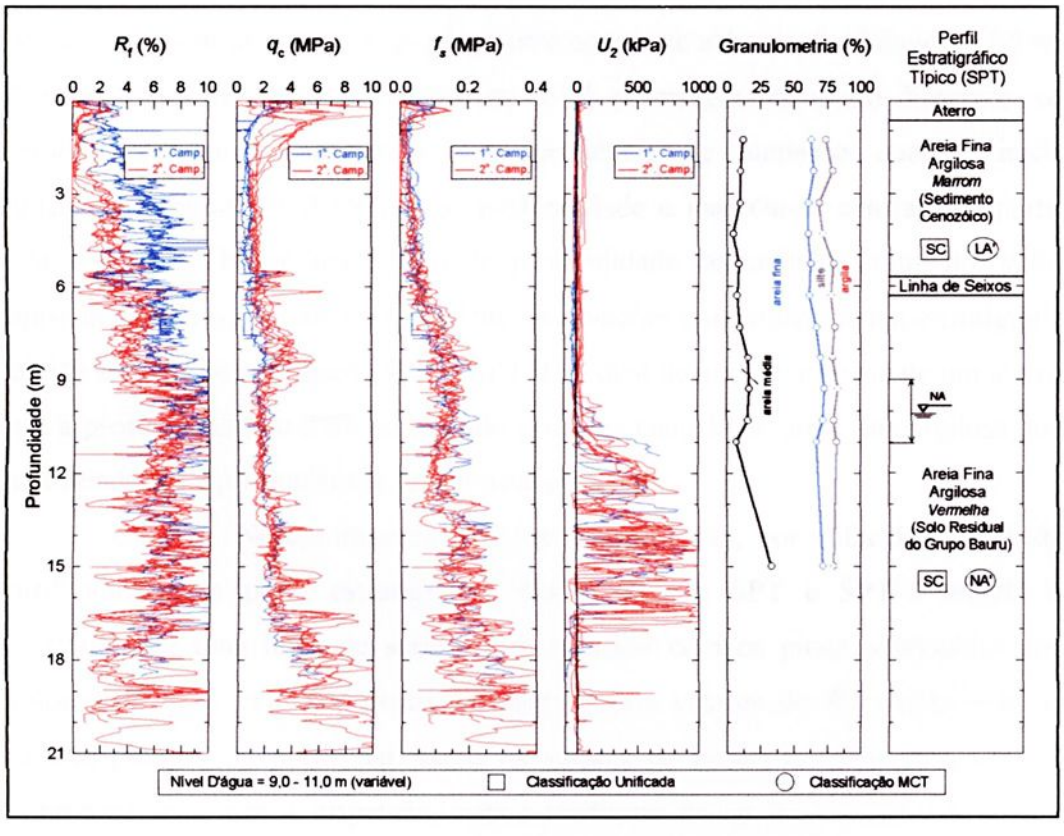


Figura 5.12: Resultado de 9 ensaios CPTU realizados na USP de São Carlos.

Nesta mesma figura, tem-se a granulometria dos solos obtida a partir de ensaios de granulometria conjunta realizados em amostras retiradas de

um poço exploratório localizado próximo à região dos ensaios (CINTRA *et al.*, 1991). Apresenta-se também, o perfil estratigráfico típico obtido a partir de sondagens SPT e SPT-T, anteriormente realizadas nesse mesmo campo experimental, cujos resultados foram obtidos por PEIXOTO (2001). No perfil das sondagens, encontram-se indicadas ainda, as classificações unificada e MCT.

Na Figura 5.12, nota-se inicialmente uma grande variação entre os resultados obtidos para R_f, especialmente até os 9 primeiros metros de profundidade. Tais variações permitem distinguir com exatidão a tendência gerada por cada campanha de campo, o que permite evidenciar a grande variabilidade do solo local, provavelmente devido à ocorrência de aterro, compactação ou ressecamento da camada superficial. A partir do segundo metro de profundidade, os valores de q_c passam a apresentar uma menor dispersão, assumindo um valor médio da ordem de 1,5 MPa, praticamente constante até a profundidade de 5,5 m. Para essa camada, apesar dos valores de R_f permanecerem muito dispersos, os mesmos passam a apresentar uma tendência de aumento que se inicia aproximadamente aos 2 metros de profundidade e mantém-se constante a partir dos 3 m, até chegar aos 5,5 m de profundidade, assumindo assim, um valor aproximado da ordem de 3 a 6 %. Tais observações concordam com a estratigrafia obtida a partir de sondagens SPT e SPT-T, a qual ilustra a existência de um aterro até a profundidade de 0,80 m, seguido por uma camada de areia fina argilosa que se estende até a profundidade aproximada de 5,5 m.

Nestes mesmos gráficos (Figura 5.12), por volta dos 5,5 m de profundidade, o perfil estratigráfico das sondagens SPT e SPT-T mostra a existência de uma linha de seixos, que coincide com os picos observados nos valores de q_c e pela depressão apresentada nos valores de R_f, exatamente na mesma posição. A partir daí, tanto os valores de q_c como os de f_s passam a apresentar uma menor dispersão, com a tendência de um ligeiro aumento com a profundidade.

Outro aspecto importante a ser destacado nos ensaios com o piezocone realizados nessa área, são os aumentos observados nos registros das poro-pressões (u_2). Tais aumentos, se iniciam a uma profundidade de

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

aproximadamente 10 m para a primeira campanha de ensaios e a cerca de 10,5 m de profundidade para a segunda campanha (Figura 5.12). Tal fato pode ser um indicativo da presença do nível d'água próximo a essa profundidade, visto que no perfil estratigráfico típico obtido pelas sondagens SPT e SPT-T, o mesmo se encontra variando entre 9 a 11 m de profundidade.

Nestes ensaios, utilizou-se glicerina e graxa automotiva nos ensaios realizados pela primeira e pela segunda campanha de campo, respectivamente. Mostra-se também, neste mesmo gráfico (Figura 5.12), que o excesso de poro-pressão medido utilizando a graxa é mais intenso do que o registrado utilizando-se glicerina. Entretanto, a partir dos resultados de ensaios de laboratório realizados por GIACHETI (2001b), constatou-se que ao se utilizar graxa automotiva, tem-se uma resposta mais lenta do transdutor de poro-pressão. Assim, novos estudos com esse recurso de saturação devem ser realizados para se procurar explicar melhor as diferenças observadas entre os resultados desses ensaios.

Na Figura 5.13 apresentam-se os valores mínimos, médios e máximos obtidos para a razão de atrito (R_f), resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) dos 9 ensaios realizados com o piezocone. Encontram-se indicados também, os valores dos coeficientes de variação (CV) obtidos para q_c e f_s, que são indicativos da dispersão desses valores em relação as suas respectivas médias. Ao lado desses gráficos, tem-se o perfil interpretado médio obtido pelos ensaios com o piezocone e o perfil estratigráfico típico obtido por meio de sondagens SPT e SPT-T, já apresentados na figura anterior.

Comparando-se os perfis obtidos pelos ensaios CPTU e pelas sondagens SPT e SPT-T, nota-se uma semelhança nos resultados gerados pelos diferentes ensaios, especialmente no que tange à disposição das camadas no subsolo. Assim, ambos os ensaios identificaram uma pequena camada superficial, de aproximadamente 0,80 m de espessura, como sendo um aterro. Porém, em alguns locais dessa área, essa camada pode se tratar apenas de um material com as mesmas características da camada de areia argilosa, só que mais ressecada ou mais compacta.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

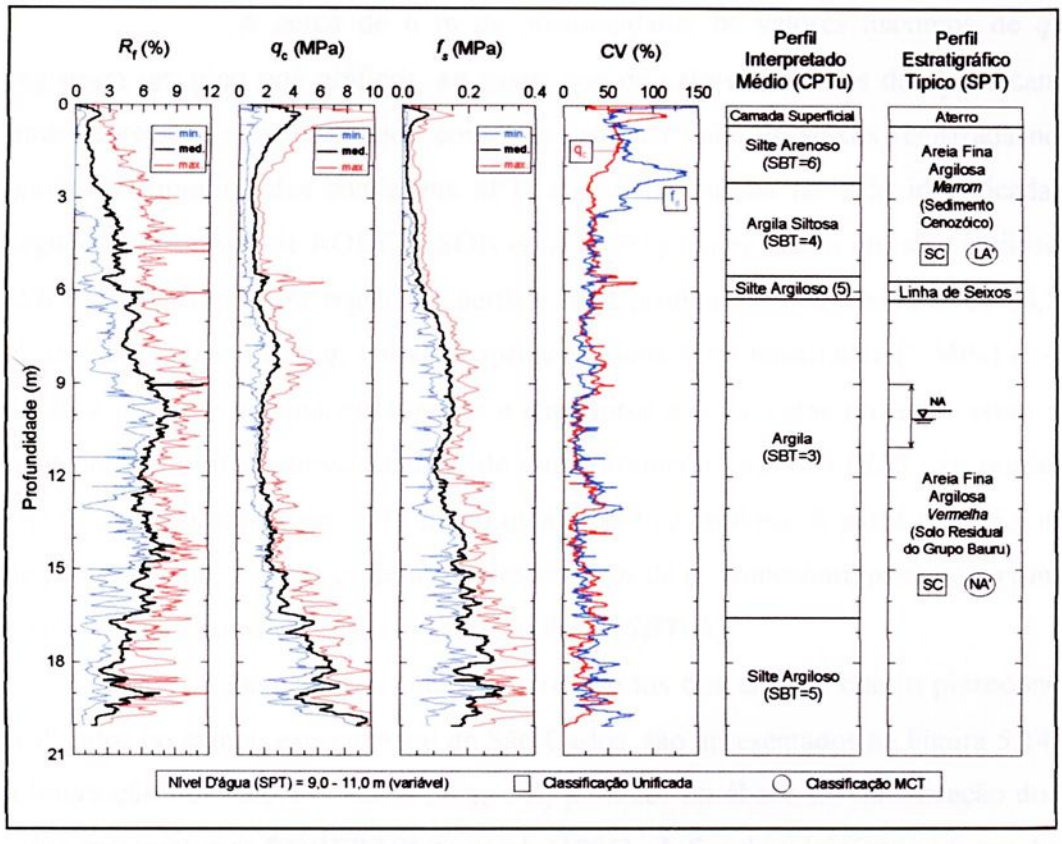


Figura 5.13: Valores mínimos, médios e máximos de R_f, q_c, f_s e o coeficiente de variação (CV) para os 9 ensaios de piezocone realizados no campo experimental da USP de São Carlos.

Ultrapassando essa primeira camada, nota-se uma certa linearidade nos gráficos representativos da resistência de ponta ($q_c \cong 2$ MPa) até a profundidade aproximada de 5,5 metros. No entanto, as variações observadas nos valores da razão de atrito (R_f) são suficientes para que se identifique, segundo a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986), a ocorrência de duas camadas distintas. Assim, entre as profundidades de 0,8 a 2,5 m, a razão de atrito é relativamente baixa (aproximadamente 1,5 %), indicando uma região com comportamento característico de um silte arenoso (*SBT*=6). A partir daí, nota-se um aumento nos valores de R_f que chegam a atingir patamares superiores a 4 %, indicando uma alteração no comportamento do solo e caracterizando a ocorrência de uma camada de argila siltosa (*SBT*=4).

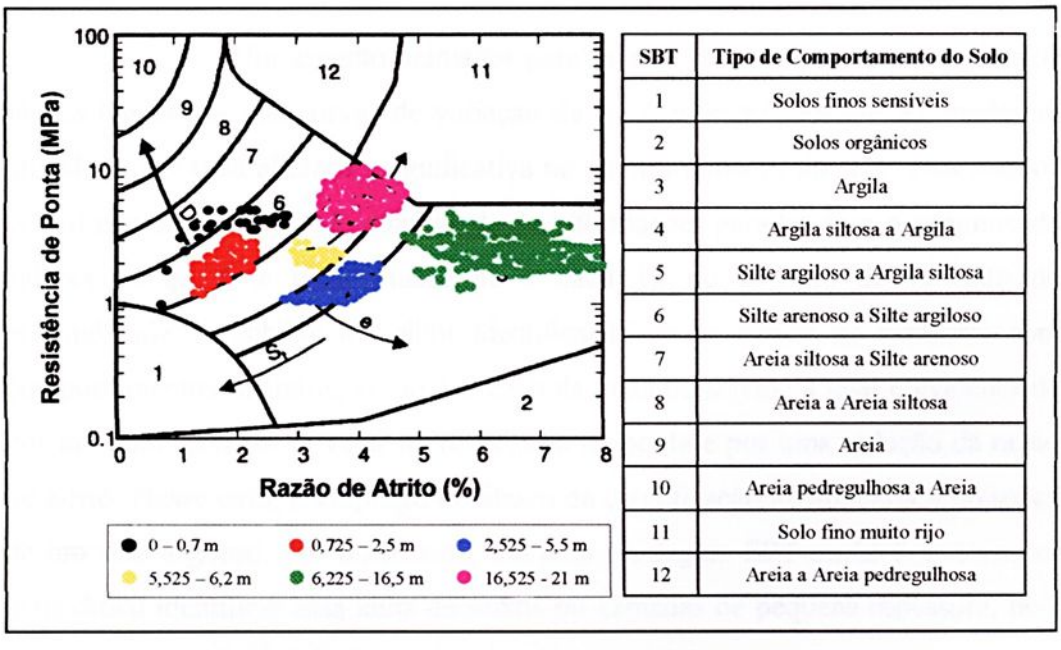
A cerca de 6 m de profundidade, os valores máximos de q_c registram um pico nos gráficos, ao passo que os valores mínimos de R_f indicam uma depressão, o que coincide com a posição da linha de seixos registrada no perfil estratigráfico das sondagens SPT, apesar da mesma ter sido identificada, segundo a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986), como sendo um silte argiloso (***SBT***=5). Abaixo dessa região do perfil e até a profundidade aproximada de 16,5 m, os valores médios de q_c voltam a apresentar uma certa linearidade (2 MPa) e os de R_f a alcançar patamares elevados e superiores a 6 %, caracterizando assim a ocorrência de uma espessa camada de comportamento argiloso (***SBT***=3), porém identificada nas sondagens SPT como uma areia fina argilosa. A partir dos 16,5 m de profundidade, os valores de R_f decrescem e os de q_c aumentam, passando assim o solo a ser identificado como um silte argiloso (***SBT***=5).

