ROBERTO HARB NAIME

INFLUÊNCIA DE ALGUMAS VARIÁVEIS GEOLÓGICO-AMBIENTAIS NA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE SOLOS DE PORTO ALEGRE E PASSO FUNDO POR SPT E CPT

Tese apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Doutor, Curso de Pós-Graduação em Geologia, Departamento de Geologia, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Alberto Pio Fiori
Co-orientador: Prof. Dr. Ney Augusto Nascimento

CURITIBA
2001

TERMO DE APROVAÇÃO

Roberto Harb Naime

"INFLUÊNCIA DE ALGUMAS VARIÁVEIS GEOLÓGICO-AMBIENTAIS NA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS DE PORTO ALEGRE E PASSO FUNDO POR SPT E CPT.""".

Tese de Doutorado aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor no Curso de Pós-Graduação em Geologia, área de concentração em Geologia Ambiental, da Universidade Federal do Paraná, pela Comissão formada pelos Professores:

Prof. Dr. Jair Carlos Koppe

Prof. Dr. Lazaro Valentim Zuquette

Prof. Dr. Elvo Fassbinder

Prof. Dr. Luiz Eduardo Mantovani

Prof. Dr. Alberto Pio Fiori
Presidente

Curitiba, 22 de outubro de 2001

In Memorium

ELIAS ELMYR MANSSOUR

06-08-1935 - 15-08-1994

"Os solos não são simplesmente constituídos como um sistema mecânico de elementos granulométricos, ligados ou não por forças coesivas, com propriedades constantes.....devem ser considerados fatores genéticos que influenciaram a formação daquelas propriedades e determinam a sua evolução."

Sergeev, E. M. In "Engineering Geology and Protection of Environment" Bull. IAEG. n. 22, 1980.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Alberto Pio Fiori, orientador, pela acolhida, amizade e orientação no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Ney Augusto Nascimento, co-orientador, pelos ensinamentos, críticas construtivas e compreensão do espírito do trabalho que inspira um geólogo no tratamento desta matéria.

Aos Profs. Drs. Elvo Fassbinder, Jair Carlos Koppe, Renato Machado e Nélson Amoretti Lisbôa, pelas críticas e valiosas sugestões.

Aos Profs. Eduardo Giugliani e Sérgio Brião Jardim, respectivamente Diretor da Faculdade de Engenharia da PUCRS e Coordenador do Departamento de Engenharia Civil pelo estímulo e compreensão recebidos ao longo deste trabalho.

Aos Profs. Agenor Dias Meira Júnior e Moacir Kripka, respectivamente Diretor da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, e coordenador do Departamento de Engenharia Civil, pelo apoio na realização destes estudos.

Ao Prof. Dr. Ivo André Homrich Schnneider, da Universidade de Passo Fundo, e aos Prof. Geóg. MSc Régis Alexandre Lahm, e Geól. MSc Márcio André Klein, da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, pelos projetos compartilhados, que tantas vezes ficaram adiados.

A todas os funcionários da PUCRS, UPF, UFPR e do escritório da GEOSF Ltda, que auxiliaram ou contribuíram na elaboração deste trabalho. Em especial aos amigos Cristiane Ritter Trautmann e Vita Mateso.

Agradecimentos especiais para a Prof. Dra. Ivone Sartor, companheira de jornada de longo tempo, pelo estímulo, auxílio e compreensão durante todo este período.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS x

LISTA DE TABELAS xvi

LISTA DE ABREVIATURAS xix

LISTA DE SÍMBOLOS xx

LISTA DE UNIDADES DE MEDIDA xxiii

RESUMO xxiv

ABSTRACT xxv

1 – INTRODUÇÃO 1

1.1- Generalidades 2

1.2 - Natureza Epistemológica das Investigações 2

1.3- Objetivos 5

1.4- Localização da Área 5

1.5- Critérios de Estimativa de Capacidade de Carga 7

1.6- Materiais e Métodos 8

2 - CONCEITOS BÁSICOS 12

2.1- Solos 13

2.2- Investigações por **SPT (Standard Penetration Test)** 18

2.3- Investigações por **CPT (Cone Penetration Test)** 31

2.4- Capacidade de Carga 38

3 – CONTEXTO GEOLÓGICO 42

3.1- Geologia 43

3.1.1- Geologia de Porto Alegre 43

3.1.2- Geologia de Passo Fundo..... 48

3.2- Geomorfologia e Climas..... 49

3.3- Influências da natureza geológica dos terrenos, do estágio de maturidade dos solos e da geomorfologia no estado de evolução dos perfis dos solos..... 54

4 - APLICAÇÃO NA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS EM PORTO ALEGRE E PASSO FUNDO..... 58

4.1- Generalidades..... 59

4.2- Critérios de classificação e mapas de localização..... 60

4.2.1- Porto Alegre..... 60

4.2.2- Passo Fundo..... 79

4.3- Solos de Porto Alegre..... 86

4.4- Solos residuais de Porto Alegre..... 93

4.4.1- Influência da natureza geológica entre solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande e solos derivados dos granitos tipo Morrinhos..... 94

4.4.2- Influência da maturidade dos terrenos nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande..... 96

4.4.3- Influência da geomorfologia nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande..... 97

4.4.4- Influência das zonas de falha nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande..... 100

4.5- Solos Aluvionares de Porto Alegre..... 102

4.6- Solos de Passo Fundo..... 105

4.7- Solos residuais de Passo Fundo..... 110

4.7.1- Influência da Maturidade dos Terrenos..... 110

4.7.2- Influência da Geomorfologia..... 112

4.8- Estudos Comparativos..... 114

4.8.1- Análise da influência das diversas variáveis geológico-ambientais consideradas em Porto Alegre 114

4.8.2- Influências das diversas condições para cada variável considerada 114

4.8.2.1-Solos Residuais de Porto Alegre 114

4.8.2.1.1- Resultados da influência da natureza geológica dos terrenos 114

4.8.2.1.2- Resultados da influência da maturidade dos terrenos nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande 116

4.8.2.1.3- Resultados da influência da geomorfologia sobre os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande 117

4.8.2.1.4- Resultados da influência de uma zona de falha sobre os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande 118

4.8.3- Solos Aluvionares de Porto Alegre 119

4.8.4- Solos Residuais de Passo Fundo 120

4.8.4.1- Análise da Influência das diversas variáveis geológico-ambientais consideradas em Passo Fundo 120

4.8.4.2- Influência da maturidade dos terrenos 120

4.8.4.3- Influência da geomorfologia 122

5 - DISCUSSÃO 123

5.1- Introdução 124

5.2- Influência das diferentes variáveis geológico-ambientais consideradas em Porto Alegre 124

5.3- Terrenos de Porto Alegre 124

5.3.1- Solos residuais de Porto Alegre 124

5.3.1.1- Influência da natureza geológica 125

5.3.1.2- Influência da maturidade sobre os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande 126

5.3.1.3- Influência da geomorfologia nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande 127

5.3.1.4- Influência das zonas de falha nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande 128

5.3.1.5 -Influência da Natureza Aluvionar dos Solos 129

5.4- Terrenos de Passo Fundo..... 130

5.4.1- Influência das diferentes variáveis Geológico-ambientais Consideradas em Passo Fundo 130

5.4.2- Influência da Maturidade 130

5.4.3- Influência da Geomorfologia 131

5.5- Correlações existentes de **SPT** 132

5.6- Correlações existentes de **CPT** 145

5.7- Correlações existentes entre **SPT** .e **CPT**..... 156

5.8- Análise dos resultados das correlações efetuadas..... 163

6 - CONCLUSÕES..... 188

6.1- Conclusões..... 189

6.2- Recomendações..... 191

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 192

8 – ANEXOS: PLANILHAS DE DADOS DOS TERRENOS POR VARIÁVEL CONSIDERADA..... 206

8.1- Porto Alegre..... 207

Natureza Geológica: granitos tipo Cerro Grande..... 208

Natureza Geológica: granitos tipo Morrinhos..... 215

Maturidade: Solos jovens derivados de granitos tipo Cerro Grande..... 218

Maturidade: Solos maduros derivados de granitos tipo Cerro Grande.. 222

Geomorfologia: Taludes convexos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande..... 226

Geomorfologia: Taludes côncavos nos solos derivados granitos tipo Cerro Grande..... 229

Adjacências fora da zona de falha nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande..... 232

Interior da zona de falha nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande..... 235

Solos Aluvionares: Planície de inundação..... 238

Solos Aluvionares: Depósitos interdigitados..... 242

8.2- Passo Fundo..... 247

Maturidade: Solos jovens derivados de rochas basálticas..... 248

Maturidade: Solos maduros derivados de rochas basálticas..... 251

Geomorfologia: Taludes côncavos derivados de rochas basálticas.... 254

Geomorfologia: Taludes convexos derivados de rochas basálticas.... 257

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1-	Mapa de localização de Porto Alegre e Passo Fundo.....	6
Figura 2.1-	Perfil de intemperismo sobre granitos.....	16
Figura 2.2-	Formação de solos nos terraços.....	16
Figura 2.3-	Formação de solos no relevo convexo.....	17
Figura 2.4-	Formação de solos no relevo côncavo.....	17
Figura 2.5-	Peças básicas de equipamento de sondagem à percussão (**SPT**)	19
Figura 2.6-	Convenções gráficas, segundo a TB-3.....	26
Figura 2.7-	Geometria típica de cone padronizado.....	32
Figura 2.8-	Gráfico relacionando q_c, f_s e tipo de solo.....	34
Figura 2.9-	Guia para a estimativa do tipo de solo a partir do cone tipo Begemann.....	35
Figura 2.10-	Gráfico de interpretação proposto para solos normais.....	37
Figura 3.1-	Mapa geológico da região de Porto Alegre.....	47
Figura 3.2-	Mapa geológico da região de Passo Fundo.....	48
Figura 3.3-	Temperaturas médias das máximas do mês mais quente, janeiro (a) e das mínimas do mês mais frio, julho (b), em °C.....	51
Figura 4.1-	Detalhe dos terrenos de alteração produzidos pelos litotipos afiliados aos Granitos tipo Cerro Grande.....	65
Figura 4.2-	Detalhe dos perfis de solo desenvolvidos sobre os litotipos dos Granitos tipo Morrinhos, na zona leste de Porto Alegre.....	66
Figura 4.3-	Perfil de solos maduros, na zona leste de Porto Alegre.....	67
Figura 4.4-	Perfil de solos jovens na zona leste de Porto Alegre.....	68
Figura 4.5-	Relevo apresentado nas regiões de taludes convexos, em Porto Alegre.....	69
Figura 4.6-	Vista Geral dos taludes côncavos, na zona sul de Porto Alegre..	70
Figura 4.7-	Relevo dos taludes côncavos, bairro Petrópolis, Porto Alegre.....	71

Figura 4.8-	Parede oeste da zona de falha de Porto Alegre	72
Figura 4.9-	Detalhe do interior da zona de falha de Porto Alegre	72
Figura 4.10-	Vistas gerais das planícies de inundação a norte de Porto Alegre	74
Figura 4.11-	Zona de predomínio dos aluviões de planície de inundação, na zona sul de Porto Alegre	75
Figura 4.12-	Mapa de zonas de amostras de Porto Alegre	76
Figura 4.13-	Mapa de contorno das zonas de influência de Porto Alegre	78
Figura 4.14-	Mapa tri-dimensional com contornos das zonas de influências geotécnicas de Porto Alegre	79
Figura 4.15-	Perfil de solos residuais maduros da região de Passo Fundo	81
Figura 4.16-	Perfil de solos residuais jovens, na cidade de Passo Fundo	82
Figura 4.17-	Zonas de predomínio dos taludes convexos, na cidade de Passo Fundo	83
Figura 4.18-	Vista geral do bairro Petrópolis, em Passo Fundo com áreas de predomínio dos taludes côncavos	83
Figura 4.19-	Mapa de localização das amostras de Passo Fundo	84
Figura 4.20-	Perfil típico dos solos da unidade Camaquã	86
Figura 4.21-	Detalhes dos horizontes em solos do tipo Camaquã	87
Figura 4.22-	Perfil típico dos solos da unidade Pinheiro Machado	88
Figura 4.23-	Perfil típico de alteração em terrenos da unidade Pinheiro Machado	89
Figura 4.24-	Perfil típico dos solos da unidade Guaíba	90
Figura 4.25-	Perfil típico dos solos da unidade Vacacaí	91
Figura 4.26-	Mapa de solos de Porto Alegre	92
Figura 4.27	Perfil de solos residuais de Porto Alegre tipo Granitos Cerro Grande	94
Figura 4.28-	Perfil de solos residuais de Porto Alegre tipo Granitos Morrinhos	95
Figura 4.29-	Perfil de solos residuais jovens de Porto Alegre	96
Figura 4.30-	Perfil de solos residuais maduros de Porto Alegre	97
Figura 4.31-	Perfil de solos residuais de Porto Alegre taludes convexos	99
Figura 4.32-	Perfil de solos residuais de Porto Alegre taludes côncavos	99
Figura 4.33-	Perfil de solos no interior das zonas de falha nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande	101