Para ilustrar melhor os resultados dos ensaios com o piezocone realizados no campo experimental de São Carlos, são apresentados na Figura 5.14, a interseção dos valores médios de q_c e R_f plotados no ábaco de classificação dos solos proposto por ROBERTSON *et al.* (1986). A fim de minimizar a dispersão desses pontos nesse ábaco, procedeu-se um ajuste dos mesmos, de tal forma que se pudesse visualizar melhor a classificação obtida, conforme já descrito anteriormente.

A camada superficial do terreno proporcionou uma grande dispersão nos pontos, com valores incidindo nas regiões 6 e 7 do ábaco, uma das razões pela qual foram verificados coeficientes de variação (***CV***) elevados. A camada classificada no ábaco como um silte arenoso (entre 0,725 a 2,5 m de profundidade), de fato apresentou quase todos os seus pontos situados na região 6. O mesmo também ocorreu com a região do maciço classificada como uma argila siltosa (entre 2,525 a 5,5 m de profundidade), porém com alguns pontos adentrando a região 3. A fina camada identificada pelas sondagens SPT e SPT-T como sendo uma linha de seixos e classificada no ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986) como um silte argiloso, teve todos os pontos caindo na região 5 do ábaco. Após essa camada, ou seja, entre 6,2 a 16,5 m de profundidade, os valores representativos do coeficiente de variação tanto para q_c como para f_s foram baixos

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

(≅20%), o que explica a incidência de quase todos os pontos referentes à espessa camada argilosa do perfil, na região 3 do ábaco. Da mesma maneira, a última camada do perfil classificada como um silte argiloso, apresenta-se mais deslocada das demais camadas no ábaco, porém com a grande maioria dos pontos indicados na região 5 do mesmo.



SBT	Tipo de Comportamento do Solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a Argila
5	Silte argiloso a Argila siltosa
6	Silte arenoso a Silte argiloso
7	Areia siltosa a Silte arenoso
8	Areia a Areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a Areia
11	Solo fino muito rijo
12	Areia a Areia pedregulhosa

Figura 5.14: Classificação dos solos a partir do ábaco de ROBERTSON et al. (1986) para o solo do campo experimental de São Carlos.

Ainda segundo esse ábaco, a maior parte do solo que ocorre nesse local pode ser classificada como um material de comportamento não drenado. Entretanto, a partir de ensaios de campo e laboratório, sabe-se que este solo apresenta comportamento drenado. Tal fato também pode ser constatado, analisando-se o gráfico de dissipação do excesso de poro-pressão gerado durante a penetração do piezocone, o qual dissipa muito rapidamente, indicando que esse material apresenta comportamento drenado. Evidencia-se assim, a necessidade de adequar esse ábaco de classificação para que o mesmo possa contemplar solos com tais características.

Também para o campo experimental de São Carlos, observando-se a Figura 5.12 e a Figura 5.13, nota-se que o perfil obtido a partir de sondagens

SPT e SPT-T representa melhor o solo local, uma vez que as amostras retiradas de poços exploratórios, identificaram uma camada de areia argilosa de comportamento laterítico (Sedimento Cenozóico) até aproximadamente 5,5 m de profundidade. A partir daí, surge uma outra camada, de areia argilosa (solo residual de arenito do Grupo Bauru), separada da camada superior por uma linha de seixos.

Um aspecto animador para que se procure adaptar esses ábacos são as tendências das curvas de variação de q_c, f_s e, especialmente R_f, mudarem quando existe uma alteração significativa no comportamento do solo. Nos ensaios com o piezocone, a grande quantidade de informações geradas com o conjunto de valores de q_c, f_s e u, normalmente a cada 10 ou 25 mm de variação de profundidade, possibilita a melhor identificação da existência de materiais com comportamentos distintos, como é o caso da linha de seixos, a qual é evidenciada por um pico elevado no valor da resistência de ponta e por uma redução da razão de atrito. Nesse caso, o emprego do ábaco de classificação identificaria a presença de um silte argiloso. Por outro lado, em uma sondagem SPT ou SPT-T, torna-se mais difícil identificar essa linha de seixos ou camadas de pequena espessura, pois tais sondagens só amostram os solos nos 450 mm iniciais de cada metro.

5.2.5 - Principais Aspectos

De posse dos resultados das investigações realizadas em todos os campos experimentais (Bauru, Campinas e São Carlos) e com o intuito de analisar e discutir detalhadamente a aplicabilidade dos ensaios de piezocone para a identificação do perfil estratigráfico do subsolo a partir do ábaco de classificação proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), serão apresentados 3 pares de ensaios de piezocone e sondagens de simples reconhecimento, representativos de todo o conjunto de ensaios realizados em cada campo experimental. Dentro deste enfoque e visando estabelecer comparações entre os resultados obtidos para cada um desses diferentes ensaios, foram selecionados os ensaios de piezocone mais próximos das sondagens de simples reconhecimento (SPT ou SPT-T).

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Procurou-se também selecionar, as sondagens CPTU realizadas em regiões ausentes de qualquer interferência, como por exemplo, a presença de alguma estaca ou furo próximos à região dos ensaios.

A Figura 5.15, Figura 5.16 e Figura 5.17 mostram, respectivamente, os resultados interpretados dos ensaios de piezocone "CB1", "CE9" e "USP-4" realizados nos campos experimentais de Bauru, Campinas e São Carlos. A partir da interpretação dos valores da resistência de ponta (q_c), razão de atrito (R_f) e utilizando o ábaco de classificação de solos proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), identificou-se o perfil estratigráfico, o qual está representado ao lado dos perfis obtidos a partir das sondagens de simples reconhecimento "S-3", "SP.1" e "SP.03".

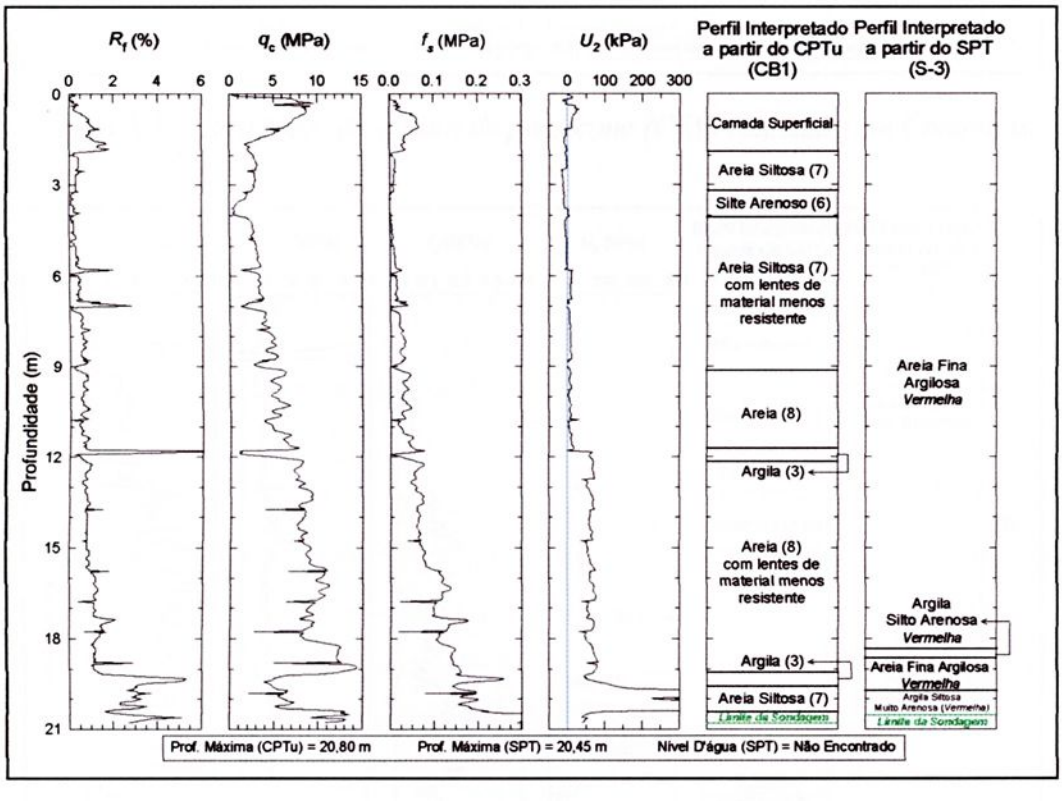


Figura 5.15: Resultado do ensaio de piezocone (CB1) realizado em Bauru.

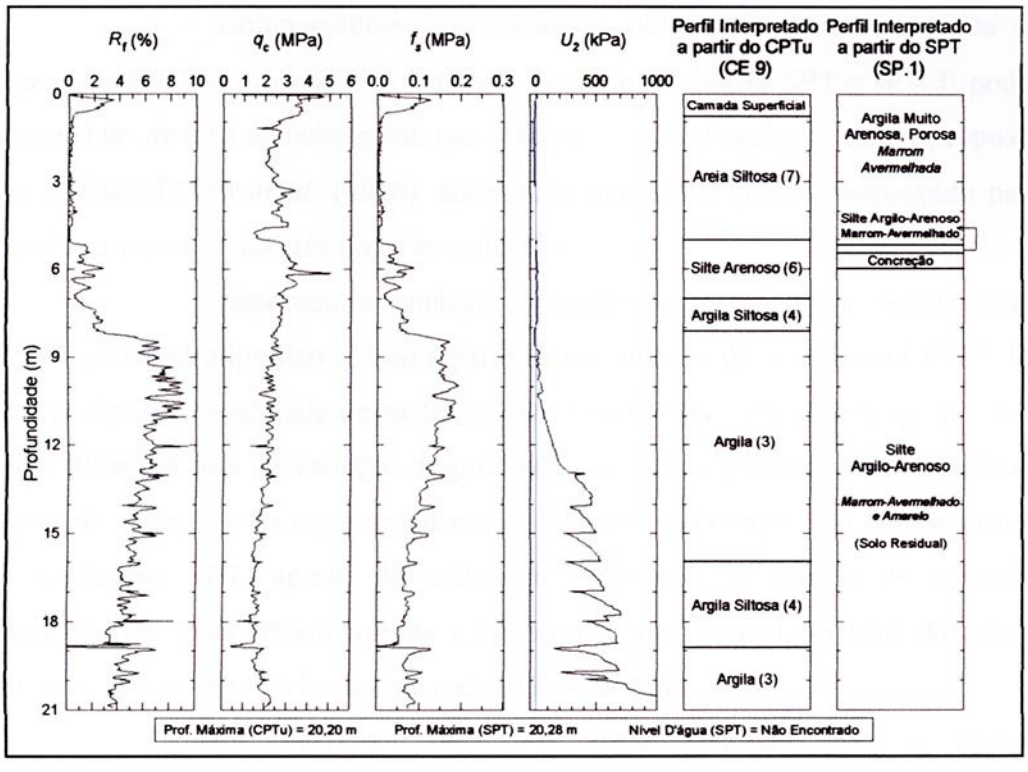


Figura 5.16: Resultado do ensaio de piezocone (CE9) realizado em Campinas.

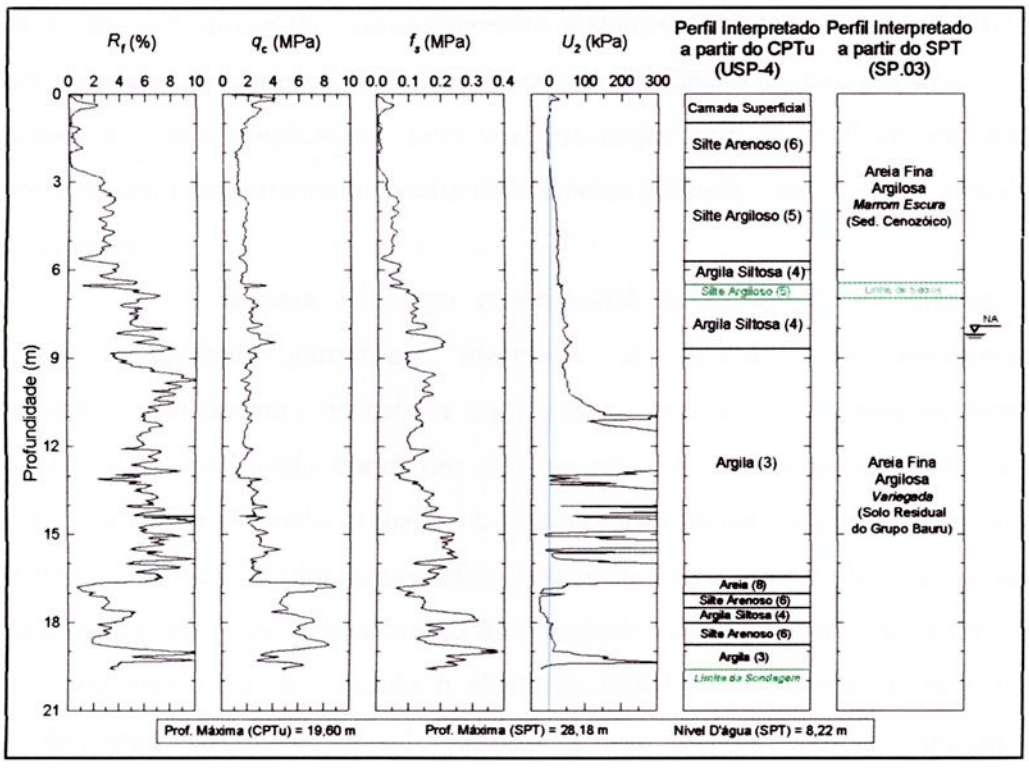


Figura 5.17: Resultado do ensaio de piezocone (USP-4) realizado em São Carlos.

Comparando-se os resultados obtidos a partir de ensaios de piezocone (CPTU) com aqueles obtidos a partir de sondagens SPT e SPT-T, pode-se concluir, de uma maneira geral, que o ábaco de classificação dos solos proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), apresentou limitações quando empregado para classificar os solos das três áreas investigadas.

Observou-se também, a existência de um maior detalhamento para o perfil estratigráfico obtido a partir dos resultados de sondagens CPTU. Tal fato se deve a capacidade dessa ferramenta registrar as variações de q_c, f_s e u a cada 10 ou 25 mm de variação de profundidade, sendo portanto, mais sensível a possíveis variações no comportamento do material penetrado. Em contrapartida, as sondagens SPT, apesar de utilizarem amostrador e energia de cravação padronizados, possibilitam apenas a observação táctil-visual do solo durante a penetração dos 450 mm iniciais de cada metro sondado.

Os melhores resultados foram obtidos para o campo experimental de Bauru, onde apesar do ábaco proposto por ROBERTSON *et al.* (1986) não identificar a textura do solo, esta proposta possibilitou identificar horizontes que apresentam comportamento distintos. Os bons resultados obtidos para o campo experimental de Bauru ocorreram em função da geologia dessa área apresentar maior simplicidade, uma vez que nesse local o perfil estratigráfico apresenta um comportamento predominantemente arenoso, com poucas variações de camadas.

Já para o campo experimental de Campinas, os ensaios de piezocone também permitiram identificar as camadas que apresentam comportamento distinto, ou seja, a argila siltosa, porosa e com comportamento laterítico foi identificada como um silte arenoso, o qual pode-se admitir que possui um comportamento drenado. A concreção foi identificada como uma areia siltosa e a camada de silte argiloso foi identificada como uma argila. Novamente, fica evidente aqui, que a classificação dos resultados obtidos a partir de ensaios de piezocone interpretados segundo o ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986), não possibilitaram classificar o solo quanto a sua textura, mas permitiram a identificação de solos com comportamentos distintos, razão pela qual esses

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

autores deixam claro que a base dessa proposta é a de identificar o tipo de comportamento do solo, representado por um número chamado de ***SBT*** *(Soil Behavior Type*). Dessa forma, pode-se relacionar o ensaio de piezocone como sendo uma ferramenta capaz de estabelecer uma classificação qualitativa do subsolo, pois o mesmo apresenta uma excelente resposta de seus sensores a medida que os mesmos atravessam camadas distintas no subsolo.

A maior limitação da proposta de ROBERTSON *et al.* (1986) foi observada para o campo experimental de São Carlos. Nesse local, a interpretação dos resultados dos ensaios obtidos pelo piezocone indicou comportamento não drenado para certos tipos de solos, os quais, como já se sabe, apresentam comportamento drenado, resultando assim, uma abordagem incorreta para estimativa de parâmetros de projeto.

Dessa maneira, os resultados apresentados mostram a necessidade de uma adaptação no ábaco de classificação de ROBERTSON *et al.* (1986) para que o mesmo possa contemplar solos tropicais, o que certamente, não será uma tarefa fácil e necessitará de uma maior quantidade de dados. Enquanto isso não é possível, recomenda-se a utilização dos ensaios de piezocone voltados à determinação das diferentes camadas existentes no subsolo, uma vez que todos os resultados analisados neste trabalho ilustram a potencialidade desse ensaio para tal finalidade.

Quando se pretender analisar mais rigorosamente o subsolo a partir de uma melhor identificação do perfil estratigráfico, pode-se então implantar um programa de amostragem do solo utilizando amostradores especiais que atualmente são capazes de se adaptarem aos equipamentos utilizados nos ensaios com o piezocone, como por exemplo, o amostrador da *Geoprobe*®. Nesse contexto, as exatas regiões do perfil onde seriam realizados os procedimentos de amostragem seriam definidas de acordo com as análises qualitativas fornecidas pelas sondagens CPTU.

Quando o nível d'água é atingido, o ensaio de dissipação do excesso de poro-pressão também se apresenta como um recurso interessante para dirimir dúvidas quanto ao comportamento drenado ou não-drenado do solo. Para

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

solos tropicais, onde é comum se encontrar um nível d'água profundo, a utilização do filtro de cavidade preenchido com graxa parece ser um recurso que, após um melhor entendimento de seu comportamento, poderá ser muito útil em sondagens com o piezocone.

5.3 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos

5.3.1 - Considerações Iniciais

No intuito de possibilitar uma avaliação preliminar da estimativa de parâmetros geomecânicos dos solos por meio de resultados gerados com o piezocone nos três campos experimentais, será utilizado o *software* CPTINT5, desenvolvido por CAMPANELLA (1998). Os parâmetros obtidos com a utilização desse *softwar*e serão apresentados, discutidos e comparados com outros resultados de ensaios de campo e laboratório, já disponíveis para essas áreas.

5.3.2 - Campo Experimental da Unesp em Bauru

A Figura 5.18 apresenta os gráficos obtidos para a variação do peso específico natural do solo (γ_{nat}), a porcentagem de partículas menores que 0,075 mm (***FC***) e o ângulo de atrito interno (ϕ). Tais parâmetros foram estimados utilizando-se o *software* CPTINT5 e a partir da média de três ensaios com o piezocone padrão (CPTU), realizados durante a segunda campanha de ensaios no campo experimental de Bauru. Nesta mesma figura, tem-se o perfil interpretado médio baseado em ensaios com o piezocone e o perfil estratigráfico típico obtido a partir de sondagens SPT e SPT-T, anteriormente realizadas nessa mesma área. No perfil das sondagens, encontram-se indicados ainda, os resultados dos ensaios de classificação unificada e MCT que identificam as alterações ocorridas no comportamento dos solos.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

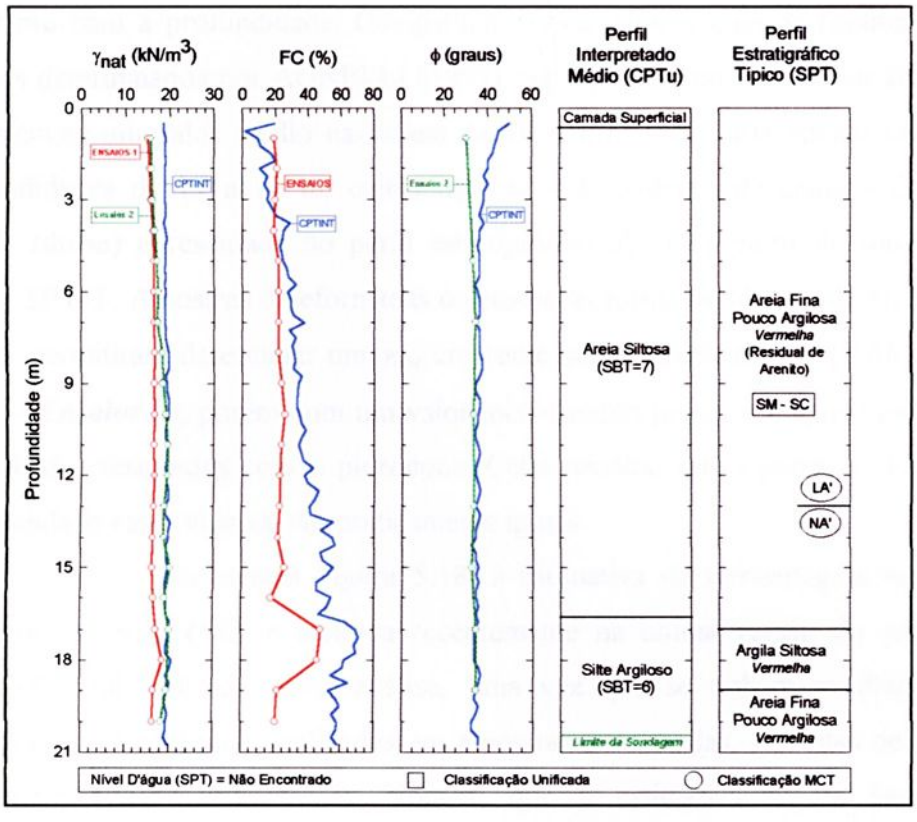


Figura 5.18: Comparação entre os parâmetros estimados a partir de resultados de ensaios CPTU e de laboratório realizados em Bauru.

A estimativa do γ_{nat} do solo foi realizada com base no ábaco de classificação de ROBERTSON *et al.* (1986), utilizando-se novamente o tipo de solo (***SBT***) e os valores obtidos para a resistência de ponta (q_c) e razão de atrito (R_f) para a definição do γ_{nat}. A estimativa da porcentagem de partículas menores que 0,075 mm (***FC***), foi realizada a partir dos valores de (***Ic***), *material index* (JEFFERIES & DAVIES, 1993), segundo a proposta de DAVIES (1999), o qual estabeleceu essa correlação para solos de campos experimentais e barragens de rejeitos do Canadá. O ângulo de atrito interno (ϕ), foi estimado utilizando-se a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a), que relaciona a resistência de ponta (q_c) com a tensão vertical efetiva do solo (σ'_v).

Analisando-se a Figura 5.18, nota-se que os valores estimados para o γ_{nat} resultaram em um valor médio próximo aos 19 kN/m^3, praticamente

constante com a profundidade. Comparando esses valores com os resultados de ensaios determinados por AGNELLI (1997), representado no gráfico por ***Ensaios 1***, obtém-se um valor médio na ordem de 16 kN/m^3, que varia apenas entre as profundidades de 17 a 19 m, coincidindo com a mudança da camada de solo (argila siltosa) apresentada no perfil estratigráfico obtido a partir de sondagens SPT e SPT-T. Amostras indeformadas coletadas na forma de blocos, de metro em metro, permitiram determinar um γ_{nat} crescente com a profundidade (YAMADA, 1999 – ***Ensaios 2***), porém com um valor médio muito próximo daquele estimado a partir dos resultados com o piezocone. Cabe ressaltar que a partir de 10 m de profundidade esses valores são praticamente iguais.

Na mesma Figura 5.18, a estimativa da porcentagem de finos presentes no solo (***FC***) e incluída recentemente na última versão do *software* CPTINT5, foi utilizada nesta análise, uma vez que se tinham resultados de granulometrias conjuntas realizadas em amostras deformadas, retiradas de metro em metro (AGNELLI, 1997). Nota-se que a estimativa obtida para ***FC*** empregando-se este *software,* levou a uma porcentagem de finos praticamente crescente com a profundidade, iniciando com um valor médio na ordem de 10 % e finalizando a estimativa com valores próximos aos 60 %. Por volta dos 17 a 19 m de profundidade, observa-se um aumento nos valores de ***FC***, o que coincide novamente com a profundidade onde se tem uma camada de argila siltosa. Da mesma forma, os resultados de ensaios de granulometria conjunta também indicaram que a porcentagem de finos que ocorre nesse solo varia entre 20 e 30 %, passando para 50 % no horizonte de argila siltosa. De uma maneira geral, analisando-se as curvas de ***FC*** *versus* a profundidade, observa-se que a proposta de DAVIES (1999) não apresentou uma estimativa adequada para a porcentagem de finos presentes nesse solo.

A estimativa do ângulo de atrito interno (ϕ) a partir da proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983), foi comparada com os valores do ângulo de atrito determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras indeformadas, retiradas por meio de poço exploratório aberto nesse local (YAMADA, 1999 – ***Ensaios 2***). Assim, observa-se na Figura 5.18, que a

unesp

estimativa do ângulo de atrito interno se aproxima dos valores obtidos em laboratório, o que só não ocorreu na camada superficial, onde se tem um material que provavelmente sofreu compactação e/ou ressecamento.

Na Figura 5.19, têm-se as variações dos índices N_{60} e $N1_{60}$ do SPT e do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}), determinado a partir dos resultados de ensaios *cross-hole*. Esses parâmetros foram comparados com aqueles calculados utilizando-se o *software* CPTINT5, baseado na proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983), para todos os três ensaios de piezocone realizados nesse campo experimental.

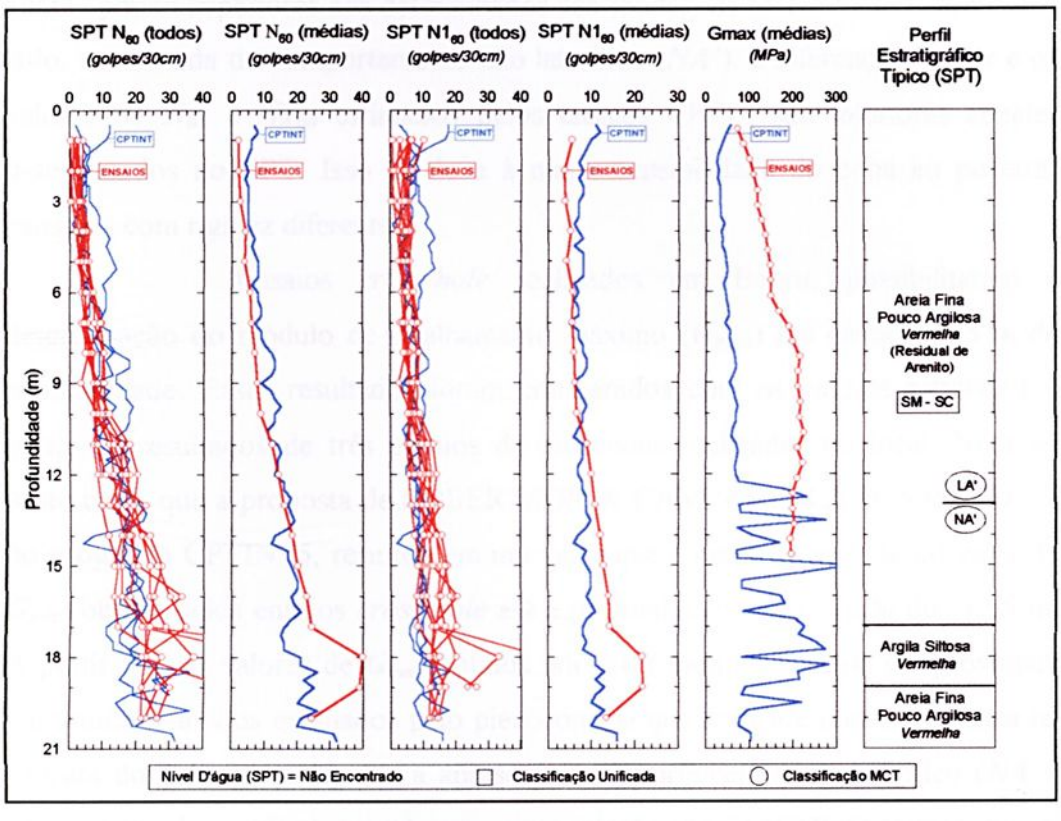


Figura 5.19: Comparação entre os parâmetros estimados a partir de resultados de ensaios de campo (CPTU, Cross-Hole e SPT-T) realizados em Bauru.