Figura 4.34- Perfil de solos das áreas adjacentes à zona de falha, nos solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande 101

Figura 4.35- Perfil de solos aluviais depósitos interdigitados de Porto Alegre.. 103

Figura 4.36- Perfil de solos aluviais planícies de inundação de Porto Alegre... 104

Figura 4.37- Perfil de alteração em basalto em relevo com modelado de colinas arredondadas e vales em **V**..... 106

Figura 4.38- Perfil de alteração composto, correspondente ao domínio de relevo de morros de topo plano e vales em **U**..... 107

Figura 4.39- Mapa de solos de Passo Fundo..... 109

Figura 4.40- Perfil de solos jovens típico de Passo Fundo 111

Figura 4.41- Perfil de solos maduros típico de Passo Fundo..... 111

Figura 4.42- Perfil de solos residuais de Passo Fundo de taludes côncavos.... 113

Figura 4.43- Perfil de solos residuais de Passo Fundo de taludes convexos.... 113

Figura 5.1- Interrelação entre N_{SPT}, GC e Sobrecarga. (a) Areia Grossa (b) Areia fina..... 136

Figura 5.2- Relação entre a Resistência à Penetração e a Densidade Relativa de Areias..... 138

Figura 5.3- Correlação em N_{STP} x γ..... 140

Figura 5.4- Correlação entre o ângulo de atrito e N_{SPT}..... 141

Figura 5.5- Relação entre ϕ, P_v e N_{SPT}..... 142

Figura 5.6- Correlações entre N_{SPT} e c..... 143

Figura 5.7- Relação entre IP e c / P_v..... 144

Figura 5.8- Relação aproximada entre a resistência de ponta limite q_l e o ângulo de atrito interno, ϕ de areias..... 146

Figura 5.9- Relação entre o ângulo de atrito interno de areias, q_c e a tensão efetiva vertical, q'_v..... 147

Figura 5.10- Relação entre N_q e o ângulo de atrito interno, ϕ..... 148

Figura 5.11- Estimativa da densidade relativa a partir de q_c e da tensão efetiva vertical, q'_v..... 149

Figura 5.12- Estimativa do ângulo de atrito interno de areias a partir da densidade relativa..... 149

Figura 5.13- Valores de N_q versus tan ϕ..... 150

Figura 5.14- Relação entre a densidade relativa, tensões efetivas e a resistência de ponta q_c para areias..... 151

Figura 5.15- Estimativa do ângulo de atrito interno de pico em função da resistência de ponta do cone e a tensão efetiva vertical para areias..... 153

Figura 5.16- Relação entre a densidade relativa e a resistência à penetração do cone para areias..... 154

Figura 5.17- Relação entre o ângulo de atrito interno e a resistência à penetração do cone para areias..... 155

Figura 5.18- Variação com a profundidade da média dos valores individuais de Rp/**N**, $\bar{K}$..... 158

Figura 5.19- Variação com a profundidade da média dos valores de K_c..... 159

Figura 5.20- Curva simplificada da variação de k_{cg} e k_{cp}..... 159

Figura 5.21- Gráfico de correlação de q_c (resistência de ponta) do ensaio de **CPT** contra **N** (**SPT**) para solos da Nigéria..... 161

Figura 5.22- Valores de correlação entre q_c (resistência de ponta do **CPT**) e **N** (**SPT**) para solos residuais de Singapura..... 162

Figura 5.23- Médias das razões de K em função da profundidade para os solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre... 165

Figura 5.24- Correlações entre o Número de Golpes (**N**) e a Resistência de Ponta (q_c) para os solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre..... 166

Figura 5.25- Médias das razões K em função da profundidade para solos derivados dos granitos do tipo Morrinhos de Porto Alegre 166

Figura 5.26- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) dos solos derivados de Granitos do tipo Morrinhos de Porto Alegre 167

Figura 5.27- Médias das razões K em função da profundidade para os solos de maturidade jovem de Porto Alegre..... 167

Figura 5.28- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a resistência de ponta (q_c) para solos jovens de Porto Alegre..... 168

Figura 5.29- Médias das razões K em função da profundidade para os solos maduros de Porto Alegre..... 168

Figura 5.30- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a resistência de ponta (q_c) para os solos maduros de Porto Alegre..... 169

Figura 5.31- Médias das razões K em função da profundidade para taludes convexos de Porto Alegre 169

Figura 5.32- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes convexos de Porto Alegre..... 170

Figura 5.33- Média das razões K em função da profundidade para taludes côncavos de Porto Alegre 170

Figura 5.34- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes côncavos de Porto Alegre..... 171

Figura 5.35- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para as adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre 171

Figura 5.36- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para as adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre 172

Figura 5.37- Média das razões K em função da profundidade para o interior da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre 172

Figura 5.38- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para o interior da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre..... 173

Figura 5.39- Média das razões K em função da profundidade para aluviões de planície de inundação de Porto Alegre..... 173

Figura 5.40- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para os aluviões de planícies de inundação de Porto Alegre..... 174

Figura 5.41- Médias das razões K em função da profundidade para aluviões de depósitos interdigitados de Porto Alegre..... 174

Figura 5.42- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para os aluviões de depósitos interdigitados de Porto Alegre..... 175

Figura 5.43- Médias das razões K em função da profundidade para solos jovens derivados de rochas basálitcas de Passo Fundo..... 181

Figura 5.44- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para solos jovens derivados de rochas basálticas de Passo Fundo..... 181

Figura 5.45- Médias das razões K em função da profundidade para solos maduros derivados de rochas basálticas de Passo Fundo. 182

Figura 5.46- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para solos maduros derivados de rochas basálticas de Passo Fundo..... 182

Figura 5.47- Médias das razões K em função da profundidade para os taludes côncavos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo 183

Figura 5.48- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes côncavos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo 183

Figura 5.49- Médias das razões K em função da profundidade para taludes convexos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo 184
Figura 5.50- Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes convexos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo..... 184

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Classificação de solos a partir das relações entre q_c e f_s nas sondagens de cone 34

Tabela 2.2- Fatores de Aoki e Velloso (1975) para correção dos índices de resistência dos solos em função dos tipos de estacas 40

Tabela 2.3- Valores propostos por Aoki e Velloso (1975) para as variáveis **K** e α considerando os tipos de solos descritos nos perfis de sondagens 41

Tabela 4.1- Fatores considerados para determinar a zona de influência da natureza geológica sobre solos residuais de Porto Alegre 61

Tabela 4.2- Fatores considerados para determinar a zona de influência do estágio de maturidade dos solos sobre as curvas de resistência aferidas para os solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre 62

Tabela 4.3- Fatores considerados para determinar a zona de influência das condições geomorfológicas sobre as curvas de resistência dos solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre 63

Tabela 4.4- Principais características da influência da zona de falha sobre os solos derivados dos granitos do tipo Cerro Grande de Porto Alegre 71

Tabela 4.5- Principais características dos solos aluvionares de Porto Alegre 73

Tabela 4.6- Fatores considerados para determinar a zona de influência do estágio de maturidade sobre as curvas de resistência aferidas para os solos residuais derivados de rochas basálticas de Passo Fundo 80

Tabela 4.7- Fatores considerados para determinar a zona de influência das condições geomorfológicas sobre as curvas de resistência aferidas para os solos residuais derivados de rochas basálticas de Passo Fundo 80

Tabela 4.8- Classificação de status da bacia de drenagem 102

Tabela 4.9- Análise da variância das razões **CPT/SPT** de todas as variáveis geológico-ambientais consideradas de Porto Alegre 114

Tabela 4.10- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para os solos residuais sobre Granitos Cerro Grande e Granitos Morrinhos de Porto Alegre mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 115

Tabela 4.11- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para os solos residuais jovens e maduros de Porto Alegre mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 116

Tabela 4.12- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para as condições geomorfológicas de taludes convexos e taludes côncavos de Porto Alegre mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 117

Tabela 4.13- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para as condições de adjacências fora da zona de falha e interior da zona de falha de Porto Alegre mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 118

Tabela 4.14- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para os solos aluvionares de depósitos interdigitados e planícies de inundação de Porto Alegre mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 119

Tabela 4.15- Análise da variância das razões **CPT/SPT** de todas as variáveis geológico-ambientais consideradas de Passo Fundo 120

Tabela 4.16- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para os solos residuais jovens e maduros de Passo Fundo mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 121

Tabela 4.17- Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência para as condições geomorfológicas de taludes côncavos e taludes convexos de Passo Fundo mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método de Aoki e Velloso 122

Tabela 5.1- Correlações para areias e argilas, propostas por Terzaghi e Peck (1967) 132

Tabela 5.2- Correlações entre resistência à compressão simples e valores de **N** de **SPT**, segundo Costet e Sanglerat (1975) 135

Tabela 5.3- Relações aproximadas entre o grau de compacidade, Dr, N, q_c e ϕ para solos não coesivos 147

Tabela 5.4- Valores propostos para J, segundo De Mello (1971) 157

Tabela 5.5- Valores de K sugeridos nos trabalhos mais importantes, segundo Danziger e Velloso (1986) 160

Tabela 5.6- Correlação de valores de N_{SPT} e q_c (Lunne et al.,1997) 163

Tabela 5.7- Valores de K encontrados nos agrupamentos de solos estudados de Porto Alegre 163

Tabela 5.8- Valores de K para solos de Passo Fundo..... 180

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

NA - Nível d'água

NBR- Norma Brasileira

CPT - Cone Penetration Test

DCPT - Dinamic Cone Penetration Test

SPT - Standard Penetration Test

SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos

TB - Terminologia Brasileira

UTM - Coordenada Universal Transversal de Mercator

LISTA DE SÍMBOLOS

α e K - coeficientes propostos por Aoki e Velloso a partir de retro-análises estatísticas em dados de cálculo comparados com provas de carga sobre estacas

α - Índice de adesão argila estaca

Δl - Comprimento da camada de solo considerada (Aoki e Velloso,1975)

ϕ - Ângulo de atrito interno

γ - Peso específico aparente

γ_{max} - Peso específico máximo

γ_{min} - Peso específico mínimo

γ_{nat} - Peso específico natural

A - Área de ponta (Aoki e Velloso, 1975)

c - Coesão

CH - Argila de alta plasticidade

CI - Argila de média plasticidade

CL - Argila de baixa plasticidade

c_{μ} - Coesão não drenada

Dr - Densidade relativa

e_{max} - Índice de vazios máximo

e_{min} - Índice de vazios mínimo

e_{nat} - Índice de vazios natural

f_s - Resistência lateral à penetração do cone (resistência lateral)

F1 e F2 - Fatores de Aoki e Velloso para correção dos índices de resistência de solos em função dos tipos de estacas

GC - Grau de Compacidade

IC - Índice de Consistência

IP - Índice de Plasticidade

J - Constante que aumenta de materiais plásticos para não plásticos (Danziger e Velloso, 1986)

K - Coeficiente entre Rp/N (Danziger e Velloso, 1986)

K_c - Coeficiente de correlação para Rp e N (Danziger e Velloso, 1986)

K_o - Coeficiente de empuxo no repouso

Kp - Fator de correção para considerar o tamanho das câmaras de calibração

LL - Limite de Liquidez

N_c, N_γ e N_q - fatores de capacidade de carga (Terzaghi e Peck, 1962)

N ou N_{SPT} - Número de golpes / 30cm (sondagem de simples reconhecimento à percussão)

N' - Número de golpes abaixo do nível d'água

NC - Normalmente adensadas (areias)

OC - Pré-adensadas (areias)

OCR - "Overconsolidation ratio" (Razão de pré-adensamento)

PL - Carga atribuída à resistência lateral (Aoki e Velloso, 1975)

PP - Carga atribuída à resistência de ponta (Aoki e Velloso, 1975)

PP - Reta de pré-adensamento

PR - Carga de ruptura (Aoki e Velloso, 1975)

P_v - Tensão geostática efetiva

P_{vr} - Tensão geostática efetiva real

q - Sobrecarga

q_c - Resistência à penetração do cone (resistência de ponta)

q'_h - Tensão efetiva horizontal

q_l - Resistência de ponta limite (Meyerhof, 1974)

q_p - Resistência de ponta efetiva líquida do cone

q_u - Resistência à compressão

q_v- Tensão vertical total

q'_v - Tensão efetiva vertical

R - Razão de atrito

rl - Fator de resistência lateral (Aoki e Velloso, 1975)

Rl - Resistência lateral (Aoki e Velloso, 1975)

rp - Fator de resistência de ponta (Aoki e Velloso, 1975)

Rp - Resistência de ponta

S - Grau de sensibilidade

U - Perímetro da estaca (Aoki e Velloso, 1975)

Obs: Símbolos são repetidos quando usados por autores diferentes com significado diferente, com a citação da fonte bibliográfica.