Para permitir a comparação dos valores de N_{60} do SPT, fez-se a normalização da energia assumindo, para os ensaios realizados nos três campos experimentais, uma eficiência de 72%. Esta eficiência é típica para ensaios SPT

realizados segundo a prática brasileira (QUARESMA *et al.*, 1998) e está de acordo com a eficiência determinada em ensaios SPT-T, realizados por PEIXOTO (2001), no campo experimental de Campinas.

Também nesse caso, observa-se uma grande dispersão nos resultados de N_{60} e $N1_{60}$, tanto para os valores determinados a partir de ensaios SPT, como para aqueles estimados a partir de dados gerados pelo piezocone (CPTU). Entretanto, quando se comparam os valores médios obtidos para esses mesmos índices, constata-se que as estimativas foram bastante razoáveis na camada de comportamento laterítico (***LA'***), com valores estimados pelos ensaios CPTU pouco superiores aos determinados nas sondagens SPT e SPT-T. Por outro lado, na camada de comportamento não laterítico (***NA'***), a diferença é maior e os valores de N_{60} e $N1_{60}$ estimados pelos ensaios CPTU, são inferiores àqueles determinados no SPT. Isso se deve à maior sensibilidade do cone ao penetrar camadas com rigidez diferentes.

Ensaios *cross-hole* realizados em Bauru, possibilitaram a determinação do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) até cerca de 15 m de profundidade. Esses resultados foram comparados com os valores estimados a partir de resultados de três ensaios de piezocone realizados no local. Nota-se, neste caso, que a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) utilizada no programa CPTINT5, resultou em um valor que é cerca da metade do valor de G_{max} obtido pelos ensaios *cross-hole* até a profundidade aproximada dos 12,5 m. A partir daí, os valores de G_{max} obtidos por estes mesmos ensaios se aproximam um pouco mais dos estimados pelo piezocone, o que coincide com a mudança na camada do solo, a qual passa a apresentar comportamento não laterítico (***NA'***). Esses resultados estão de acordo com as conclusões de GIACHETI (1991), o qual atribuiu a cimentação provocada por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio originados pelo processo de laterização, essa elevada rigidez à baixa amplitude (G_{max}). Em ensaios de penetração, como o SPT e CPT, essa fraca cimentação, só sensível a baixas amplitudes, não é notada, razão pela qual se tem uma diferença muito grande para a estimativa desse parâmetro. O emprego de uma nova

unesp

correlação, que considere além da textura, as características genéticas do solo, é a forma mais adequada para solucionar esse problema.

5.3.3 - *Campo Experimental da Unicamp em Campinas*

Da mesma maneira que foi apresentado para o campo experimental de Bauru, tem-se na Figura 5.20, os gráficos da variação do peso específico natural do solo (γ_{nat}), a porcentagem de finos menores que 0,075 mm (FC) e o ângulo de atrito interno (ϕ). Estes parâmetros também foram estimados utilizando-se o *software* CPTINT5, a partir da média de seis ensaios realizados com o piezocone padrão (CPTU) no campo experimental de Campinas.

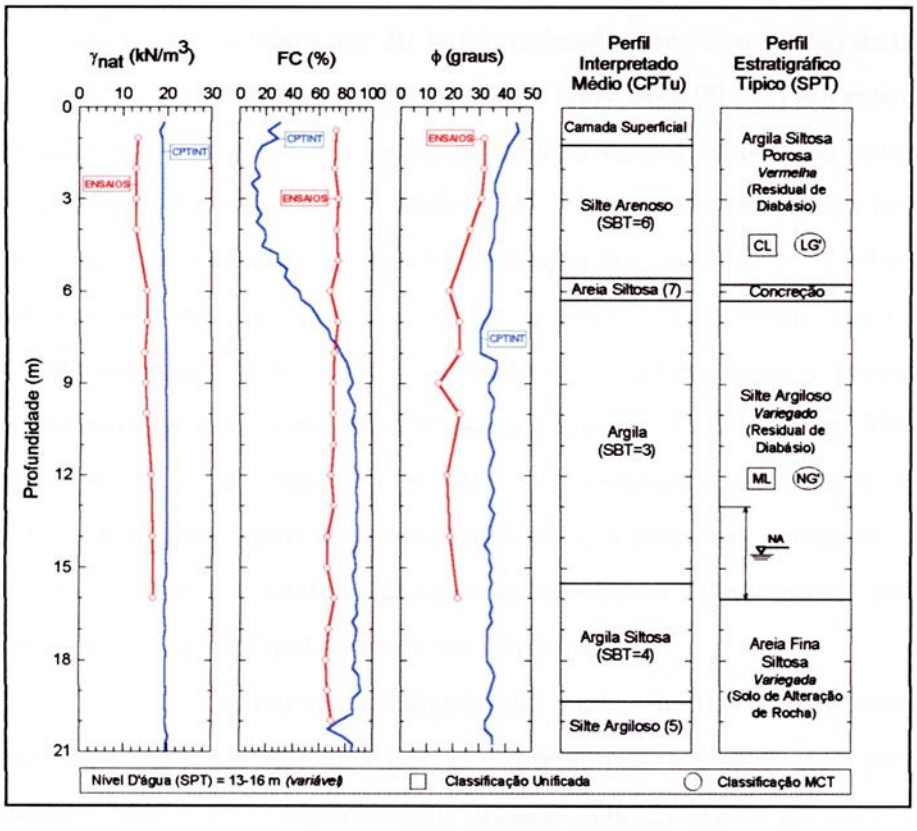


Figura 5.20: Comparação entre os parâmetros estimados a partir de resultados de ensaios CPTU e de laboratório realizados em Campinas.

Observa-se na Figura 5.20, que o valor do γ_{nat} estimado pela proposta de ROBERTSON *et al.* (1986), resultou em um valor médio pouco superior a 19 kN/m^3, quase constante com a profundidade. Esse valor é muito superior àqueles determinados a partir de amostras indeformadas retiradas na forma de blocos (CARVALHO *et al.*, 2000), onde o γ_{nat} foi crescente com a profundidade, iniciando com um valor próximo de 13 kN/m^3 e chegando a quase 17 kN/m^3 (aproximadamente aos 16 m de profundidade). Esses resultados mostram que a estimativa do peso específico natural do solo a partir de dados de piezocone, foi inapropriada. Isso se deve à elevada porosidade da camada argilosa, identificada pelo CPTU como um silte arenoso (***SBT***=6).

Na mesma Figura 5.20, a estimativa da porcentagem de finos (silte e argila) presentes no solo (***FC***), utilizando-se o *software* CPTINT5, resultou num valor próximo de 20 % nos primeiros metros, crescendo quase linearmente até assumir um valor próximo aos 80 % (aproximadamente 2 m abaixo da camada concrecionada). A partir daí, ***FC*** ficou variando entre 80 e 90 %. Para esse campo experimental, os resultados não estão de acordo com a textura do solo local, indicando assim, que a proposta é inadequada. Na verdade, para solos tropicais, uma informação importante é diferenciar na fração fina, qual parcela é silte e qual é argila, uma vez que, nos perfis evoluídos, a fração silte é pequena e a fração argila pode estar agregada. Essa informação é importante para a previsão do comportamento do solo. Vale lembrar que a proposta de DAVIES (1999) para estimativa de ***FC***, foi elaborada a partir de resultados de ensaios que se restringiram a poucos locais e, conseqüentemente, a pequenas gamas de solo, o que certamente não iria contemplar solos apresentando características genéticas complexas, como aqueles que ocorrem em Campinas.

A estimativa do ângulo de atrito interno (ϕ), utilizando o *software* CPTINT5, só foi possível nos horizontes em que esse programa interpretou o solo com comportamento drenado. Os resultados apresentados na Figura 5.20, evidenciaram que a proposta de ROBERTSON *et al.* (1986) não contempla solos que possuam comportamento coesivo-ficcional, o que impossibilitou a comparação de parâmetros de resistência, uma vez que o *software*

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

assumiu comportamento não drenado para a camada argilosa (***SBT***=3) abaixo da concreção.

Na Figura 5.21, tem-se os gráficos das variações dos índices N_{60} e $N1_{60}$ obtidos a partir de sondagens SPT e SPT-T, e do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) determinado a partir de resultados de ensaios *cross-hole* anteriormente realizados neste mesmo local. Esses parâmetros foram comparados com aqueles calculados utilizando-se o *software* CPTINT5, para os seis ensaios CPTU realizados nesse campo experimental.

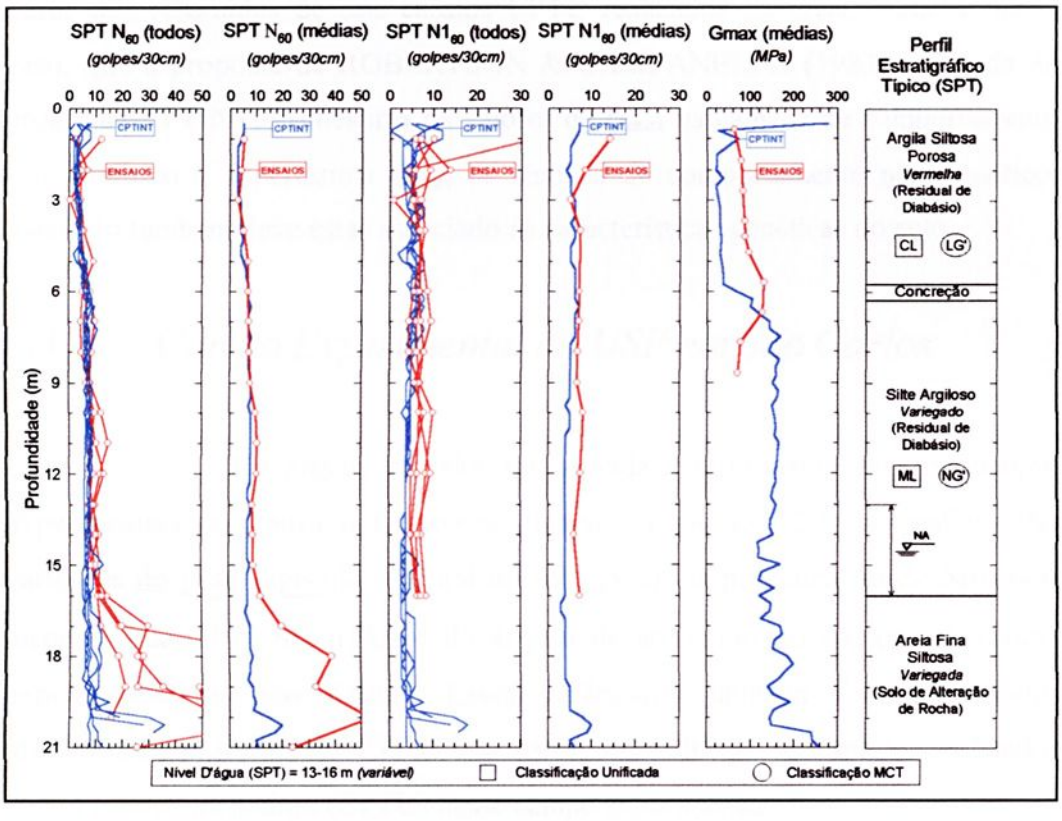


Figura 5.21: Comparação entre os parâmetros estimados a partir de resultados de ensaios de campo (CPTU, Cross-Hole e SPT-T) realizados em Campinas.

Quando são comparados os valores médios de N_{60} e $N1_{60}$ obtidos pelas sondagens SPT e SPT-T com aqueles estimados a partir de sondagens CPTU, constata-se que a estimativa foi boa até cerca de 16 m de profundidade, quando se atinge a camada de solo de alteração de rocha. A partir

daí, os valores de N_{60} medidos no SPT foram muito superiores aos estimados pelo CPTU. Em função do peso específico natural do solo (γ_{nat}) ter sido determinado até os 16 m de profundidade (CARVALHO *et al.*, 2000), os resultados dos índices ($N1_{60}$) a partir desta profundidade não puderam ser comparados com os estimados pelo *software* CPTINT até a profundidade dos 21 metros.

Ensaios *cross-hole* realizados em Campinas possibilitaram a determinação do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) até cerca de 9 m de profundidade. Esses resultados foram comparados com os valores estimados a partir dos resultados de seis ensaios CPTU realizados no local. Nota-se, nesse caso, que a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983), utilizada no programa CPTINT5, subestima os valores de G_{max} na camada de comportamento não laterítico e superestima G_{max} na camada de comportamento não laterítico. Esse fato também deve estar associado às características genéticas do solo.

5.3.4 - Campo Experimental da USP em São Carlos

Da mesma maneira apresentada anteriormente para os campos experimentais de Bauru e Campinas, tem-se na Figura 5.22, os gráficos das variações do peso específico natural do solo (γ_{nat}), da porcentagem de partículas menores que 0,075 mm (***FC***) e do ângulo de atrito interno (ϕ) para o campo experimental de São Carlos. Esses parâmetros também foram estimados utilizando-se o *software* CPTINT5, a partir da média de seis ensaios realizados com o piezocone padrão (CPTU) nesse campo experimental.

Observando-se a Figura 5.22, nota-se que o valor do γ_{nat} estimado pela proposta de ROBERTSON *et al.* (1986), resultou em um valor médio próximo a 19,5 kN/m^3, praticamente constante com a profundidade. Esse valor foi superior àqueles determinados a partir de amostras indeformadas retiradas na forma de blocos (CINTRA *et al.*, 1991 – ***Ensaios 1*** e PEIXOTO, 2001 – ***Ensaios 2***), onde o γ_{nat} foi crescente com profundidade, iniciando com um

valor próximo de 15 kN/m^3 e chegando a 19 kN/m^3, a cerca de 10 m de profundidade.