LISTA DE UNIDADES DE MEDIDA

" - polegada

cm - centímetro

h - hora

kg/cm^2 - kilograma / cm^2

kJ - Kilo Joule

km - kilômetro

kN - kilo Newton

kPa - kilo Pascal

l - litro

lb - Libra

m - metro

mg – miligrama

min - minuto

mm - milímetro

MN - Mega Newton

MPa - Mega Pascal

°C - grau Celsius

s - segundo

t - tonelada

RESUMO

Este trabalho realizou estudos comparativos para testar a influência de algumas variáveis geológico-ambientais na determinação da estimativa da capacidade de carga dos solos, através da aplicação de Standard Penetration Test **(SPT)** e Cone Penetration Test **(CPT)** na investigação geotécnica.

Os estudos foram realizados em cálculos geotécnicos de capacidade de carga dos terrenos. As comparações utilizaram métodos de cálculo recomendados por autores, e de uso intensivo e disseminado, de forma que se tornaram padrões na avaliação da capacidade de carga dos terrenos, e as clássicas comparações entre K (resistência de ponta do cone(q_c)/número de golpes das sondagens à percussão(**N**)) x profundidade e q_c x **N**. Parâmetros de solos residuais e aluvionares de Porto Alegre e de Passo Fundo, no Rio Grande do Sul, foram utilizados.

As metodologias utilizadas e os resultados obtidos indicaram que as razões entre as resistências explicitadas pelas capacidades de carga calculadas por **SPT** e **CPT** são afetadas por variáveis geológico-ambientais, além dos critérios granulométricos considerados nas interpretações.

A natureza geológica dos terrenos apresentou maiores variações nas razões K para os granitos tipo Morrinhos e menores variações para os granitos tipo Cerro Grande.

Nas co-variáveis maturidade, condições geomorfológicas e influência de uma zona de falha, testadas em solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, nos solos residuais de Porto Alegre, as variações de estimativa de capacidade de carga e dos diagramas K x profundidade e q_c x N mostraram-se significativas, com variações estatisticamente relevantes em todos os cálculos e indicadores testados.

Mesmo nos solos aluvionares em Porto Alegre, em terrenos para os quais o **CPT** foi originalmente projetado, as variações na aferição da resistência dos solos por **SPT** e **CPT** foram relevantes em diferentes tipos de aluvião, e ocorreram diferenças no dimensionamento das capacidades de carga; nos diagramas K x profundidade e nas razões entre resistência de ponta do cone e número de golpes das sondagens à percussão.

Nos solos de Passo Fundo, os estudos demonstraram que o estágio de maturidade dos solos e as condições geomorfológicas foram fatores relevantes, para o mesmo tipo de solo, derivado da decomposição das rochas basálticas.

As conclusões do trabalho indicaram que, para os terrenos considerados, as variáveis geológico-ambientais estudadas e, possivelmente, outras causas, precisam ser consideradas e monitoradas nos trabalhos para determinação mais adequada dos coeficientes de correlação e correção, responsáveis pelas interpretações geotécnicas.

ABSTRACT

The objective of this study is to test the influence of some geological and environmental variables in the determination of load capacity of the soils, by the application of Standard Penetration Test (**SPT**) and Cone Penetration Test **(CPT)** in geotechnical investigation.

The studies was realized in geotechnical data, and the comparison used calculation methods recommended and of intensive and disseminated use, that was standardized, for analysis of bearing capacity of piles, and the classical comparison between point resistance of cone penetration test and number of blows of standard penetration test. Residual and alluvial soils of Porto Alegre and Passo Fundo, in the Rio Grande of South were used. Comparision between K (point resistance of cone(q_c)/number of blows of standard penetration test(N)) X profundity and q_c X N.

The methodologies followed and the results obtained indicate that the ratio between the bearing capacity of the piles analyzed, based on **SPT** and **CPT** borings, are affected by some geological and environmental variables, beyond grained criteria used in interpretations.

Geological nature of terrains show better variations in K for soils derived from Morrinhos type granite, than soils derived from Cerro Grande type granites.

In the co-variables maturity degree, geomorphological conditions e failed zone influence, tested in soils derived from Cerro Grande type granites, the variation of load capacity and of the K X profundity and q_c X N diagrams are significative, with statistical relevant variation in all indicators tested and calculated.

In the alluvial terrains, for that **CPT** was originally projected and developed, the variations on measure of soils by **SPT** and **CPT** are relevant and big differences occurred in the measure of resistance

On the Passo Fundo soils, studies show that the degree of maturity of soils and geomorphologic conditions are a relevant factors, on the measure of soil resistance for pile load dimension, in soils derived from basaltic rocks.

The results obtained indicate that factors such as geological fabric texture, maturity degree, geomorphological and alluvial soil conditions, among other, may influence, and must be considered for the determinations of the correlation and correction coefficients, used for geotechnical interpretations.

1. Introdução

1.1 – GENERALIDADES

A previsão da capacidade de carga dos terrenos a partir de dados provenientes de investigações geotécnicas é uma das grandes preocupações de geólogos e engenheiros civis que atuam em Engenharia de Fundações, Geologia Aplicada e Geotecnia Ambiental.

Esta previsão exige conhecimentos das propriedades e características dos solos, tanto sob o enfoque da mecânica dos solos quanto da natureza geológica dos terrenos, particularmente dos parâmetros de resistência aferidos e de suas relações.

As modernas tendências se direcionam para a obtenção de dados de campo, diretos ou mesmo indiretos, na tentativa de estabelecer previsões adequadas das estimativas de resistência dos materiais e sua capacidade de carga através de correlações.

A evolução e interpretação das sondagens à percussão e das sondagens de cone são apresentadas para buscar através do desenvolvimento destes métodos, as razões dos seus comportamentos relativos observados na avaliação da capacidade de carga dos solos estudados.

O **SPT** é o método mais antigo, tradicional e utilizado para aferir resistência dos terrenos, devido ao seu baixo custo, rapidez de execução e grande experiência acumulada.

No entanto, é cada vez maior a utilização do **CPT** nas investigações geotécnicas para determinação dos índices de resistência dos terrenos.

As correlações empíricas ou semi-empíricas utilizadas para estimar a capacidade de carga das estacas estão baseadas nos dados de resistência de um ou de outro método ou de ambos.

1.2 - NATUREZA EPISTEMOLÓGICA DAS INVESTIGAÇÕES

As ciências, derivadas da raiz central da lógica matemática e do cálculo

numérico, se desenvolvem sob o princípio básico da dedução. As leis e regras dos algoritmos que definem o comportamento dos materiais a partir de deduções de caráter matemático enquadram o comportamento dos corpos em rígidos padrões de cálculos e dimensionamentos.

A geologia e suas aplicações e ampla parte da geotecnia em geral e mecânica de solos em particular, necessitam de outra concepção para atingirem seu objetivo de determinar corretamente diagnósticos de materiais naturais e de seu comportamento esperado.

Enquanto na engenharia tradicional são satisfeitas as premissas fundamentais para aplicação da Teoria da Elasticidade, basicamente sendo contemplada a regra de homogeneidade dos materiais, além da isotropia e elasticidade, nas ciências naturais, que englobam solos e rochas, estas premissas não são verdadeiras, pois os materiais são extremamente heterogêneos.

Mesmo em agrupamentos de rochas e de solos classificados em um mesmo grupo as diferenças de composição ou resistência são elevadas e não atendem a premissa básica de homogeneidade necessária para a aplicação da teoria de elasticidade, prolegômenos **sine qua non** para aplicação de cálculos dedutivos.

Na geologia, os conceitos derivados da multiplicidade e da singularidade são disseminados e concorrem como premissa básica na maioria das interpretações obtidas. A partir deste enfoque, torna-se compreensível que ao tratarem de materiais semelhantes dentro da área geral da geotecnia, engenheiros busquem uma concepção estratégica visando o enquadramento dedutivista, enquanto geólogos ou profissionais mais afeitos às áreas de ciências naturais procurem uma visão genérica preferencialmente indutiva, partindo da observação dos fenômenos.

Não se procura com isto afirmar que a engenharia despreze as informações derivadas das observações locais. É consensual na engenharia de fundações a obrigatoriedade de execução de investigações geológicas-geotécnicas dos terrenos no local de execução das obras, e o dimensionamento das mesmas a partir dos resultados obtidos. Mas é implícita a tentativa de buscar definir regras genéricas, através de retro-análises estatísticas ou outros procedimentos semi-empíricos, para obter formulações genéricas de cálculos que possibilitem determinar capacidade de carga dos solos .

O desenvolvimento desta abordagem possibilitou a formulação de todos os processos de cálculo atualmente utilizados para determinação de capacidade de carga de solos e resistência de fundações. Desta forma foram obtidos os coeficientes associados aos diversos métodos de cálculo, advindos de retro-análises estatísticas sobre fundações calculadas a partir de dados de sondagens à ferramenta de percussão, sondagens de cone ou mesmo outros métodos não discutidos neste texto.

O presente trabalho objetiva auxiliar, a partir de uma concepção naturalista, na determinação da correlação existente entre dados obtidos a partir de sondagens à percussão e dados de sondagens de cone em diversos tipos de solos, quando utilizados os atuais métodos de determinação da capacidade de

carga dos solos.

O filósofo inglês Francis Bacon (1561 a 1626), é considerado um dos inventores do método experimental. Neste autor encarna a contradição da modernidade. Embora seja um precursor inigualável da concepção que é necessário unir a razão e a experiência ele não era considerado um físico moderno por sua oposição à matemática. Soube afirmar com nitidez o projeto de domínio da natureza e a necessidade de seu conhecimento prévio, denunciando uma espécie de efemeridade do império do homem sobre as coisas, que "não tem outra base além das artes e ciências" porque "só se pode comandar a natureza obedecendo a ela". ***Nature must be obeyed to be commanded*** é certamente um marco referencial da geologia e mais recentemente da geologia ambiental.

Na obra de René Descartes (1596 a 1650) encontram-se citações do autor que se ***"compraz com a matemática"***, mas não se esquiva de declarar que ***"é necessário uma metafísica como fundamento da física"*** em oposição direta ao racionalismo matemático de Galileu. Para o autor do *Discurso do Método*, "todos possuem naturalmente os instrumentos do conhecimento e o poder de bem julgar e distinguir o verdadeiro do falso, que é propriamente o que se chama bom senso ou razão e é naturalmente igual em todos os homens". Descartes proclama que o método consiste mais em ***"prática do que em teoria"***, estabelecendo quatro regras: ***"nunca receber como verdadeira qualquer coisa que não reconheça como tal"***; e aplicar a análise, a ordenação e a enumeração. Autor de importantes descobertas como a lei de conservação do movimento e a lei da inércia, firmou os fundamentos de uma física dedutivista e foi um marco referencial do pensamento *dedutivista*.

Um marco importante na evolução filisófica é a obra de Kant (1724 a 1804) que ressalta que ***"só se aprende a filosofar pelo exercício e uso da própria razão"***. Define a razão como **"a faculdade de reduzir à unidade às regras do entendimento sob os princípios"** relacionando a razão com o entendimento, qualquer que seja sua origem, dedutiva ou empírica.

Cabe às Ciências Exatas retomar as premissas epistemológicas para sustentar sua evolução, seus procedimentos, suas justificativas, e sua ética.

Há justificativa filosófica de partir de resultados da observação e das medidas feitas na natureza, para a determinação de parâmetros, e compreensão de comportamentos, dentro do objetivo de ampliar a compreensão da natureza, das forças e dos fenômenos envolvidos na determinação das capacidades de carga a partir dos métodos existentes para observação e tratamento dos dados.

Ainda que não se conheça completamente a natureza das variáveis envolvidas nos resultados obtidos, é a partir de definição dos resultados que serão efetivados avanços nas determinação de seus parâmetros, suas interações, seus efeitos e seus elementos de influência.

É a partir dos resultados que se pode conceber as teorias e não o contrário. Não é possível impor as teorias concebidas ou simplesmente deduzidas por meios matemáticos, ainda que embasados por retro-análise estatística, à natureza.

A contribuição que o espírito da geologia faz à mecânica dos solos à engenharia de fundações e à geotecnia ambiental, tem por premissa o domínio da observação e do tratamento dos dados obtidos pelas investigações da natureza sobre as deduções matemáticas, mecanicistas, ou meramente teóricas envolvendo a parametrização dos dados de resistência dos solos a partir das investigações de sondagens à percussão ou de cone.

1.3 - OBJETIVOS

O objetivo priincipal do trabalho é **avaliar a influência de alguns fatores geológico-ambientais sobre a estimativa de capacidade de carga, através dos métodos SPT e CPT.**

Como objetivos secundários:

I. estabelecer parâmetros preliminares de influência destas variáveis

II. a partir da definição das influências, futuramente, a determinação exata de sua dimensão, poderá ser definida através da instrumentação de equipamentos de investigação e estacas e da obtenção de dados de ruptura de provas de carga, para efetivar regressão de dados e obtenção de índices de correlação, com base em critérios influentes e adequados de natureza geológico-ambiental;

Existem correlações diretas, principalmente entre **N** – número de golpes do **SPT** e q_c – resistência de ponta do **CPT**, mas avaliações destes dados, considerando diversos outros fatores, precisam ser consideradas nos trabalhos para determinação mais adequada de coeficientes correlacionais.

1.4. - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA

A área de trabalho é a região urbana das cidades de Porto Alegre e Passo Fundo.

A cidade de Porto Alegre situa-se na Folha Porto Alegre (SH.22-Y-B),

localizada na região leste do Rio Grande do Sul, na altura do paralelo central do Estado. É limitada pelos paralelos 30°00 e 31°00 de latitude sul e pelos meridianos 51°00 e 52°30 de longitude oeste, e engloba a cidade de Porto Alegre em seu extremo nordeste (Figura 1.1).

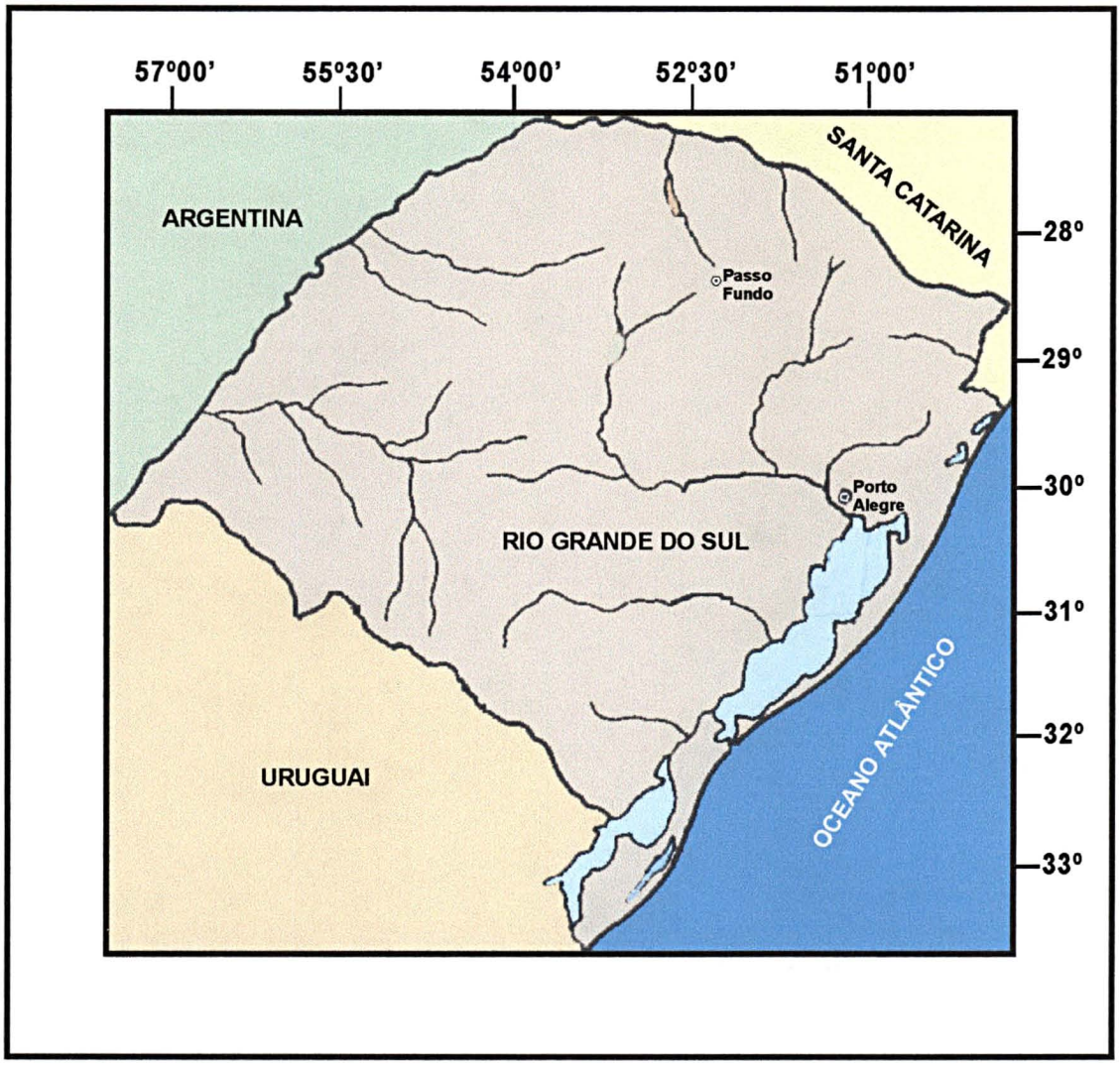


Figura 1.1 - Mapa de localização de Porto Alegre e Passo Fundo (Ramgrab et al., 1997).

A área da Folha de Porto Alegre é cortada no sentido leste-oeste pela rodovia federal BR 290 e no sentido norte-sul pela rodovia federal BR 116 possuindo, ainda, uma densa rede de estradas estaduais e municipais de tráfego permanente.

O principal ponto de referência regional é a cidade de Porto Alegre, situada no extremo nordeste da Folha, capital do Estado do Rio Grande do Sul.

A cidade de Passo Fundo localiza-se no Planalto Sul-Riograndense, a cerca de 300 km a noroeste da cidade de Porto Alegre. O acesso é feito pela BR

386. As localizações das cidades de Porto Alegre e Passo Fundo, encontram-se assinaladas na Figura 1.1.

1.5 – CRITÉRIOS DE ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

A previsão de capacidade de carga dos solos para o assentamento de cargas constitui uma das grandes preocupações dos especialistas, em uma área de interface cada vez maior entre engenheiros civis especializados em fundações ou mecânica de solos e geólogos, dentro do campo geral da geotecnia clássica e da geotecnia ambiental.

A participação dos geólogos, antes restrita às investigações de campo, cresce cada vez mais na direção de subsidiar com interpretações próprias da geologia, os dados a serem utilizados para o dimensionamento da capacidade de carga no âmbito da engenharia de fundações.

Albiero (1990) destaca que estas tendências se ampliam na medida em que os ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas, além de onerosos, não reproduzem adequadamente as condições de campo, e tornam imprescindíveis ensaios ***in situ*** para fornecer informações confiáveis.

Ferreira et al. (1998) confirmam que a previsão dos parâmetros de resistência dos solos, através de correlações, tem sido feita, normalmente utilizando os resultados de ensaios de penetração dinâmica (**SPT**) e estática (**CPT**). Cita ainda que tem sido usual a utilização do método de Aoki e Velloso.

Schnaid (2000) em "ENSAIOS DE CAMPO e suas aplicações à Engenharia de Fundações" confirma esta tendência.

Neste trabalho, como detalha o item 1.5, os perfis foram classificados como solos residuais ou aluviões no caso de Porto Alegre considerando as classificações das sondagens, as cotas altimétricas, as descrições dos solos e o conhecimento dos terrenos. Para os solos residuais, as variáveis geológico-ambientais testadas foram a influência da natureza geológica dos terrenos, o estágio de maturidade e a geomorfologia.

Em Passo Fundo todos os perfis das investigações correspondem a solos residuais, nos quais foram testados a influência do estágio de maturidade dos terrenos e as condições geomorfológicas.

Com base no conhecimento dos solos de Porto Alegre, obtido na análise e descrição de perfis de sondagem, por mais de 20 anos, e nas descrições registradas nos perfis acima citados, foram compilados 2 perfis representativos para os terrenos residuais de Porto Alegre, para a avaliação da variável geológico-ambiental natureza geológica dos terrenos, quando foram comparados ensaios sobre os solos derivados

dos granitos tipo Cerro Grande e dos solos derivados dos granitos tipo Morrinhos.

Foram ainda feitas comparações ainda das influências do estágio de maturidade, das condições geomorfológicas, e da influência de uma zona de falha sobre os solos derivados de litologias do tipo Cerro Grande.

Também foram considerados 2 perfis representativos para os solos aluvionares de Porto Alegre.

Na cidade de Passo Fundo, foram avaliados apenas o estágio de maturidade dos solos e a geomorfologia, pois não ocorre variação importante na natureza geológica dos terrenos.

Desta forma ficam abrangidas as variações granulométricas dos solos nas quais estão embasados os coeficientes de Aoki e Velloso (1975), a partir de retro-análises comparando investigações dos terrenos, previsões de capacidade de carga e rupturas em prova de carga. Embora obtidos a partir de terrenos de São Paulo, estes índices são de uso extensivo em todo o Brasil, sem modificações ou com pequenas modificações.

Ferraz Napoles Neto (1971) discute as possibilidades de padronização entre os diversos métodos de investigação utilizados para a obtenção de dados para a determinação de capacidade de carga, citando que para isto, elementos como a velocidade de penetração e área de ponta teriam de ser normatizados para propiciar a padronização.

Bernardes e Nordal (1991), afirmam que as formulações aplicadas, quando já consideram os resultados de provas de carga, permitem afirmar que as forças de inércia são dominantes durante a penetração dinâmica e que a resistência dos solos atinge um valor constante e independente da velocidade de penetração.

Estas diferenças entre os padrões dos equipamentos e natureza dos ensaios utilizados nos processos usuais de cálculos e nos métodos que produziram a massa de dados utilizada para os estudos comparativos deste trabalho certamente tem muita influência nos desvios padrão observados e em parte dos resultados. A representatividade estatística suscitada pela grande quantidade de dados coerentes entre si, legitima os resultados obtidos a despeito da falta de padronização entre os equipamentos.

1.6 - MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais utilizados foram 370 relatórios com perfis de sondagens à percussão de Porto Alegre, compilados de Azevedo (1990), totalizando 45.264m e 49 relatórios de sondagens à percussão e de cone do arquivo pessoal do autor,

totalizando 2.459,85 m, também da região de Porto Alegre.

Na área de Passo Fundo, foram utilizados 35 perfis de sondagens à percussão e de cone, de 15 relatórios, totalizando 581,25m.

Todos os endereços das investigações, encontram-se na obra citada e em posse do autor.