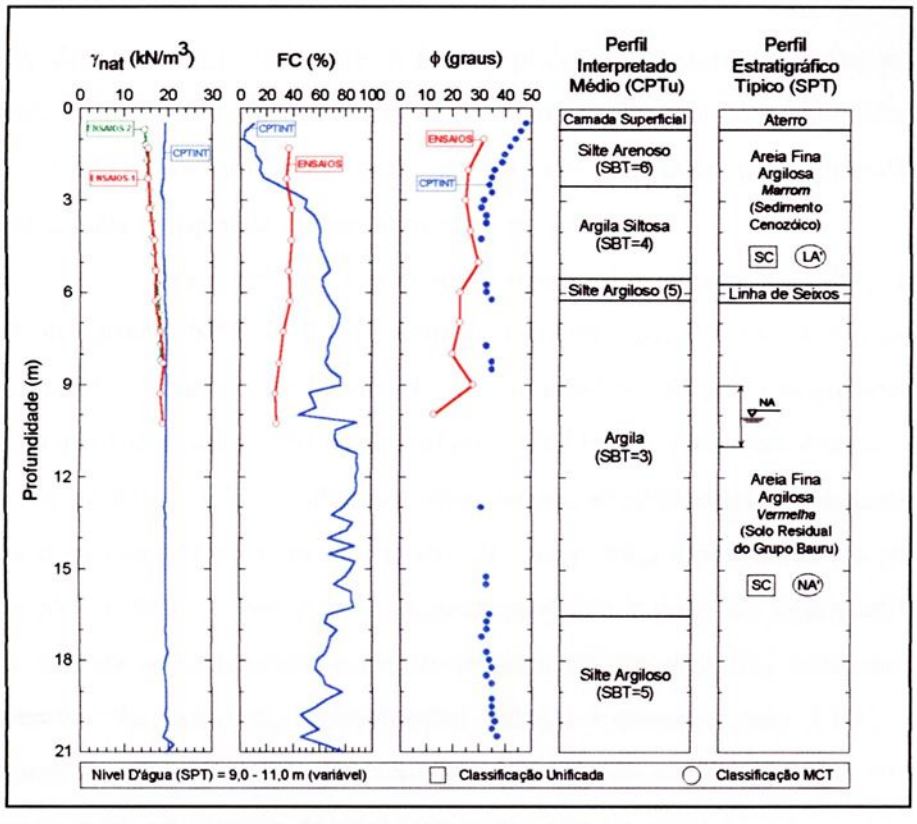


Figura 5.22: Comparação entre os parâmetros estimados a partir de resultados de ensaios CPTU e de laboratório realizados em São Carlos.

Na Figura 5.22, a estimativa da porcentagem de finos (silte e argila) presentes no solo (***FC***), resultou num valor próximo de 10 % até os 2,5 m de profundidade, passando para 50 % a partir daí, e foi aumentando até os 16 m de profundidade. Também neste caso, os resultados não se mostraram de acordo com a textura do solo local. Portanto, essa proposta não é adequada para solos tropicais que possuam características genéticas complexas, as quais afetam seu comportamento mecânico.

A estimativa do ângulo de atrito interno (ϕ), utilizando como recurso o *software* CPTINT5, só foi possível nos horizontes onde o programa interpretou o solo como sendo de comportamento drenado (Figura 5.22). Quando

se utiliza um *software* como o CPTINT5, a identificação inapropriada do perfil estratigráfico impossibilita a comparação de resultados, uma vez que esse assumiu comportamento não drenado para tal solo, calculando assim, a resistência não-drenada do solo (S_u). Sob este enfoque, pode-se concluir que essa restrição apresenta-se como a maior limitação da proposta tradicional para interpretação de ensaios CPTU, motivo pelo qual precisa ser adaptada para permitir uma estimativa mais apropriada de parâmetros de projeto.

Na Figura 5.23, têm-se a variação dos índices N_{60} e $N1_{60}$ obtidos a partir de ensaios SPT e SPT-T, além do módulo G_{max} determinado a partir de resultados de ensaios *cross-hole*. Esses parâmetros foram comparados com aqueles calculados utilizando-se o *software* CPTINT5, para seis ensaios com o piezocone padrão (CPTU) realizados nesse campo experimental. Novamente, tem-se uma dispersão, tanto para os valores de N_{60} e $N1_{60}$ determinados a partir de ensaios SPT e SPT-T, como para aqueles estimados a partir de dados de CPTU. Porém, quando se comparam os valores médios obtidos para N_{60}, constata-se que a estimativa foi razoável, apresentando valores estimados pelo CPTU pouco superiores aos determinados pelo SPT na camada de comportamento laterítico. Por outro lado, na camada de comportamento não laterítico (***LA'***), os valores de N_{60}, estimados através do CPTU, são pouco inferiores àqueles determinados no SPT.

Ensaios *cross-hole* realizados em São Carlos possibilitaram a determinação do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) até cerca de 9 m de profundidade. Esses valores foram comparados com os valores estimados a partir dos resultados de seis ensaios CPTU realizados no mesmo local. Nota-se, nesse caso, que a proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983), subestima os valores de G_{max} na camada de comportamento não laterítico, fornecendo, assim, uma melhor estimativa na camada com esse tipo de comportamento. Isso está de acordo com as conclusões de GIACHETI (1991), que atribuiu essa maior rigidez à baixa amplitude de G_{max} e a cimentação provocada pela laterização do solo.



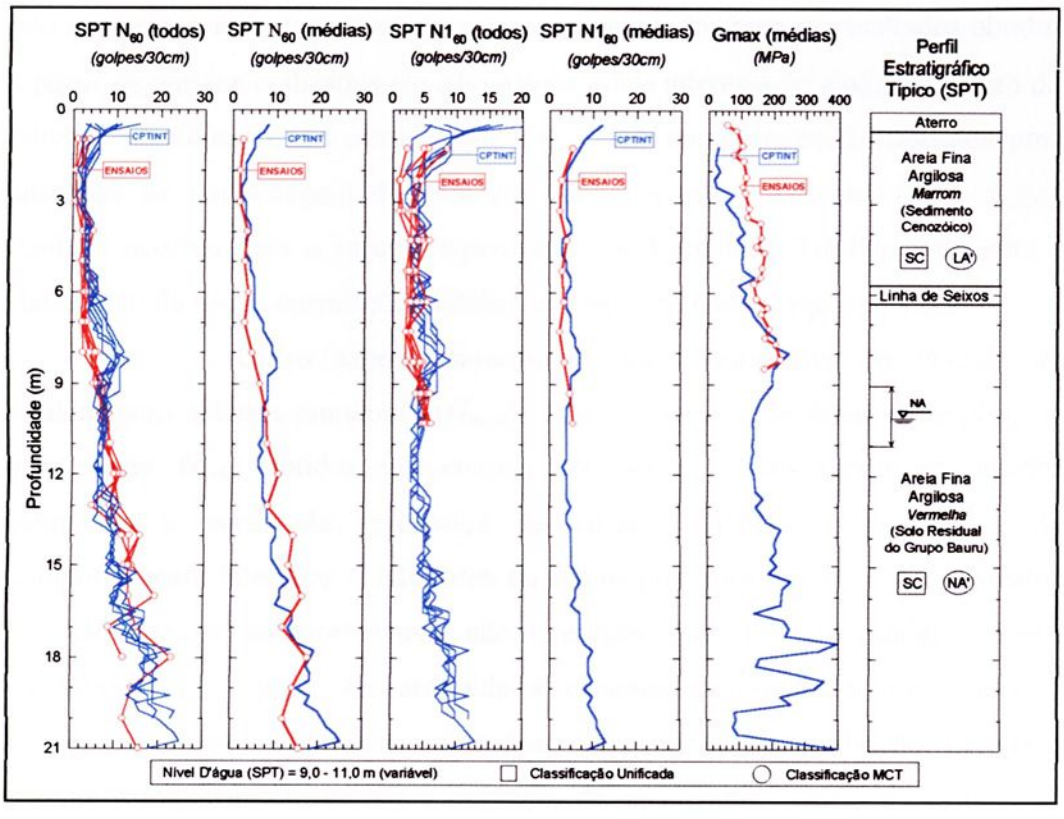


Figura 5.23: Comparação entre os parâmetros estimados a partir de resultados de ensaios de campo (CPTU, Cross-Hole e SPT-T) realizados em São Carlos.

5.3.5 - *Principais Aspectos*

O emprego do *software* CPTINT5 (CAMPANELLA, 1998), desenvolvido para facilitar a interpretação de resultados de ensaios CPTU, foi utilizado para avaliar a aplicabilidade de métodos tradicionais para interpretação e estimativa de parâmetros de projeto. A comparação com resultados de ensaios de campo e laboratório realizados nesses campos experimentais, demonstrou limitações dessa proposta quando empregada para solos tropicais.

Constata-se, porém, que para o perfil de solo arenoso que ocorre no campo experimental de Bauru, as estimativas do ângulo de atrito interno (ϕ) e dos índices N_{60} e $N1_{60}$ do SPT foram razoáveis, ao passo que o peso específico natural do solo (γ_{nat}) e a porcentagem de partículas menores que 0,075 mm (FC)

não apresentaram boas estimativas quando comparados com os resultados obtidos a partir de ensaios realizados em laboratório. Mais interessante ainda, foi o fato do cone ter identificado, nas camadas que apresentam comportamentos distintos, uma alteração na porcentagem de partículas menores que 0,075 mm (***FC***), o que também ocorreu para o campo experimental de Campinas. Tal fato possibilita a elaboração de novas correlações válidas para esses diferentes tipos de solos.

Outro aspecto interessante foi a estimativa do módulo de cisalhamento à baixa amplitude (G_{max}). Assim, para as três áreas estudadas, os valores de G_{max} obtidos em ensaios *cross-hole*, foram superiores àqueles estimados a partir de resultados de ensaios CPTU nos horizontes de comportamento laterítico e inferiores ou muito próximos daqueles determinados nas camadas de comportamento não laterítico. Essa elevada rigidez à baixa amplitude (G_{max}) pode ser atribuída à cimentação provocada por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio originados pelo processo de laterização. Esse fato ressalta a importância, em solos tropicais, de se identificar, além da textura, as características genéticas do solo, quando se pretende definir parâmetros de projeto.

A maior dificuldade de interpretação utilizando-se o método indireto de ensaios CPTU, está associada à hipótese inicial da interpretação de ensaios com o piezocone, ou seja, comportamento drenado para areias e não drenado para argilas. Para solos tropicais, essa subdivisão nem sempre é possível, pois esses solos têm comportamento coesivo-friccional, fortemente influenciado pelas suas características genéticas e pela sucção matricial.

5.4 - O Ensaio de Piezocone na Investigação Geoambiental

O piezocone é uma ferramenta consagrada para a descrição contínua do perfil estratigráfico, definição do nível d'água e do regime hidrológico, assim como para a estimativa de parâmetros mecânicos do solo

(DAVIES & CAMPANELLA, 1995). Entretanto, para a obtenção de informações relacionadas à geoquímica do solo e, especialmente dos contaminantes presentes, é necessário que se utilize acessórios que possam ser anexados ou utilizados em conjunto com o piezocone, como é o caso dos amostradores de solo, água e/ou gás.

Conforme mencionado anteriormente, a utilização do piezocone permite determinar a resistência à penetração da ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poro-pressão (u) gerados durante o processo de cravação. Esses registros podem ser obtidos em tempo real e visualizados na tela de um computador, através de gráficos que relacionam as variações desses índices com a profundidade.

A partir de uma interpretação inicial desses registros, torna-se possível identificar detalhadamente as diferentes regiões do perfil estratigráfico. A base dessa interpretação inicial, fundamenta-se em diferenciar o comportamento drenado e característico das areias, do não-drenado e intrínseco as argilas. Um outro recurso poderoso e capaz de auxiliar na identificação desse comportamento são as análises das medidas de poro-pressão (u).

Dessa forma, pode-se entender perfeitamente a razão pela qual a tecnologia do piezocone tem sido amplamente utilizada em alguns países desenvolvidos como uma ferramenta adequada para uma melhor investigação do subsolo, tendo produzido bons resultados em diversas áreas, especialmente na ambiental.

5.4.1 - Exemplo de Aplicação do Ensaio

Na Figura 5.24 é apresentado o perfil estratigráfico de um solo mole obtido a partir de ensaios de piezocone (CPTU) realizados recentemente no Brasil para aplicação na área ambiental. Nessa figura, são representadas as variações, com a profundidade, da resistência à penetração da ponta e corrigida devido aos efeitos da poro-pressão (q_t), a razão de atrito (R_f), a poro-pressão medida na posição padrão (u_2) e a razão de poro-pressão ($DPPR$), obtida pela Equação 5.2. Este último índice mostra-se interessante para sondagens realizadas

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

em solos moles, pois possibilita uma melhor avaliação do comportamento das camadas (drenado ou não drenado), além de auxiliar na identificação do perfil estratigráfico.

$$DPPR = \frac{\Delta u}{q_t} = \frac{u_2 - u_0}{q_t} \qquad \textit{Equação 5.2}$$

Sendo:

Δu = excesso de poro-pressão medida atrás da ponta (u_2);

u_0 = poro-pressão de equilíbrio;

q_t = resistência de ponta corrigida devido aos efeitos da poro-pressão.