Considera-se que esta amostragem seja representativa dos solos que se pretende analisar.

Em Porto Alegre, foi testada influência da natureza geológica dos terrenos, quando foram comparados solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande com solos derivados dos granitos tipo Morrinhos.

Sobre os solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande, foram avaliados ainda a influência da maturidade dos terrenos, das condições geomorfológicas e da interferência de uma zona de falha.

Para cada tipo foram consideradas as duas condições geológico-ambientais mais comuns. O mesmo procedimento foi realizado para os terrenos aluvionares, testando 2 perfis característicos.

Para separação dos perfis, considerou-se a localização, as curvas de resistência aferidas e a descrição dos perfis.

Foi considerada ainda a modelagem numérica do terreno, que influencia nas variáveis e co-variáveis consideradas.

As médias das resistências obtidas em cada área consideradas, foram utilizadas para aferição da variável analisada de Porto Alegre.

O mesmo processo foi utilizado com os terrenos aluvionares de Porto Alegre. Foram adotados um perfil geotécnico de terrenos areno-argilosos, de depósitos interdigitados, mais freqüente a sul da cidade, e um perfil de solos predominantemente argilosos, ocorrentes preferencialmente mais a norte da de Porto Alegre.

Em Passo Fundo, as médias de cada área de influência, foram utilizadas na avaliação de duas variáveis: estágio de maturidade e geomorfologia. Não foi analisada influência da natureza geológica do substrato rochoso por não haver variação neste item, uma vez que toda região tem substrato basáltico.

Em todos estes conjuntos foram aplicados os cálculos de capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975), para verificar a influência das variáveis geológico-ambientais propostas. Os resultados das médias das resistências de campo, considerando cada área dos mapas, foram usados nos cálculos finais obtidos, empregando os parâmetros granulométricos usuais na caracterização dos perfis de solo típicos de cada situação, compiladas com base nas descrições dos perfis.

Estes cálculos simulados consideraram estacas do tipo Pré-moldada, Escavada e Franki, com diâmetros de 0,40m e 0,60m, em profundidades de 5m, 10m e 15m para os perfis menos espessos e 5m, 10m, 20m e 25m para os perfis

mais espessos de Porto Alegre e de 5m, 10m e 15m para os perfis de Passo Fundo.

Desta forma estão abrangidas variações decorrentes de alteração dos tipos de fundações, diâmetros e profundidades de assentamento diferenciadas.

Para a execução destes cálculos foram utilizadas as médias de resistências de todas as investigações geotécnicas classificadas dentro da área de influência da variável considerada, conforme os mapas de localização das amostras e planilhas de resultados dos ensaios apresentados nos anexos. Amostras próximas dos limites das áreas de influência considerada para cada variável geológico-ambiental foram classificadas conforme sua descrição. Amostras anômalas foram descartadas.

Os resultados dos cálculos da estimativa de capacidade de carga são avaliados através de razões entre **CPT/SPT**.

Os resultados obtidos com as simulações de cálculos propostas e justificadas, estão compilados no capítulo 4, onde são apresentados os mapas de localização das amostras.

Nos anexos encontram-se os resultados das investigações geotécnicas, separados em planilhas conforme a utilização nos perfis de cálculo dos fatores geológico-ambientais considerados.

Os resultados das razões foram avaliados para testificar a diferença entre os fatores geológico-ambientais considerados

A comparação entre **n** grupos submetidos a **n** tratamentos pode ser feita aplicando-se o método desenvolvido por R. A. Fischer(1948) e sua escola e designado de **análise da variância** (ANOVA).

Para provar a significância da relação F (variância), aplica-se a tabela F, cujo valor calculado deve ultrapassar o da tabela.

Quando o F calculado é maior que o F tabelado para P de 0,01, por exemplo, a probabilidade de que as amostras em estudo tenham sido tomadas da mesma população é menor que 0,01; deduz-se que não são todas iguais, isto é, ***a diferença é significativa*** no nível de probabilidade de 0,01 ($P < 0,01$).

Para validar as interpretações dos dados acima descritos, dentro de cada uma das variáveis de influência geológico-ambientais designadas, foi aplicado o teste "t" de Student.

Este teste estatístico é considerado o mais efetivo na determinação de populações distintas.

Valores estatísticos abaixo de 0,05 indicam valores que expressam populações diferenciadas ou com variáveis relevantes, com probabilidade de 95%.

Valores estatísticos acima de 0,05 indicam populações homogêneas ou com variáveis apresentando diferenças irrelevantes, com probabilidade de 95%.

Ao final dos trabalhos são realizadas as clássicas comparações entre **qc** (resistência de ponta do cone) e **N** (número de golpes da sondagem à percussão), através de diagramas de dispersão entre ambos e entre a razão **K** (qc/**N**) contra a profundidade.

As sondagens à percussão seguem a norma **"Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos"**, NBR 6484/80, que apresenta os procedimentos que devem ser respeitados na execução do método, existem outras normas complementares vinculadas. A Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios é regida pela NBR 8.036, e o conjunto de investigações é abrangido pela NBR 6.497 "Levantamento geotécnico".

A norma NBR 6502/80 apresenta a **Terminologia brasileira de solos e rochas**, com os termos utilizados na designação destes materiais.

Na norma NBR 7250/82 são fixadas as condições exigíveis para a identificação e formulação da nomenclatura descritiva de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento para fins de engenharia civil, tendo por parâmetro exames tátil e visual dos materiais e por finalidade a apresentação de perfis geotécnicos para subsidiar análises e cálculos de capacidade de carga.

Na norma NBR 8036/83, denominada de **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios (procedimentos)** são fixadas as condições exigíveis na programação das sondagens de simples reconhecimento dos solos destinadas a elaboração de projetos geotécnicos para construção de edifícios. Esta programação abrange a quantidade de sondagens, sua localização e profundidade.

O "**CPT**" é normatizado pela MB 3406 (NBR 12.069): "Solo – Ensaio de penetração do cone *in situ* (**CPT**), - método de ensaio - definido como "ensaio que consiste na cravação no solo, de forma contínua e incremental, a uma velocidade padronizada, de uma ponteira também padronizada do tipo cone ou cone atrito, medindo-se a sua reação contínua ou descontinuamente para se obter os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local".

Complementa asseverando: "Para se realizar o ensaio, há necessidade de um equipamento de cravação devidamente ancorado ou lastreado a uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiras padronizadas".

2. Conceitos Básicos

2.1 – SOLOS

Solos, para geólogos, agronômos e engenheiros civis, dentre outras áreas, tem diferentes funções e em razão disso, variadas formas de abordagem.

Conceitualmente no entanto, ocorre uma convergência de visões. Solos, fundamentalmente, são os materiais resultantes da decomposição das rochas. Podem ser encontrados no local em que se formam, quando são classificados como residuais ou de alteração de rocha. E podem ser encontrados fora do local que se formaram, pelo transporte através de agentes inseridos em sistemas ambientais, quando então são descritos como materiais aluviais.

Vargas (1978) inclui, em sua divisão de "origem e constituição" dos solos, a divisão entre "residuais" para "quando o solo, produto do processo de decomposição, permanece no próprio local em que se deu o fenômeno". Para o mesmo autor, "quando, em seguida, é carregado pela água das enchurradas ou rio, pelo vento ou pela gravidade – ou por vários destes agentes simultaneamente – ele é dito "transportado"".

Ollier e Pain (1995) definem solos como "**All unconsolidated materials above bedrock**".

Estes autores também dividem os materiais em: "rochas alteradas", "solos residuais", para aquelas alterações de rocha que se encontram no local em que se formaram ou se moveram a curtas distâncias; e "sedimentos transportados" para os materiais que são transportados por água, vento, gelo ou movimentos de massa (colúvios).

Em termos físicos são constituídos de misturas com variadas proporções de areias, siltes e argilas, com espaços vazios, que podem estar preenchidos por água ou ar. Quando o solo tem todos os seus vazios preenchidos por água é dito **saturado**.

É comum na nomenclatura geotécnica, solos de alteração de rocha correspondem à parte dos materiais terrosos onde é possível observar ainda as texturas relictas ou remanescentes da rocha que deu origem ao perfil do terreno.

Solos residuais são a evolução ou **amadurecimento** da categoria anterior. Correspondem aos solos de alteração em uma fase e num horizonte do terreno, onde, geralmente, não mais restam relictos pétreos ou texturais capazes de determinar a rocha geradora.

Por fim, as camadas superficiais são as coberturas, nas quais o desenvolvimento de vegetação e a interação com microrganismos resulta em

impregnação com matéria orgânica e é imprópria para utilização geotécnica.

Todos os dados aqui considerados tem origem geotécnica e portanto serão tratados dentro da nomenclatura usual na engenharia de solos e fundações.

Os solos aluviais que correspondem aos materiais transportados particularmente por agentes fluviais ou marinhos, tem correlações menos claras entre as classificações geológicas, geotécnicas e agronômicas.

A resistência dos solos é função da densidade. Quanto maior a densidade dos materiais, maior sua resistência ao cisalhamento. Esta é uma premissa válida para todos os tipos de solos.

Em função do transporte e forma de deposição dos materiais, as principais características dos terrenos aluvionares são:

- ✓ O elevado índice de vazios, que determina densidades inferiores, principalmente nas camadas mais superficiais, e por conseqüência, menor resistência ao cisalhamento;

- ✓ A homogeneidade da composição dos materiais das camadas. Nas camadas argilosas, predominam amplamente as argilas, enquanto nas camadas arenosas, o mesmo ocorre com as areias.

Em geologia este fenômeno é bastante conhecido. Agentes transportadores que transportam preferencialmente partículas finas são incapazes de carregar materiais grosseiros. E materiais finos existentes junto aos materiais de maior granulometria são sempre carregados, separados ou lixiviados dos materiais grosseiros.

A gênese dos solos depende da ação integrada dos processos geológicos que caracterizam a transformação dos minerais endogênicos em minerais supergênicos

Posteriormente, pode ocorrer eventual transporte e deposição deste material, já formado.

Vieira (1975) assevera que não há um limite rígido entre os processos geológicos e os pedológicos (ou **agronômicos**) propriamente ditos.

Kalpagé (1974) ressalta o clima como principal fator de formação dos solos em regiões tropicais e subtropicais de altas temperaturas onde a presença de pesadas chuvas associadas, provocam a formação de espessos mantos intempéricos, diferenciados apenas pela geologia original e características geomorfológicas. São estas as variáveis que procuramos ressaltar na análise proposta.

A influência do clima ocorre principalmente pelas variações de temperatura e ação de ventos, precipitações pluviométricas ou geleiras.

A elevação de temperatura associada com altos índices pluviométricos provoca aumento da velocidade das reações químicas de transformação dos minerais e determina a atividade dos micro-organismos.

As condições climáticas influenciam no tipo de argilo-mineral que se forma da decomposição dos minerais formadores das rochas. Com exceção do quartzo, que não sofre intemperismo químico importante, e permanece nos solos constituindo a fração arenosa dos terrenos, nas regiões temperadas ocorrem principalmente as argilas do tipo 1:1. Enquanto nas regiões de clima frio, a água se solidifica facilmente, provocando uma redução no processo de hidrólise, resultando em solos pobres em argila, onde o tipo de argila predominante é do grupo das montmorilonitas ou ilitas.

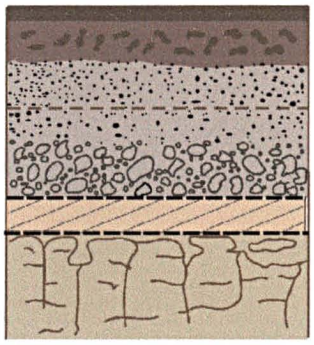
A topografia influencia o perfil de solos formados. No capítulo de geomorfologia do presente trabalho há uma extensa discussão entre o equilíbrio gerado pelas condições de escoamento superficial nos terrenos em relação às taxas de infiltração.

Berry e Ruxton (1959) discutem a influência dos fatores geomorfológicos no perfil de solos. Destacam, particularmente, as curvaturas dos taludes como fatores determinantes. Nas figuras 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4 são apresentados os estudos destes autores.