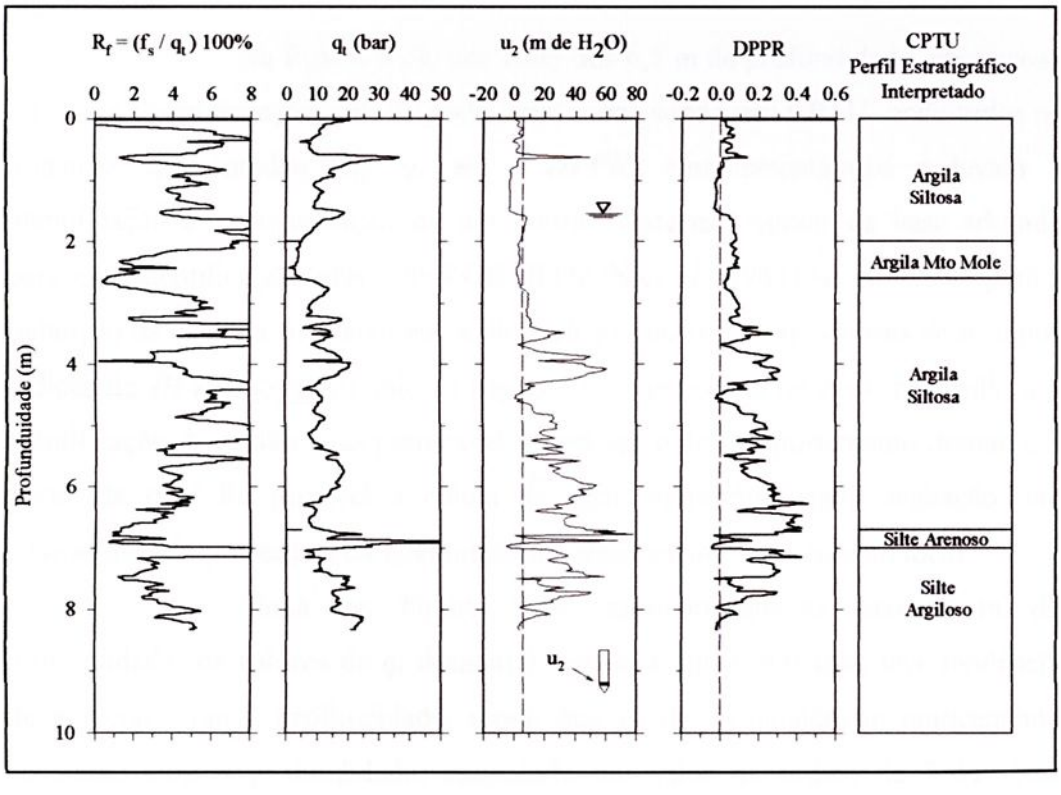


Figura 5.24: Resultado de uma sondagem com o piezocone realizada no Brasil e utilizada para definir a região do maciço mais adequada para amostragem de água subterrânea (GIACHETI et al., 2000).

A identificação do perfil estratigráfico, no caso da Figura 5.24, foi realizada utilizando-se o ábaco de classificação de solos desenvolvido por ROBERTSON *et al.* (1986) e a estratigrafia foi confirmada a partir de amostragens de solos, também realizadas neste mesmo local.

Nesse programa de investigação geoambiental, as sondagens CPTU permitiram identificar até o segundo metro de profundidade, uma primeira camada classificada, segundo o referido ábaco, como uma argila siltosa. A cerca de 2 a 2,5 m de profundidade, os valores de R_f e q_c decrescem e indicam o aparecimento de uma fina camada do maciço classificada como uma argila. A partir daí, os valores de q_c assumem um valor aproximado da ordem de 12 bar ao passo que os de R_f tornam a se elevar, identificando novamente uma camada de argila siltosa.

Na Figura 5.24, por volta dos 6,5 m de profundidade, observa-se a riqueza de informações que se pode obter numa sondagem CPTU, onde todos os registros apresentados (R_f, q_t, u_2 e ***DPPR***) complementam-se e levam a identificação e caracterização de um mesmo material. Apesar da base adotada para essa identificação (ábaco de ROBERTSON *et al.*, 1986) ser suficiente para a definição da camada silto-arenosa, a diminuição observada nos valores de u_2 e nos índices de ***DPPR***, gerando valores negativos ou próximos de zero, possibilitou a identificação da região mais permeável do maciço e de comportamento drenado, a partir da qual foi possível a coleta de água subterrânea para avaliação, em laboratório, da presença e da quantidade de contaminante existente no local.

Ainda na Figura 5.24, aproximadamente aos 7 m de profundidade, os valores de q_t decaem e voltam a apresentar uma leve tendência de aumento com a profundidade, sendo que os de R_f mantém-se praticamente constante com a profundidade, assumindo um valor da ordem de 3 %. Tais alterações nos gráficos são suficientes para classificar essa camada, de acordo com o ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986), como um silte argiloso.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

5.4.2 - Vantagens, Limitações e Perspectivas de Sua Aplicação no Brasil

A principal característica da tecnologia do piezocone é a possibilidade de identificar o perfil estratigráfico a partir de ábacos de classificação de solos e estimar parâmetros geotécnicos de cada camada (permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento). O emprego de acessórios incorporados ao piezocone, permite a obtenção de informações adicionais sobre a condutividade hidráulica, regime hidrológico e presença de contaminantes. Permite ainda, a partir de processos de amostragem de águas subsuperficiais, determinar a presença de contaminantes no solo. Como a penetração do piezocone e dos acessórios se dá por cravação, sem a necessidade de escavar material algum, tem-se uma amostragem "limpa", reduzindo a contaminação do local investigado e a exposição dos operadores ao material eventualmente contaminado.

Uma das principais limitações da tecnologia do piezocone é a impossibilidade de se realizar ensaios em materiais pedregulhosos. Outra limitação atual é o fato de que os ábacos existentes, utilizados para correlacionar as medidas de resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão, com as características geotécnicas do solo, foram desenvolvidos para solos de regiões temperadas, e assim, precisam ser avaliados e, se necessário, adaptados para a aplicação em solos tropicais. Portanto, torna-se imprescindível a realização de outras pesquisas que possibilitem a adaptação desses ábacos para solos tropicais. A condição não saturada desses solos é outro fator capaz de dificultar o emprego de métodos tradicionais de classificação de solos, pois impossibilita as medidas de poro-pressões.

Nos países desenvolvidos, tem sido crescente a aplicação da tecnologia do piezocone, especialmente para a investigação geoambiental. Nessa área de trabalho, os ensaios com o piezocone têm sido empregados para as mais diversas aplicações, como na investigação da contaminação provocada por

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

barragens de rejeitos (CAMPANELLA & DAVIES, 1997), identificação de intrusão de água salgada em aqüífero (CAMPANELLA *et al.*, 1998), investigação de áreas com presença de contaminantes orgânicos, óleos pesados, creosoto (CAMPANELLA *et al.*, 1994), dentre outras.

No Brasil, uma forte perspectiva, que pode ser atribuída à tecnologia do piezocone, está na utilização dessa ferramenta para a instalação de sistemas para disposição de resíduos, uma vez serem necessários a realização de estudos detalhados a respeito das características do meio físico. Tais características, relacionam-se principalmente com a capacidade do local em atenuar a carga de contaminantes e isolá-la de aqüíferos, bem como de águas subsuperficiais. Para tanto, torna-se necessário conhecer o perfil estratigráfico, as características geotécnicas, hidrogeológicas e geoquímicas do local. Assim, a realização de um programa de investigação geoambiental baseado na tecnologia do piezocone permite a obtenção de praticamente todas as informações necessárias e, quando se investiga uma área potencialmente contaminada, tal ferramenta passa a ser extremamente importante sob o enfoque da saúde do operador, pois esses ensaios não produzem rejeitos e reduzem o contato com o material eventualmente contaminado.

5.4.3 - Considerações Finais

Apesar da experiência adquirida com os métodos tradicionais de investigação do subsolo, estes apresentam uma série de desvantagens. Entre tais desvantagens, pode-se citar a falta de padronização, amostragem descontínua e muitas vezes fora da zona crítica, possibilidade de comprometimento da qualidade das amostras e geração de grande quantidade de material, o que se torna ainda mais crítico quando os ensaios estão sendo realizados em áreas com ocorrência de contaminação. Dessa forma, esses fatos tendem a aumentar o custo final do programa de investigação.

Atualmente, tem aumentado o número de projetos ligados à engenharia ambiental, principalmente no que concerne a presença de algum tipo

unesp

de contaminante no subsolo. Tal fator vem desencadeando a idealização de novas técnicas de ensaios de campo, em especial aquelas que podem ser incluídas na tecnologia do piezocone, pois permitem uma investigação do subsolo mais completa. Dessa forma, os ensaios com o piezocone em suas várias formas e acessórios, apresentam uma vasta gama de aplicações na engenharia moderna e, em especial, na área ambiental.

Em países tropicais, existe um vasto campo para o desenvolvimento de pesquisas visando à adequação dessa tecnologia para a investigação e caracterização geotécnica e geoambiental de solos tropicais. Com o passar do tempo, acredita-se que em função de um maior rigor e com o aumento das preocupações ligadas às questões ambientais, essa tecnologia deverá ser desenvolvida e empregada para a utilização corrente em países de clima tropical, como o Brasil.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Com base nos estudos realizados para avaliar a aplicabilidade dos ensaios de piezocone na definição do perfil estratigráfico, na estimativa de parâmetros de projeto e na investigação geoambiental, destacam-se, a seguir, as principais conclusões e sugestões para continuidade da pesquisa.

6.1 - Conclusões

6.1.1 - Identificação do Perfil Estratigráfico

- ✓ Os ensaios realizados no campo experimental da Unesp em Bauru permitiram diferenciar os horizontes de comportamento laterítico e não laterítico, além de uma camada argilosa no final

da sondagem. Entretanto, o emprego do ábaco de classificação proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), resultou em uma classificação textural distinta da que foi obtida com base nas sondagens SPT, SPT-T e do poço exploratório aberto no local.

- ✓ Também para os campos experimentais da Unicamp em Campinas e USP em São Carlos, as classificações texturais obtidas a partir do ábaco proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), não estão de acordo com as granulometrias desses solos, determinadas por ensaios de laboratórios realizados em amostras deformadas. Observa-se, no entanto, que a razão de atrito e a resistência de ponta foram sensíveis às mudanças que ocorreram nas camadas de solos e podem ser utilizadas na identificação do perfil estratigráfico.

- ✓ Comparando-se os resultados dos ensaios de piezocone com aqueles obtidos pelas sondagens SPT e SPT-T, pode-se constatar uma maior sensibilidade dos ensaios CPTU na identificação das diferentes camadas existente no subsolo. Os ensaios realizados com o CPTU permitiram identificar a espessura da camada superficial, assim como a ocorrência de lentes de materiais mais ou menos resistentes no interior do maciço.

- ✓ A identificação do perfil estratigráfico a partir de resultados de ensaios com o piezocone baseados no ábaco de classificação dos solos proposto por ROBERTSON *et al.* (1986), apresentou limitações quando empregado para classificar texturalmente os solos existentes nas três áreas investigadas, evidenciando a necessidade de uma adaptação no ábaco para que este possa contemplar solos tropicais. Isso certamente não será uma tarefa fácil e necessitará de uma maior quantidade de dados.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

- ✓ A dificuldade de utilização de um sistema de classificação desenvolvido para solos de clima temperado e que não contemplam solos tropicais, deve-se, principalmente, as características genéticas de alguns desses solos, que apesar de possuirem textura argilosa, apresentam, em alguns casos, uma estrutura porosa com comportamento drenado. Esta é a principal razão das limitações do emprego do ábaco de ROBERTSON *et al.* (1986) na identificação de solos tropicais.

- ✓ Enquanto tal adaptação não se configura, recomenda-se utilizar a razão de atrito, a resistência de ponta e a poro-pressão para identificar as camadas do maciço que apresentam comportamento distinto.

- ✓ Em seguida, recomenda-se a utilização de amostradores de solo facilmente adaptáveis aos ensaios de piezocone, como por exemplo, os amostradores de solos da GEOPROBE®, para a coleta de amostras nos horizontes onde foram observadas mudanças no comportamento do solo, avaliados com base na relação R_f x q_c e tendo como referência o ábaco proposto por ROBERTSON *et al.* (1986).

- ✓ Diferentes formas de saturação do piezo-elemento foram utilizadas durante a realização dos ensaios apresentados neste trabalho. As utilizações de graxa automotiva e glicerina na saturação dos piezocones apresentaram resultados distintos para os três campos experimentais.

- ✓ O emprego da graxa no campo experimental de Bauru apresentou valores maiores do que zero exatamente na camada argilosa identificada pelas sondagens SPT e SPT-T. No caso de

Campinas, a utilização da graxa automotiva resultou em valores maiores do que zero próximos à posição do nível d'água identificado pelos ensaios SPT e SPT-T. Em ambos os campos experimentais acima citados (Bauru e Campinas), os valores de poro-pressão medidos usando glicerina foram praticamente zero até o final da sondagem. Já para o campo experimental de São Carlos, tanto a graxa como a glicerina passaram a registrar valores maiores do que zero na profundidade do nível d'água identificado pelas sondagens SPT e SPT-T.

- ✓ Especialmente para perfis de solos tropicais não-saturados, o emprego do filtro de cavidade preenchido com graxa automotiva mostrou ser um recurso interessante, principalmente para auxiliar na identificação do perfil estratigráfico e da posição do nível d'água. Face ao exposto, sugere-se a realização de novos estudos de campo e laboratório com o intuito de melhor avaliar o potencial de utilização desse recurso simples e rápido.

6.1.2 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos

- ✓ Para o perfil de solo arenoso que ocorre no campo experimental de Bauru, a utilização de fórmulas de correlações tradicionais levaram a estimativas razoáveis para o ângulo de atrito interno e para os índices N_{60} e $N1_{60}$. Já as estimativas do peso específico natural do solo e da porcentagem de partículas menores do que 0,075mm, não foram tão boas.

- ✓ Tanto para o campo experimental de Campinas como para o de São Carlos, apenas as estimativas dos índices N_{60} e $N1_{60}$ foram razoáveis. A maior limitação observada para esses campos experimentais foi a de atribuir comportamento não drenado para

unesp

solos onde se sabe que o mesmo apresenta comportamento drenado.

- ✓ A principal dificuldade observada na interpretação dos resultados obtidos a partir de ensaios de piezocone quando se utiliza o método indireto, está associada à hipótese inicial de interpretação desses ensaios, a qual estabelece comportamento drenado para areias e não-drenado para argilas. Para solos tropicais, essa subdivisão imposta nem sempre é possível, pois tais solos apresentam comportamento coesivo-friccional fortemente influenciado por suas características genéticas e pela sucção matricial. Esse fato indica o principal motivo pelo qual a interpretação de ensaios CPT tem sido realizada adotando-se uma abordagem direta de interpretação.