Nestas figuras, as zonas descritas correspondem às seguintes descrições:

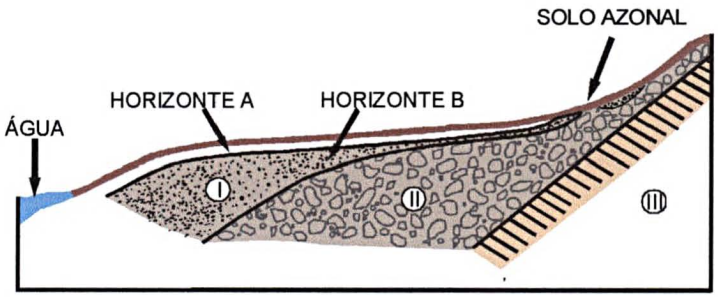
- Zona I – argila siltosa bruno avermelhada, com o aspecto de uma massa sem estrutura;
- Zona II – areia siltosa pálida, mantendo a estrutura da rocha granito, contendo pouca pedra.
- Zona III – zona em que a quantidade de materiais pétreos é abundante.
- Zona IV – rocha intemperizada.

Foi verificado ainda que a formação dos solos é diferente, para um mesmo substrato rochoso granítico, nas condições geomorfológicas de talude côncavo e talude convexo. Estes são fatores que procuramos privilegiar na análise comparativa.



Zona I - argila siltosa bruno avermelhada, com o aspecto de uma massa sem estrutura.
Zona II - areia siltosa pálida, mantendo a estrutura da rocha granito, contendo pouca pedra.
Zona III - zona em que a quantidade de materiais pétreos é abundante.
Zona IV - rocha intemperizada.

Figura 2.1 – Perfil de intemperismo sobre granitos (Berry e Ruxton, 1959).



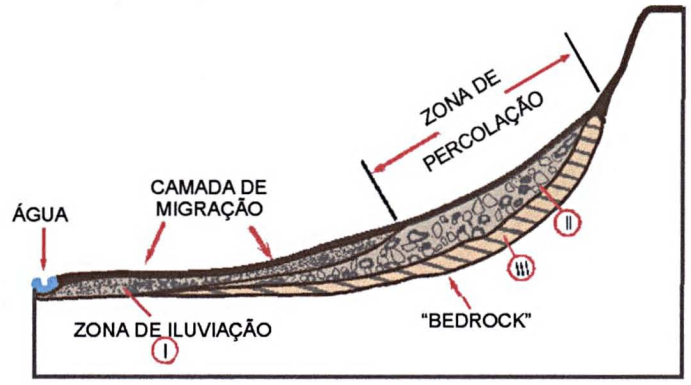
Zona I - argila siltosa bruno avermelhada, com o aspecto de uma massa sem estrutura.
Zona II - areia siltosa pálida, mantendo a estrutura da rocha granito, contendo pouca pedra.
Zona III - zona em que a quantidade de materiais pétreos é abundante.

Figura 2.2 – Formação de solos nos terraços (Berry e Ruxton, 1959).



Zona I - argila siltosa bruno avermelhada, com o aspecto de uma massa sem estrutura.
Zona II - areia siltosa pálida, mantendo a estrutura da rocha granito, contendo pouca pedra.
Zona III - zona em que a quantidade de materiais pétreos é abundante.
Zona IV - rocha intemperizada.

Figura 2.3 – Formação de solos no relevo convexo (Berry e Ruxton, 1959).



Zona I - argila siltosa bruno avermelhada, com o aspecto de uma massa sem estrutura.
Zona II - areia siltosa pálida, mantendo a estrutura da rocha granito, contendo pouca pedra.
Zona III - zona em que a quantidade de materiais pétreos é abundante.

Figura 2.4 – Formação de solos no relevo côncavo (Berry e Ruxton, 1959).

Jenny (1941) destaca em função do tempo, 3 fases para a formação dos solos:

- Fase inicial: onde predomina o material da matriz ou arcabouço litológico que origina o solo;
- Fase intermediária: quando já não há predomínio da matriz sobre o aspecto do material terroso.
- Fase final: representada pelo solo maduro.

Schnaid (2000), citando Skempton (1986); Barton et al (1989) e Jamiolkowski et al (1988) confirma a influencia do aumento da idade dos depósitos para a elevação da resistência dos solos.

As principais características das rochas que influenciam na formação dos solos são a composição mineralógica, estrutura da rocha e características químicas e mecânicas dos materiais. Obviamente, a composição mineralógica explica a formação dos solos conhecidos como saibros, em engenharia.

Saibros são resultantes da desintegração ***in situ*** das rochas graníticas preferencialmente. São materiais muito procurados em engenharia porque se adaptam perfeitamente ao uso como leitos ou sub-leitos de pavimentos, em função da resistência que apresentam, certamente uma função da quantidade de materiais arenosos presentes, consequência da presença do mineral quartzo na rocha original.

As ações dos organismos e dos vegetais sobre os solos também são notáveis. Os organismos atuam em vários processos químicos, enquanto as raízes dos vegetais são reconhecidos agentes de transformações mecânicas dos terrenos. Os vegetais atuam ainda no controle de erosão e interagem com o clima, influenciando a evapotranspiração e a espessura das neves, além de controlar os ventos.

Predominam nos levantamentos de solo existentes no Brasil, descrições das características morfológicas, análises físicas, químicas e mineralógicas e itens como drenagem, relevo, clima, altitude, declividade, material de origem, variações laterais ou verticais e inclusões de outros solos, distribuição geográfica e outras particularidades de aplicação agrícola.

Todas as características dos solos, exaustivamente discutidas ao longo de todo este trabalho, auxiliam a caracterização dos terrenos com fins de interpretação geológico-geotécnica. Mas a avaliação da resistência e da capacidade de carga de um terreno, decorre particularmente dos resultados numéricos apresentados pelos perfis de sondagens geotécnicas à percussão ou sondagens dinâmicas, **Standard Penetration Test (SPT)** e pelos perfis de sondagens de cone ou estáticas, **Cone Penetration Test (CPT)**, evidentemente interpretadas à luz dos conhecimentos pedológicos dos terrenos.

2.2 – INVESTIGAÇÕES POR SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

No primeiro metro, a escavação deve ser realizada com trado cavadeira ou concha, sendo então instalado o primeiro metro do tubo de revestimento, acoplado com a bica de lavagem para retorno da água do interior da perfuração para o tonel reservatório de água.

A circulação de água é prevista apenas abaixo do nível da água. Acima, recomenda-se o uso de trado para o avanço da perfuração, nos intervalos do teste de resistência. Se for considerada a possibilidade de fundações diretas bastante rasas, esta extensão pode ser diminuída para meio metro.

A seguir, a limpeza do furo e a continuidade da perfuração podem ser realizados por trado espiral até o limite de impenetrabilidade à trado (avanço do trado inferior a 5 cm após 10 minutos de operação), prosseguindo o avanço do furo através de circulação de água por lavagem.

O avanço consiste em operar o trépano, alçando a composição e deixando cair no fundo do furo em queda livre, de altura de 30 cm, ao mesmo tempo que o operador segurando o "**T**" de lavagem gira o trépano. A medida em que se aproxima a cota de nova amostragem, deve ser diminuída a altura de lançamento do trépano para amolgar o mínimo possível o terreno que será amostrado. Atingida a cota de amostragem, o furo é limpo, levantando o trépano a cerca de 20 cm do fundo do furo e deixando a água circular até refluir limpa na bica de lavagem.

A Figura 2.5, apresenta as peças básicas de um equipamento de sondagem à percussão.

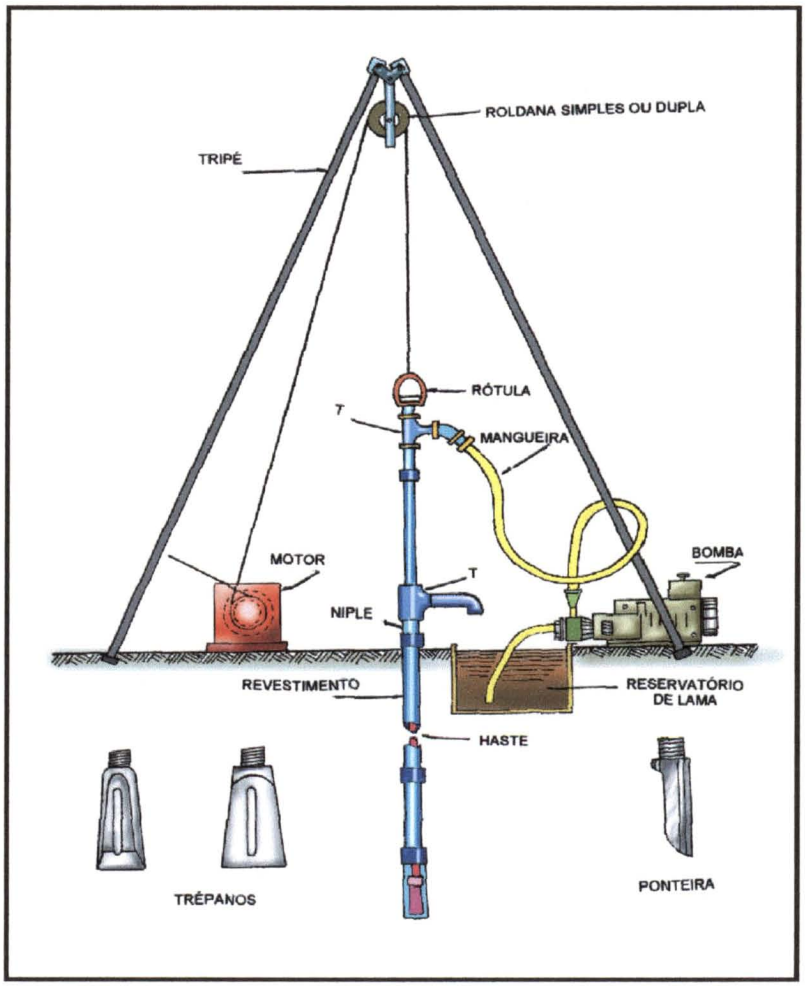


Figura 2.5 - Peças básicas de equipamento de sondagem à percussão (**SPT**).

Quando a parede do furo é constituída por areias inconsolidadas e pouco compactas de terrenos aluvionares, devem ser instalados tubos de revestimento conectados até a profundidade em que for possível. Após, pode ser misturada lama bentonítica no fluido de lavagem. A lama bentonítica sofre expansão com a água e ao entrar nos interstícios entre os grãos de arcabouço das areias, se expande, pressionando os grãos e impedindo colapso das paredes da perfuração.

Nos trechos em que for utilizada lama bentonítica, deve ser efetuada cuidadosa limpeza do furo com **baldinho** antes de prosseguir os ensaios de pentração por cravação. A medição de resistência deve ser efetuada exatamente na cota original prevista. A contagem do número de golpes deve ser realizada do horizonte do terreno conforme controle de cotas efetuado a partir de superfície, no nível de terreno abaixo de eventual depósitos de lama bentonítica que assentem no fundo do furo.

Em solos residuais, raramente são feitas contenções com uso de bentonita, enquanto em solos muito arenosos, pouco compactos, em aluviões, esta prática é comum.

O furo deve sempre avançar 50 cm na frente do revestimento, com exceção dos casos em que não é possível estabilizar as paredes laterais da perfuração.

Durante a perfuração devem ser anotadas pelo operador as profundidades das transições das camadas, detectadas pela mudança de coloração de materiais trazidos pelo trado espiral ou pelo produto de lavagem, na boca do furo.

O nível da água dentro do furo deverá ser constantemente mantido igual ou superior ao do nível do nível freático, procurando manter as mesmas condições da pressão neutra original. O nível da água dentro do furo tende a baixar muito nas operações de retirada da composição das hastes de perfuração que sustentam o trépano de lavagem, devendo então ser averiguada a cota do nível de água, antes do ensaio de penetração.

Ao retirar a composição de avanço do interior do furo, com o trado espiral ou o trépano de lavagem, deve ser registrada a cota da perfuração na parte superior da bica para que depois que for instalado o amostrador padrão de Terzaghi, o mesmo seja colocado na profundidade correta de terreno não amolgado.

A cada metro de avanço das perfurações, é coletada uma amostra de solo para análise, com, pelo menos 6 cm de comprimento, sendo retirada no ponto médio do amostrador Terzaghi. Também é comum coletar os solos quando perfeitamente preservados, do bico do amostrador.

Também pode ser retirada uma amostra dos solos da lavagem para os restantes 50 cm de cada unidade de metro, que não forem ensaiadas por penetração.

As amostras coletadas são acondicionadas em recipientes plásticos e etiquetadas, com informações sobre o número do furo, profundidade da amostra e

número de golpes obtido nas três séries de 15 cm do ensaio de penetração.

Nos locais onde é difícil a coleta de amostras, o procedimento usual é coletar fragmentos dos solos escarificados pelo trépano de lavagem em um balde separador, que sedimenta estes materiais, colocado no interior do tonel coletor da água de lavagem que sai do interior da perfuração.

Quando ocorre alteração na cor da água retornada do interior do furo, deve ser coletada outra amostra, pois é provável que houve alteração na natureza das camadas de solo pesquisadas.

Em geral, as amostras são mantidas armazenadas a disposição dos contratantes ou interessados, por prazos que variam de 30 a 180 dias, sendo posteriormente descartadas.

Antes de iniciar o ensaio de penetração do amostrador Terzaghi para obtenção do número de golpes ou índice **SPT**, a cota de início da percussão deve ser conferida com a cota de suspensão da operação de lavagem.

Se for constatado desmoronamento no furo ou entulhamento do fundo da perfuração, a operação de lavagem para limpeza do furo deve ser repetida até o furo estar em condições para realização do teste de resistência.

Depois da perfuração estar convenientemente preparada, o martelo ou pilão deve ser colocado suavemente sobre a cabeça de bater, para anotação de penetração da composição, caso ocorra cisalhamento na camada de solo com o índice de zero golpes.

Se não houver penetração superior a 45 cm pelo peso próprio do pilão e das hastes, são anotadas nas hastes três séries de 15 cm para contagem do número de golpes necessário à cravação do amostrador Terzaghi.

O amostrador padrão deverá ser cravado pela queda livre do pilão de 65 kg de uma altura de 75 cm. O pilão deverá ser sustentado por uma corda flexível que se encaixa com folga no sulco da roldana. O pilão e as hastes de perfuração devem estar rigorosamente alinhados.

Devem ser tomadas precauções especiais para evitar que durante a queda livre do pilão ocorra perda da energia de cravação (4.875 kg/cm) por atrito entre peças do equipamento ou por falta de sincronia entre os operadores de corda e guincho do tripé.

No boletim de campo, são assinalados o número de golpes necessário à cravação de cada uma das séries de 15 cm correspondentes a 45 cm do ensaio.

O número de golpes $\mathbf{N_{SPT}}$ é tomado como sendo a soma dos números de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm de um ensaio de resistência de 45 cm.

Existe uma diferença entre a resistência à penetração dos primeiros

30 cm e dos últimos 30 cm. Esta variação é causada pela perturbação do solo logo abaixo da cota de lavagem ou pelo alívio de tensões (tanto maior quanto maior for o diâmetro do furo), ou ainda pela migração da água intersticial na zona a amostrar. Na porção superior, o número de golpes será menor que na região mais abaixo, menos perturbada pela operação da perfuração.

Análises estatísticas mostram que cerca de 25% dos golpes são utilizados na primeira série, 35% para a segunda série de 15 cm e cerca de 40% para a terceira e última série de 15 cm.

Teixeira (1974) assinala que desta forma, a adoção de dados da primeira das 3 séries pode diminuir a resistência adotada da resistência real do terreno, no mínimo em 1,2 vezes, sendo citados casos de até 1,4 vezes.

O limite de impenetrabilidade para o ensaio penetrométrico na fase de medição por percussão, é definido por uma das seguintes condições:

- quando em 3 metros sucessivos, forem registrados índices de penetração do amostrador maiores que 45/15 cm (45 golpes para 15 cm);

- quando em 4 metros sucessivos forem obtidos índices de penetração do amostrador entre 45/15 cm e 45/30 cm (45 golpes para 15 cm e 45 golpes para 30 cm);

- quando em 5 metros consecutivos forem obtidos índices de resistência à penetração do amostrador entre 45/30 cm e 45/45 cm (45 golpes para 30 cm e 45 golpes para 45 cm);

- se a penetração do amostrador for nula para 5 golpes do martelo.

A norma brasileira (NBR 6484/1980) permite interromper as sondagens em profundidades menores que os limites de impenetrabilidade descritos, desde que, após análise da natureza dos terrenos e das necessidades de capacidade de carga da obra, as justificativas geotécnicas indiquem paralisação em situações de menor resistência.

Em regiões geológicas com frequentes ocorrências de lentes delgadas de rocha ou materiais resistentes, podem ser utilizados cone penetrométricos dinâmicos. Denominados **DCPT** (***Dinamic Cone Penetration Test***), são utilizados na Europa com a finalidade de medir a espessura e a continuidade das camadas duras sem necessitar executar sondagens rotativas. Evidentemente para lâminas delgadas de camadas resistência, com solos menos resistentes sotopostos.

Equipamentos deste tipo, cujo mais comum é o cone tipo Barros, devido a sua geometria apresentam um potencial de avanço maior do que o do trépano ou do barrilete amostrador **SPT**, perfurando camadas impenetráveis delgadas. Também são utilizados os trépanos para estes procedimentos.

Na Europa estes cones mais duros também eram utilizados na medição dos índices de resistência **SPT** para lentes duras intercaladas em solos, com os procedimentos análogos aos do amostrador padrão de Terzaghi, para contagem das resistências. O valor **N** (**DCPT**) é tomado como sendo o número de golpes necessário para cravação de 30 cm no terreno, obtido através da soma de duas penetrações consecutivas de 15 cm.

Em terrenos com matacões onde não é possível o uso destes cones, as sondagens à percussão convencionais podem e devem ser deslocadas de um a dois metros para cada lado, utilizando como referência os limites do terreno ou os pontos cardeais, para verificar a extensão dos matacões e a natureza dos materiais sotopostos.

Quando não houver avanço no ensaio de penetração, pode ser utilizada a lavagem por tempo. Este procedimento no total de 30 min, é suspenso se os avanços obtidos em cada uma das três séries de 10 min for inferior a 5 cm.

Caso os limites de impenetrabilidade ao amostrador Terzaghi, ao trépano e ao **DCPT**, se utilizado, forem considerados precoces para o reconhecimento geotécnico satisfatório dos terrenos, deverão ser executadas sondagens mistas no local.

A profundidade do nível de água original pode ser melhor mensurada a partir da abertura inicial do furo, não sendo utilizados ensaios de lavagem até ser encontrado o nível de água original. Ao ser encontrado o nível de água original do solo, as sondagens devem ser suspensas por 30 min para observação das oscilações do nível de água dentro do furo a cada 5 min.

Nos solos granulares permeáveis, a água imediatamente toma sua posição final, mas em solos de baixa permeabilidade, com coeficientes de permeabilidade inferiores a 10^{-5} cm/s, a perfuração pode avançar alguns metros abaixo do nível do nível freático sem que seja percebido um acréscimo de umidade considerável nas amostras. Nestes casos, a cota de estabilização do nível freático pode estar bem acima do primeiro nível de profundidade de ocorrência observado. Fatores como disposição das camadas e permeabilidade dos solos, bem como diâmetro da perfuração desempenham fatos relevantes nestes casos.

A cada interrupção das investigações, ao serem retomadas as perfurações, a primeira tarefa é registrar a profundidade do nível freático, para averiguar eventuais oscilações.

Caso sejam verificadas condições de artesianismo ou perda de água no furo, as profundidades de manifestações dos fenômenos devem ser registradas.

A ocorrência de lençol de água muito próximo da superfície, em regiões acidentadas poderá representar reservatórios estanques (chamado de lençol empoleirado), que altera e prejudica muito a capacidade de carga dos solos para fundações superficiais, exigindo muitas vezes, o esgotamento dos reservatórios.

O *lençol empoleirado ou suspenso*, é reconhecido verificando a presença de uma camada argilosa impermeabilizante sotoposta à lâmina de água. Ao ser

perfurada, a camada de impermeabilização logo abaixo, em geral, permite o esgotamento do lençol. Se o furo permanecer seco após o esgotamento, pode se concluir que o lençol estava confinado em superfície. Após este procedimento, a perfuração pode seguir normalmente.

Após o término da sondagem, o nível de água deve ser esgotado da perfuração com auxílio do baldinho, sendo medida então a elevação do nível de água dentro do furo a cada 5 min, por um período de 30 min.

Em caso de solos argilosos, silto-argilosos ou de baixa permeabilidade em geral, este período pode ser ampliado para haver certeza de que a última leitura representa a posição de estabilização do nível freático.

O nível do nível freático é definido como a cota de profundidade da coluna de água cuja pressão é igual a atmosférica.

Após transcorrerem 24 h do término da perfuração e da retirada do revestimento, deve ser realizada nova leitura do nível do nível freático, caso o furo ainda permaneça aberto. Em caso de fechamento, deve ser anotada a profundidade de desmoronamento do furo, cuja instabilização pode ter sido auxiliada pelo nível de água.

Para controle permanente do nível de profundidade de água, caso comum em barragens ou em monitoramento ambiental, podem ser instalados piezômetros nos furos da sondagem à percussão, quando da retirada dos revestimentos externos.

Na planilha de campo são anotados o nome da empresa executora, nome do contratante, endereço da obra, número de sondagem, cota da boca do furo em relação a uma Referência de Nível, datas de início e término do furo, profundidade atingida por cada método (trado concha, trado helicoidal, circulação de água), profundidade do tubo de revestimento externo, profundidades das mudanças das camadas e do final do furo, registros das amostras coletadas pelo amostrador ou por lavagem e uma descrição tátil-visual contendo textura, origem dos solos, cor e outras indicações.

O registro mais importante a constar do boletim de sondagem de campo são as profundidades e as três séries de golpes obtidas para medir a resistência à penetração do amostrador, a cada metro.

Se houver lavagem por tempo, a mesma também deverá ser anotada. As observações sobre oscilações de nível freático são frequentemente negligenciadas pelos operadores de campo, mas estas observações sempre deveriam ser registradas.

Por último, deve ser anotado o nome do operador da sondagem, um visto do fiscal de obra se houver e anotação de outras observações que se considerarem relevantes.

No relatório final devem constar além do nome do interessado e do endereço da obra, uma descrição sumária do método ou citação das normas da ABNT adotadas, o total perfurado, a planta de locação da obra e das sondagens

executadas, a identificação da Referência de Nível utilizada e os perfis individuais de cada furo de sondagem, ou as secções do subsolo equivalentes.

Os perfis individuais de cada furo de sondagem são o resultado final de todas as operações de campo e o capítulo fundamental do relatório e devem conter:

- nome do interessado;
- endereço e referência da obra;
- número do furo;
- visto dos responsáveis pela elaboração dos perfis;
- tipo de amostrador e diâmetro do revestimento utilizado;
- cota da boca do furo com precisão de 1 cm;
- descrição sumária da Referência de Nível utilizada;
- linhas horizontais cotadas a cada 5 metros em relação à referência de nível;
- posição das amostras colhidas, inclusive as não recuperadas e colhidas por sedimentação em balde no interior do tonel de retorno da água de lavagem;
- profundidades em relação à boca do furo das mudanças de camada;
- indicação dos índices de resistência à penetração do amostrador do tipo Terzaghi (**N** do **SPT**), adotados como sendo a soma dos números de golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador, desprezando a série inicial de 15 cm. Caso não seja possível penetrar os últimos 30 cm, o resultado do ensaio penetrométrico será representado na forma de frações ordinárias, contendo no numerador o número de golpes e no denominador a penetração em cm; no Brasil é comum serem representadas 2 linhas gráficas representativas da resistência, sendo a primeira a soma das duas séries iniciais de 15 cm e a segunda a soma das duas séries finais de 15 cm;
- identificação das amostras conforme nomenclatura e convenções determinadas pela Terminologia Brasileira, TB 3, cujas convenções gráficas estão apresentadas na Figura 2.6.
- datas de início e término de cada furo;
- identificação dos métodos de perfuração empregados, devidamente identificados.