6.1.3 - O Piezocone na Investigação Geoambiental

- ✓ O exemplo de uma sondagem de piezocone, recentemente realizada no Brasil para a investigação geoambiental de um perfil de solo mole, possibilitou diferenciar as camadas com comportamento drenado e não drenado, além de identificar o perfil estratigráfico. Tais aspectos foram melhores avaliados a partir dos registros das poro-pressões.

- ✓ Neste mesmo ensaio, os valores da poro-pressão medida na posição padrão (u_2) e o registro da razão de poro-pressão (***DPPR***), permitiram identificar a região mais permeável do maciço, a partir da qual foi possível realizar com sucesso a amostragem de água.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

- ✓ O emprego de acessórios desenvolvidos para a investigação geoambiental e adaptáveis aos ensaios de piezocone, como os amostradores de solo ou águas subsuperficiais, possibilitam uma amostragem de contaminantes mais completa e com menos risco para os operadores, pois diminuem a contaminação do local investigado e a exposição dos operadores ao material contaminado.

6.2 - Recomendações e Sugestões para a Continuidade da Pesquisa

- ✓ Uma atividade fundamental e que deve ser realizada anteriormente à execução dos ensaios com o piezocone, é a checagem dos equipamentos utilizados nesses ensaios. Tal atividade deve ser realizada rotineiramente pelos profissionais que executam este tipo de ensaio, para garantir a qualidade dos resultados obtidos ou para verificar se existe a necessidade de uma calibração completa de todo o sistema.

- ✓ Previamente ao início de cada campanha de campo, pode-se realizar uma simples checagem dos principais sensores do piezocone, empregando-se pequenas prensas e bombas manuais com manômetros de precisão. Tais equipamentos, podem ser perfeitamente levados para o campo e utilizados no momento em que for conveniente.

- ✓ Para a calibração de um piezocone, é necessário possuir um sistema completo no laboratório capaz de atender com precisão todos os quesitos, o qual pode ser obtido, por exemplo, adaptando-se os equipamentos empregados em ensaios triaxiais.



- ✓ Um aspecto importante é o fato de que as sondagens com o piezocone (CPTU) são muito sensíveis à variabilidade do solo, o que possibilita definir detalhadamente o perfil estratigráfico do terreno. Assim, recomenda-se que os resultados das sondagens CPTU não sejam analisados através de valores médios, a menos que o perfil estratigráfico do terreno seja interpretado e aspectos importantes desse perfil sejam perfeitamente identificados.

- ✓ Para a investigação geoambiental, é necessário realizar mais estudos sobre a utilização dos ensaios de piezocone associados a outras ferramentas, como por exemplo, módulo de resistividade e amostradores de solo, água e/ou gás, na detecção, identificação e amostragem de contaminantes presentes em regiões onde ocorrem solos tropicais, uma vez que são poucos os resultados disponíveis e não existem valores de referência publicados na literatura.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT MB-3406 (1990): "Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)", CB-02, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas. 10 p.

ABNT NBR-6484 (1980): "Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos", Associação Brasileira de Normas Técnicas. 12 p.

Acar, Y. (1981): "Piezocone penetrating testing in soft cohesive soils", Louisiana State University, Dept. of Civil Eng., Fugro Postdoctoral Fellowship, Activity Report nº. 4.

Agnelli, N. (1997): "Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas", Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos.

Almeida, M. S. S. & Parry, R. H. G. (1985): "Small cone penetrometer tests in laboratory consolidated clays", Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 8(1), pp. 14-24.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Aoki, N. & Velloso, D. A. (1975): "An approximate method to estimate the bearing capacity of piles", Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, pp. 367-376.

ASTM D 3441 (1986): "Standard test method for deep quasi-static cone and friction-cone penetration tests of soils", West Conshohocken, American Society for Testing Materials, pp. 414-419.

Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. (1981): "Cone resistance of a dry medium sand", 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, vol. 2, pp. 427-432.

Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. (1986): "Interpretation of CPT's and CPTU's, 2nd Part: Drained penetration of sands", 4th International Geotechnical Seminar, Nenying Technological Institute, Singapore, Field Inst. & In Situ Measurements, pp. 143-162.

Baligh, M. M. & Levadoux, J. N. (1976): "Pore pressure dissipation after cone penetration", Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Cambridge, Mass., Report R80-11.

Baligh, M. M. & Levadoux, J. N. (1980): "Pore pressure dissipation after cone penetration', Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Construction Facilities Division, Cambridge, Massachusetts, nº. 02139.

Baligh, M. M. & Levadoux, J. N. (1986): "Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 112(7), pp. 727-745.

Baligh, M. M. (1976): "Cavity expansion in sand with curved envelopes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102, nº. GTII, pp. 1131-1146.

Baligh, M. M.; Azzouz, A. S.; Wissa, A. Z. E.; Martin, R. T. & Morrison, M. H. (1981): "The piezocone penetrometer. Cone penetration testing and

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

experience", Proceedings of the Session ASCE National Convention, St. Louis, pp. 247-263.

Baligh, M. M.; Vivatrat, V. & Ladd, C. C. (1980): "Cone penetration in soil profiling", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(GT4), pp. 447-461.

Barentsen, P. (1936): "Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus", Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering", Cambridge, Mass, 1, B/3, pp. 6-10.

Battaglio, M.; Jamiolkowski, M.; Lancellotta, R. & Maniscalco, R. (1981): "Piezometer probe test in cohesive deposits", ASCE, Geotechnical Division Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, pp. 246-302.

Bayne, J. M. & Tjelta, T. I. (1987): "Advanced cone penetrometer development for in situ testing at Gullfaks C", Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper nº. 5420.

Begemann, H. K. S. (1953): "Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone", Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol. 1, pp. 213-217.

Begemann, H. K. S. (1965): "The friction jacket as an aid in determining the soil profile", Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, vol. 1, pp. 17-20.

Bezerra, R. L. (1996): "Desenvolvimento do piezocone COPPE de terceira geração e sua utilização na determinação de parâmetros in situ de resistência ao cisalhamento e compressibilidade de argilas moles", Tese de Doutorado, Rio de Janeiro.

Campanella, R. G. & Davies, M. P. (1997): "In-situ testing for geo-environmental site characterization: A mine tailings example", International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburgo, Alemanha.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Campanella, R. G. & Research Students (1995): "Interpretation of piezocone test data for geotechnical design, Vancouver: Geology Department, University of British Columbia, Soil Mechanics Series, nº. 157, vol. 2.

Campanella, R. G. & Robertson P. K. (1978): "State of the art in situ testing in soils: Developments since 1978", updating subsurface sampling of soils and rocks and their in situ testing, Santa Barbara, pp. 245-267.

Campanella, R. G. & Robertson, P. K. (1981): "Applied cone research. Cone Penetration Testing and Experience", Proceedings of the ASCE Convention, St. Louis, pp. 343-362.

Campanella, R. G. & Robertson, P. K. (1988): "Current status of the piezocone test", Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, vol. 1, pp. 93-116.

Campanella, R. G. & Stewart, W. P. (1992): "Seismic cone analysis using digital signal processing for dynamic site characterization", Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, nº. 3, pp. 477-486.

Campanella, R. G. & Weemes, I. A. (1989): "Development and use of a electrical resistivity cone for groundwater contamination studies", 42nd Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, pp. 1-11.

Campanella, R. G. (1998): "CPTINT5 - Piezocone interpretation software for the IBM-PC", Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Version 5.2.

Campanella, R. G.; Davies, M. P.; Boyd, T. J. & Everard, J. L. (1994): "In-situ testing methods for groundwater contamination studies, Symposium on Developments in Geotechnical Engineering, from Harvard to New Delhi, pp. 1936-1994, Balkema.

Campanella, R. G.; Davies, M. P.; Kristiansen, H. & Daniel, C. (1998): "Site characterization of soil deposits using recent advances in piezocone technology", Proceedings of the 1st Int. Conference on Site Characterization – ISC '98, Atlanta, pp. 995-1000.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Campanella, R. G.; Gillespie, D. & Robertson, P. K. (1982): "Pore pressures during cone penetration testing", Proc. of 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, A. A. Balkema, pp. 507-512.

Campanella, R. G.; Robertson, P. K. & Gillespie, D. (1983): "Cone penetration testing in deltaic soil", Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, nº. 1, pp. 23-35.

Campanella, R. G.; Robertson, P. K.; Gillespie, D. G. & Greig, J. (1985): "Recent developments in in-situ testing of soils", Proceedings of XI ICSMFE, San Francisco, vol. 2, p. 849-854.

Carvalho, D.; Albuquerque, P. J. R. & Giacheti, H. L. (2000): "Campo experimental para estudos de mecânica dos solos e fundações em Campinas-SP", Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE IV, São Paulo, vol. 3, pp. 90-100.

Cavaguti, N. (1981): "Geologia, estruturas e características hidrogeológicas mesozóicas da Região de Bauru-SP", Tese de Doutorado, Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, Universidade do Sagrado Coração, Bauru, 169 p.

Chapman, G. A. & Donald, I. B. (1981): "Interpretation of static penetration tests in sand", 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., Stockholm, vol. 2, pp. 455-458.

Cintra, J. C. A.; Carvalho, D.; Giacheti, H. L.; Bortolucci, A. A. & Albiero, J. H. (1991): "Campo experimental de fundações em São Carlos", Anais do II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, SEFE II, São Paulo, vol. 1, pp. 96-103.

Coutinho, R. Q.; Oliveira, J. T. R. & Danziger, F. A. B. (1993): "Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife", Solos e Rochas, vol. 16, nº. 4, pp. 255-266.

Cunha, R. P. (1997): "Investigações de campo", Notas de Aula, Universidade de Brasília, UnB.

Daniel, C.; Giacheti, H. L., Campanella, R. G. & Howie, J. A. (1999): "Resistivity piezocone: data interpretation and potential applications", XI

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Pan-American Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu, PR, Brazil, vol. 1, pp. 361-368.

Danziger, F. A. B. (1990): "Desenvolvimento de equipamentos para realização de ensaios de piezocone: aplicação em argilas moles", Tese de Doutorado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federar do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Danziger, F. A. B.; Almeida, M. S. S. & Bezerra, R. L. (1997): "Piezocone research at COPPE / Federal University of Rio de Janeiro", Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro pp. 229-236.

Danziger, F. A. B.; Almeida, M. S. S.; Paiva, E. N.; Mello, L. G. F. S. & Danziger, B. R. (1999): "O piezocone como ferramenta de determinação da estratigrafia e classificação dos solos", XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, pp. 917-926.

Davies, M. P. & Campanella, R. G. (1995): "Piezocone technology: Down hole geophysics for the geoenvironmental characterization of soil", Proceedings of SAGEEP 95, Orlando.

Davies, M. P. (1999): "Piezocone technology for the geo-environmental characterization of mine tailings", Ph. D. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, 450 p.

De Ruiter, J. (1971): "Electronic penetrometer for site investigations", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Soil Mechanics Series, nº. 2, vol. 97, pp. 457-472.

De Ruiter, J. (1981): "Current penetrometer practice", Symposium on Cone Penetrometer Testing and Experience, ASCE National Conference, St. Louis, pp. 1-48.

De Ruiter, J. (1982): "The static cone penetration test stat-of-the-art report", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, vol. 2, pp. 389-405.

Décourt, L. (1998): "A more rational utilization of some old in situ tests", Geotechnical Site Characterization Proceedings, Atlanta, pp. 913-918.

unesp

Décourt, L.; Belincanta, A. & Quaresma Filho, A. (1989): "Brazilian experience on SPT", Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics, XII ICSMFE, pp. 49-54.

Douglas, B. J. & Olsen, R. S. (1981): "Soil classification using electric cone penetrometer", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, pp. 209-227.

Douglas, B. J. (1981): "SPT blowcount variability correlated to the CPT", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, vol. 1, 41 p.

Duncan, J. M. & Buchignani (1975): "An engineering manual for settlements studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Durgunoglu, H. T. & Mitchell, J. K. (1975): "Static penetration resistance of soils: I – Analysis", Proceedings, ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Parameters, Raleigh, vol. I.

Farias, Marta Pereira (1999): "Estimativa dos parâmetros geotécnicos e da capacidade de carga de um depósito arenoso da região de Maceió através da utilização de cone elétrico", Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, 113 p.

Ferreira, C. V.; Lobo, A. S.; Giacheti, H. L.; Agnelli, N.; Albiero, J. H. & Katsutani, L. T. (1996): "Campo experimental de fundações em Bauru", Anais do III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE-III, São Paulo, vol. 2, pp. 77-88.

Giacheti, H. L. (1991): "Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo", Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 232 p.

Giacheti, H. L. (2001a): "Piezocone sísmico na investigação de alguns solos tropicais típicos do interior de São Paulo", Relatório Final de Pesquisa, Fapesp, Processo nº. 99/09770-4, 168 p.

Giacheti, H. L. (2001b): "Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudos e considerações quanto a aplicação em solos tropicais", Tese de

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Livre Docência, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Campus de Bauru, SP, 299 p.

Giacheti, H. L.; Esquivel, E. R.; Hamada, J. & De Mio, Giuliano (2000): "Investigação e caracterização geoambiental utilizando a tecnologia do piezocone: Algumas considerações sobre a sua aplicação no Brasil", XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, AIDIS, Porto Alegre, RS, 9 p., CD-ROM.

Gupta, R. C. & Davidson, J. L. (1986): "Piezoprobe determined coefficient of consolidation', Soils and Foundations, vol. 26, nº. 3.

Hardin, B. O. & Drnevich, V. P. (1972): "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves', Proceedings of ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 98, SM 7, pp. 667-692.

ISSMFE (1977): "Subcommittee on standardization for Europe, Report on the penetration test for use in Europe", 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tóquio, vol. 3, pp. 95-152.

ISSMFE (1989): "International reference test procedure for cone penetration test (CPT)", Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16, with Reference to Test Procedures, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Information, vol. 7, pp. 6-16.

Jamiolkowski, M. & Robertson, P. K. (1988): "Closing address: future trends for penetration testing", Geotechnology Conference: Penetration Testing in the UK, Birmingham, pp. 321-342.

Jamiolkowski, M.; Ladd, C. C.; Germaine, J. T. & Lancellotta, R. (1985): "New developments in field and laboratory of testing of soils", State-of-the Art Report, Proceedings of the 11th ICSMFE, San Francisco, vol.1, pp. 57-153.

Jamiolkowski, M.; Lancellotta, R. & Wolski, W. (1983): "Recompression and speeding up consolidation', S.O.A. and General Report, VIII European Conf. SMFE, Helsinki.

Jamiolkowski, M.; Lancellotta, R.; Tordella, L. & Battaglio, M. (1982): "Undrained strength from CPT", Proceedings of the European

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, vol. 2, pp. 599-606.

Janbu, N. & Senneset, K. (1974): "Effective stress interpretation of in situ static penetration tests", Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT I, Stockholm, Sweden, vol. 2.2, pp. 181-193.

Jefferies, M. G. & Davies, M. P. (1993): "Use of CPTU to estimate equivalent SPT N_{60}", ASTM, Geotechnical Testing Journal, vol. 16, nº. 4, pp. 458-468.

Jones, G. A. & Rust, E. (1982): "Piezometer penetration testing CPTU", Proceedings of the II European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Balkema Pub., Rotterdam, vol. 2, pp. 607-613.

Jones, G. A.; Van Zyl, D. & Rust, E. (1981): "Mine tailings characterization by piezometer cone", Proceedings of the ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, pp. 303-324.

Joustra, K. & de Gijt, J. G. (1982): "Results and interpretation of cone penetration tests in soils of different mineralogic composition", Proceeding of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, vol. 2, pp. 615-626.

Keys, W. S. (1989): "Borehole geophysics applied to ground-water investigations", National Water Well Association, 313 p.

Konrad, J. M. (1987): "Piezo-friction-cone penetrometer testing in soft clays", Canadian Geotechnical Journal, vol. 24, pp. 645-652.

Laboratory of Soil Mechanics, Delft (1936): "The predomination of the required length and the prediction of the toe resistance of piles", Proc., I ICSMFE, Cambridge, Mass., vol. I, pp. 181-184.

Ladd, C. C. & Foott, R. (1974): "New design procedure for stability of soft clays', Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 100, nº. GT7, pp. 763-786.

Ladd, C. C.; Foott, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F. & Poulos, H. G. (1977): "Stress-deformation and strength characteristics", Proceedings, Ninth

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, vol. 11, pp. 421-494.

Larsson, R. (1995): "The use of a thin slot as filter in piezocone tests", Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Tests, CPT '95, Swedish Geotechnical Conference, Linköping, Sweden, vol. 2, pp. 35-40.

Lunne, T. & Kleven, A. (1981): "Role of CPT in North Sea foundation engineering', Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp. 49-75.

Lunne, T.; Christoffersen, H. P. & Tjelta, T. I. (1985): "Engineering use of piezocone data in North Sea clays", Proceedings XI ICSMFE, San Francisco.

Lunne, T.; Eidsmoen, T. E.; Gillespie, D. & Howland, J. D. (1986): "Laboratory and field evaluation of cone penetrometers", Proc., In-Situ 86, Specialty Conference, ASCE, Blacksburg, pp. 714-729.

Lunne, T.; Robertson, P. K. & Powell, J. J. M. (1997): "Cone penetration testing in geotechnical practice", Ed. Blackie Academic & Professional, London.

Marchetti, S. (1980): "In situ tests by flat dilatometer", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 106, n°. GT3, pp. 299-321.

Marchetti, S. (1985): "On the field determination of K_0 in sand", Panel Discussion to Session 2A, In-Situ Testing Techniques, 11th Int. Conference on SMFE, San Francisco.

Marr, L. S. (1981): "Offshore applications of the cone penetrometer", Proc., Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St. Louis, pp. 456-476.

Massarsch, K. R. & Broms, B. B. (1981): "Pile driving in clay slopes", Proceeding ICSMFE, Stockholm.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Meigh, A. C. (1987): "Cone penetration testing: methods and interpretation", London, Butterworths, CIRIA Ground Engineering Report: In-situ Testing.

Meyerhof, G. G. (1961): "The ultimate bearing capacity of wedge shaped foundations", Proceedings of 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol. 2.

Mitchell, J. K. & Gardner, W. S. (1975): "In-situ measurement of volume change characteristics", State-of-the-Art Report, Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Division, North Carolina State University, Raleigh, vol. II.

Mitchell, J. K. & Keaveny, J. M. (1986): "Determining sand strength by cone penetrometer", Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, American Society of Engineers (ASCE), pp. 823-839.

Mitchell, J. K.; Guzikowski, F. & Villet, W. C. B. (1978): "The measurement of properties in-situ", Report Prepared for U. S. Department of Energy Contract, W-7405-ENG-48, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, CA 94720, 67 p.

Mulabdic, M.; Eskilson, S. & Larsson, R. (1990): "Calibration of piezocones for investigations in soft soils and demands for accuracy of the equipment", Swedish Geotechnical Institute, Linkoping, Varia, 270 p.

Muromachi, T. (1981): "Cone penetration testing in Japan", Proceedings of the ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, pp. 49-75.

Nogami, J. S. & Villibor, D. F. (1981): "Uma nova classificação dos solos para finalidades rodoviárias", Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, Anais, vol. I, pp. 30-41.

Nyirenda, Z. M. & Sills, G. C. (1988): "Discussion on piezocone penetration test", Proc., ICE Conf. Penetration Testing in the UK, Birmingham, pp. 183-184.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Parkin, A.; Holden, J.; Aamot, K.; Last, N. & Lunne, T. (1980): "Laboratory investigations of CPT's in sand", Norwegian Geotechnical Institute, Report 52108-9, Oslo.

Peixoto, A. S. P. (2001): "Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações", Tese de Doutorado, Feagri, Unicamp, Campinas, 468 p.

Plantema, G. (1948): "Construction and method of operating a new deep sounding apparatus", Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. 1, pp. 277-279.

Powell, J. J. M. & Quaterman, R. S. T. (1991): "The effect of filter position of the measurements of pore water pressures in piezocone tests", BRE Reports.

Quaresma, A. R.; Décourt, L.; Quaresma Filho, A. R.; Almeida, M. S. S. & Danziger, F. (1998): "Investigações geotécnicas", In: Fundações - Teoria e Prática, 2ª. edição, São Paulo, Editora Pini, Cap. 3, pp. 119–162.

Randolph, M. F. & Wroth, C. P. (1979): "An analytical solution for the consolidation around a driven pile", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 3, pp. 217-229.

Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1983a): "Interpretation of cone penetrometer test: Part I: Sand", Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, nº 4, pp. 718-733.

Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1983b): "Interpretation of cone penetrometer test: Part II: Clay", Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, nº 4, pp. 734-745.

Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1988): "Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU data", Report FHWA, 340 p.

Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1989): "Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU", University of British Columbia, Soil Mechanics Series, nº. 120.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Robertson, P. K. (1983): "In-situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment", Ph. D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 395 p.

Robertson, P. K. (1990): "Soil classification using the cone penetration test", Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, n°. 1, pp. 151-158.

Robertson, P. K. (1998): "Geo-environmental investigation, characterization and monitoring using penetration techniques", Anais do Simpósio Brasileiro de Geotecnia Ambiental, SIGA 98, São Paulo, SP, CD-ROM.

Robertson, P. K.; Campanella, R. G. & Wightman, A. (1983): "SPT – CPT correlations", Journal of the Geotechnical Division, ASCE, vol. 109, n°. GT 11, pp. 1449-1460.

Robertson, P. K.; Campanella, R. G.; Gillespie, D. & Grieg, J. (1986): "Use of piezometer cone data", Proceedings of In-Situ 86, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.

Rocha Filho, P. & Alemcar, J. A. (1985): "Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit", Proc., XI ICSMFE, San Francisco, vol. 2, pp. 859-862.

Rocha Filho, P. & Schnaid, F. (1995): "Cone penetration testing in Brazil, National Report", In: Int. Symp. Cone Penetration Testing, CPT'95, Linkoping: Roland Offset, vol. 1, pp. 29-44.

Roy, M.; Tremblay, M.; Tavenas, F. & La Rochelle, P. (1980): "Induced pore pressures in static penetration tests in sensitive clay", Proceedings of the 33rd Canadian Geotechnical Conference, Calgary, Preprint Volume, 11.3.1 to 11.3.13.

Sandven, R. (1990): "Strength and deformation properties of the grained soils obtained from piezocone tests", Ph.D. thesis, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Department of Civil Engineering.

Sanglerat, G. (1972): "The penetrometer and soil exploration", Ed. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 2nd edition, vol. 1, pp. 1-137.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Schaap, L. H. J.; Zuidberg, H. M. (1982): "Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetrometer tip", Proc., II ESOPT, Amsterdam, vol. II, pp. 841-851, 1982.

Schmertmann, J. (1970): "Static cone to compute static settlement over sand", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 96, SM3, pp. 1011-1034.

Schmertmann, J. H. (1974): "Penetration pore pressure effects on quasi-static cone bearing, q_c", Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT, Stockholm, vol. 2.2, pp. 345-351.

Schmertmann, J. H. (1975): "Measurement of in-situ shear strength", Proceedings of the Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Raleigh, vol. 2, pp. 57-138.

Schmertmann, J. H. (1978a): "Guidelines for cone penetration test–performance and design", U S Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report-FHWA-TS-78-209, 145 p.

Schmertmann, J. H. (1978b): "Study of feasibility of using wissa-type piezometer probe to identify liquefaction potential of saturated sands", u. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Report S-78-2.

Schnaid, F. & Houlsby, G. T. (1994): "Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test", Géotechnique, vol. 42, n°. 4, pp. 587-601.

Schnaid, F. (2000): "Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações", Oficina de Textos, São Paulo, 189 p.

Searle, I. W. (1979): "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters", Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, vol. 2, pp. 265-70, Thomas Telford, London.

Seed, H. B. & Idriss, I. M. (1970): "Soil moduli and damping factors for dynamics response analysis", Report n°. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Senneset, K & Janbu, N. (1984): "Shear strength and deformation parameters obtained from static cone penetration tests", Symposium ASTM STP 883, San Diego.

Senneset, K.; Sandven, R. & Janbu, N. (1989): "The evolution of soil parameters from piezocone tests", Transportation Research Record, n°. 1235, pp. 24-37.

SGI (1995): "The CPT Test, Equipment – Testing – Evaluation", Information 15E, SGI - Staten's Geotekniska Institut Linköping.

Sills, G. C.; Almeida, M. S. S. & Danziger, F. A. B. (1988): "Coefficient of consolidation from dissipation tests in a very soft clays", Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, vol. 2, pp. 967-974, Balkema Pub., Rotterdam.

Skomedal, E. & Bayne, J. M. (1988): "Interpretation of pore pressure measurements from advanced cone penetration testing", Proceedings of the Geotechnology Conference: Penetration Testing in the UK, Birmingham, pp. 131-135, Thomas Telford, London.

Smits, F. P. (1982): "Penetration pore-pressure measurements with piezometer cones", Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Balkema Pub., Rotterdam, vol. 2, pp. 871-876

Soares, J. M. D.; Schnaid, F. & Bica, A. V. D. (1997): "Determination of the characteristics of a soft clay deposit in southern Brazil", in: Int. Symp. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Amsterdam, Balkema, pp. 297-302.

Soares, M. M.; Lunne, T.; Almeida, M. S. S. & Danziger, F. A. B. (1986): "Ensaios com piezocones COPPE e Fugro em argila mole", Anais, VI COBRAMSEF, Porto Alegre, vol. II, pp. 75-87.

Tavenas, F.; Leroueil, S. & Roy, M. (1982): "The piezocone test in clays: Use and limitations", Proceedings of II European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, pp. 889-894.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Torstensson, B. A. (1975): "Pore pressure sounding instrument", Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, vol. 2, pp. 48-54, American Society of Engineers.

Torstensson, B. A. (1977): "The pore pressure probe", Nordiske Geotekniske Mote, Oslo, Paper n°. 34.1-34.15.

Torstensson, B. A. (1984): "A new system for groundwater monitoring", Ground Water Monitoring Review, pp.131-138.

Tumay, M. T.; Bogges, R. L. & Acar, Y. (1981): "Subsurface investigation with piezo-cone penetrometer", Cone Penetration Testing and Experience, Session at the ASCE National Convention, St. Louis, pp. 325-342.

US EPA (1989): "Seminar on site characterization for subsurface remediations", United States Environmental Protection Agency, Technology Transfer, Report CERI-89-224, 350 p.

Van de Graaf, H. C. & Jekel, J. W. A. (1982): "New guidelines for the use of the inclinometer with the cone penetration test", Proc., ESOPT II, Amsterdam, vol. II, pp. 581-584.

Veismanis, A. (1974): "Laboratory investigation of electrical friction-cone penetrometers in sand", Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT I, Stockholm, vol. 2.2.

Vermeiden, J. (1948): "Improved sounding apparatus as developed in Holland since 1936", Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. 1, pp. 280-287.

Vertek (2000): "Cone sipper operating manual", South Royalton: Vertek, 26 p.

Vesic, A. S. (1970): "Tests on instrumented piles, Ogeechee River Site", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, SM2, pp. 531-584.

Vesic, A. S. (1972): "Expansion of cavities in infinite soil masses", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 98, SM3, pp. 265-290.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Villet, W. C. B. & Mitchell, J. K. (1981): "Cone resistance, relative density and friction angle", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp. 178-208.

Wilson, D. & Campanella, R. C. (1997): "A rapid in-situ hydraulic conductivity measurement in sands using a UBC modified BAT penetrometer", 50th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, pp.34-41.

Wissa, A. E. Z.; Martin, R. T. & Garlanger, J. E. (1975): "The piezometer probe", Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, vol. 1, pp. 536-545.

Yamada, M. C. (1999): "Estudo da resistência ao cisalhamento de um perfil de solo tropical do campo experimental da Unesp – Bauru", Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, 72 p.

Zuidberg, H. M. (1988): "Piezocone penetration testing – probe development", Proceedings of the 2nd International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Specialty Session nº. 13, Balkema Pub., Rotterdam.

cm 1 2 3 4 5 6 7 unesp 11 12 13 14 15 16 17

Biblioteca – UNESP – Bauru –02/08/2002
Aquisição: D Proc. 094/44/01/02
Depto. : FE R$ 10,00
Procedência: Seção Pós-Graduação/FE
Incorporado em: 15/9/2002

0810001008