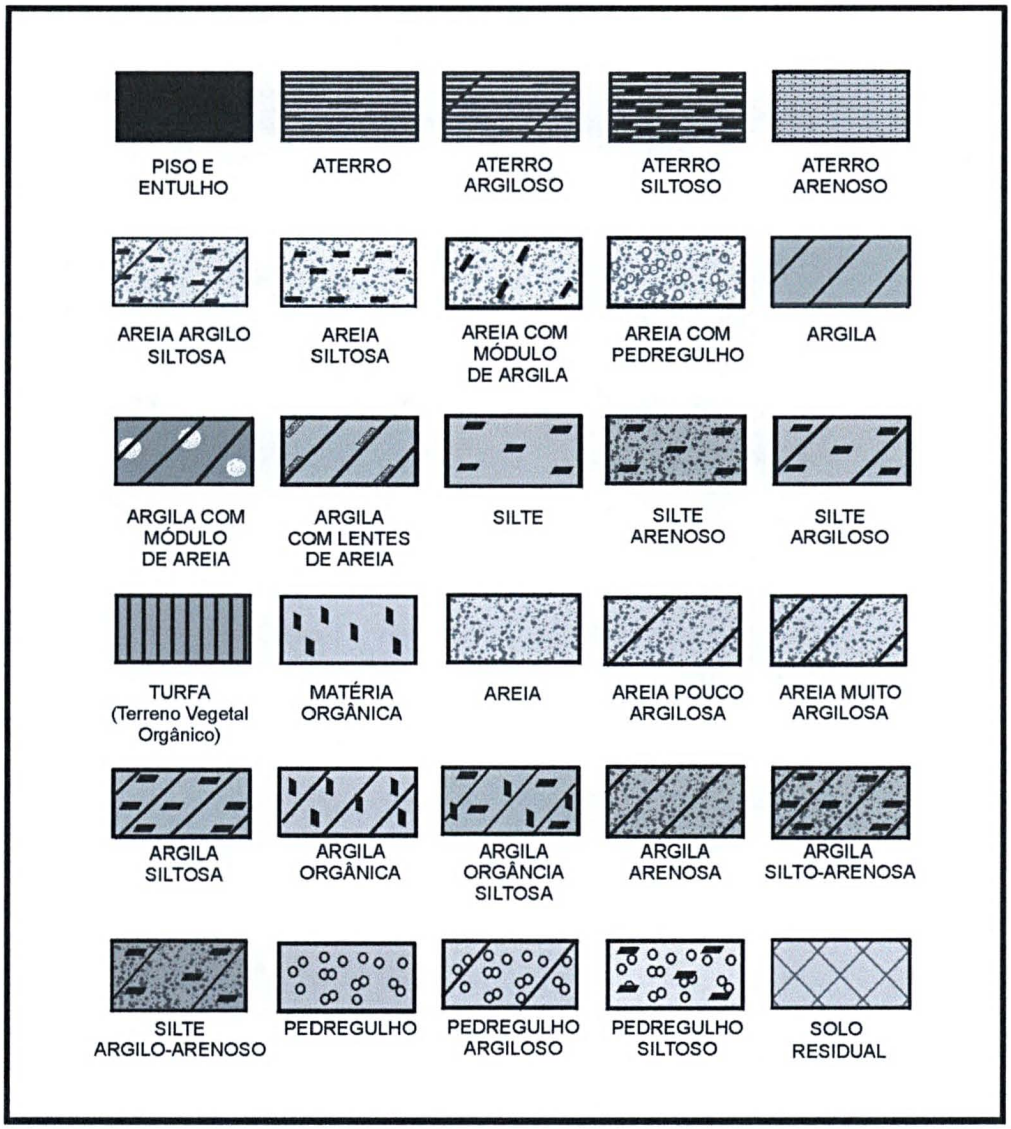


Figura 2.6 - Convenções gráficas, segundo a Terminologia Brasileira, TB-3 (Berberian, 1986).

É recomendável para facilitar a visualização das características do perfil geológico-geotécnico sondado, desenhar o diagrama de resistência à penetração em uma escala não inferior a 1:100. Em geral é esta a escala utilizada.

Os erros devido a metodologia de execução das sondagens geotécnicas à ferramenta de percussão mais citados são os seguintes:

- falta de cuidados na padronização da altura de queda do martelo ou peso de bater; se o peso não for alçado na altura mínima de 75 cm, a energia de cravação a ser transferida é menor, e se o peso for içado em alturas maiores a energia de cravação transferida é maior, nos dois casos acarretando erros de interpretação adicionais ao problema central deste tipo de investigação que é o de transformar resistência dinâmica em resistência estática, o que já é realizado por tabelas empíricas e semi-empíricas;

- manutenção da queda livre do martelo de bater após ser alçado, numa operação que exige sincronia com o operador de guincho, que deve manter a corda ou o cabo de aço esticado para levantar o peso, e dar curso para a corda ou para o cabo após o martelo de bater ser solto;

- a limpeza do furo após as operações de avanço com circulação de água por lavagem deve ser bem realizada tanto por circulação de água, quanto pelo uso do baldinho, para evitar que entulho terroso no interior do furo atenue a energia dinâmica transferida para o amostrador pelo aumento do atrito lateral; por outro lado, a imperfeição desta limpeza, deixando lama no fundo do furo pode acarretar a obturação da válvula existente na cabeça do amostrador, com consequente aumento artificial do índice de resistência à penetração do amostrador, pois impede a entrada de solo no interior do amostrador, ao evitar a saída da água ou ar que se encontram dentro do tubo de amostragem.

- o desmoronamento ou instabilização das paredes da perfuração ao longo de trechos onde não haja revestimento pode obstaculizar a descida da composição hastes-amostrador que deve alcançar a cota de ensaio de resistência previamente perfurada por lavagem sem encontrar obstáculos, que ao aumentar a resistência da composição, elevam artificialmente o índice **N** de resistência à penetração do amostrador;

- uso de trados muito estreitos, que não permitem abertura de furos até as cotas de medida de resistência que sejam suficientemente largos para permitir a passagem do amostrador livre através da perfuração; são registrados casos de elevação artificial de até 50% do índice de resistência em função destes procedimentos inadequados;

- erros nas tomadas de medidas dos comprimentos das hastes e dos revestimentos, principalmente quando os mesmos, após sofrer manutenções, muitas vezes perdem suas dimensões padronizadas;

- descuidos na contagem do número de golpes, fator congruente a ser considerado em função da baixa qualificação da mão-de-obra do setor;

- descuidos na medição das profundidades penetradas pelo amostrador; erros deste tipo, fazendo em geral cravações de maior extensão, produzem aumento irregular no índice de resistência;

- distribuição incorreta do número de golpes entre as séries, num erro compreensível, uma vez que em certas situações um golpe, que não pode ser subdividido, é responsável por parte da penetração de duas séries consecutivas;

- falta de fiscalização de obra, fator relevante a ser considerado em função da qualificação restrita da mão-de-obra empregada nas

sondagens e no setor de construção civil em geral;

- excessiva influência na primeira das três séries de cravação, das operações de lavagem sobre o terreno, ou de alívio de tensões (tanto mais pronunciado quanto maior for o diâmetro do furo), ou ainda pela migração de água intersticial na região, fazendo com que o solo ofereça resistência menor à penetração do amostrador em relação ao solo menos perturbado localizado logo abaixo; nestes casos ocorrem grandes diferenças entre a primeira série e as outras duas.

Os erros decorrentes de deficiências no equipamento de amostragem, e no amostrador em particular, mais citados são os seguintes:

- é intuitivo perceber que quanto maiores as dimensões transversais do amostrador, ou mais espessa sua parede, maiores serão os índices de resistência à penetração, mantidas constantes as demais variáveis operacionais e de aparelhamento; considerando o número de golpes para penetrar o total das três séries, a resistência à penetração do amostrador tipo **Raymond** é de cerca de 1,3 a 1,7 vezes maior (dependendo do tipo de solo amostrado) do que a correspondente obtida pelo amostrador do tipo IPT;

- o tipo de haste utilizado com pesos variando em média entre 2,10 kg/m e 6,52 kg/m produz diferentes inércias ou seja **atenuação** da energia cinética transferida pela composição ao peso e assim alterando para maior o **N** do **SPT**; este fator será tanto mais importante quanto mais profundas forem as sondagens; autores como Gibbs e Holtz (1975) verificam que até 40 m de profundidade a influência sobre o **N** do **SPT** não é considerável, mas a partir de 60 m de profundidade as sondagens seriam dramaticamente alteradas, citando também que no caso, o uso de hastes muito finas leva a perdas de energia devido a flambagem das hastes e por este motivo algumas normas recomendam hastes de maior parede, menos sujeitas a este fenômeno, para perfurações em profundidades maiores;

- o atrito entre a corda ou cabo de aço com as roldanas do tripé e com guinchos no caso de equipamentos mecanizados, bem como o emprego de roldanas mais estreitas podem elevar artificialmente os valores de **N** entre 50 e 100%, e em função disto, algumas normas até proíbem o uso de guinchos mecanizados, que muitas vezes utilizam mais de uma volta na roldana, ampliando irregularmente a resistência do conjunto;

- o tipo de martelo também influencia em função da área de contato com a cabeça-batente, pois quanto maiores os atritos mais elevadas as resistências;

- outro elemento importante no martelo são as hastes guias que controlam a manutenção do peso no interior da composição; hastes com imperfeições diversas produzem atritos laterais indevidos com as hastes podendo diminuir o impulso de queda do peso;

- não existem informações sobre a influência do uso de coxins de madeira embaixo do peso de bater, ou sobre a influência da cabeça-batente utilizada para proteger principalmente as roscas de conexão das hastes da composição;

- normalmente as sondagens à percussão são protegidas por revestimentos de 2 1/2", mas para a retirada de amostras indeformadas na mesma perfuração do **SPT**, também são utilizados revestimentos maiores, de 4" e 6", sendo que na Inglaterra são citadas sondagens com diâmetros de 8" a 12"; quanto maior o diâmetro, maior é a perturbação sobre a estrutura do solo imediatamente abaixo do fundo do furo, tanto pela perfuração, quanto pelo alívio de tensões ou migração de água, tendo como consequência a diminuição de resistência à penetração, pois há maior perda de energia devido a maior flambagem das hastes de penetração, ocorrência impedida com o uso de revestimentos de menor diâmetro, que impedem esta perda de energia útil;

- irregularidades no bico do amostrador, que pode estar desgastado e afetado por excesso de uso, impedindo o acesso livre das amostras e aumentando irregularmente a resistência do terreno.

Schnaid (2000) destaca que duas sondagens realizadas dentro das técnicas recomendadas podem resultar em valores desiguais em função dos métodos de estabilização: uso de revestimentos, preenchimento com água, uso de bentonita, revestimento cravado além do limite ensaios executados no interior de regiões revestidas.

Em relação a características peculiares dos solos também podem ocorrer distorções no número de golpes **N** do **SPT**, sendo comumente citadas as seguintes:

- em areias finas de elevada uniformidade e siltes de granulometria maior com baixa compacidade e saturados, o efeito dinâmico da cravação tende a causar localmente e próximo a ponta do amostrador, o fenômeno de liquefação, resultando em um índice de resistência baixo, cujo efeito é de difícil quantificação;

- em argilas muito sensíveis, o efeito do amolgamento causado pela própria penetração do amostrador tende a diminuir os valores de resistência à penetração;

- com o emprego de hastes muito pesadas na investigação de argilas de baixa consistência, o próprio peso da composição provoca a penetração do amostrador na argila, podendo modificar posteriormente o valor de **N** para cima em função da maior resistência por atrito lateral;

- em pedregulhos ou solos pedregosos, as correlações envolvendo o número de golpes obtido no ensaio de penetração

standard não devem ser consideradas absolutas, pois o amostrador pode ser desviado pelas pedras em direção a espaços vazios, apresentado resistência menor do que a real; em outros casos o amostrador pode ser bloqueado por materiais pétreos, exibindo então resistências mais elevadas do que a real das camadas;

- em solos com grandes quantidades de mica, o seu efeito lubrificante tende a facilitar a penetração do amostrador, diminuindo o valor de **N**, independente da real compacidade do solo;

- em solos colapsíveis, a utilização de água na operação de perfuração diminui sensivelmente o índice de resistência à penetração, sendo registradas reduções de até 50%.

Todos estes fatores podem resultar em incorreções ou diferenças na aferição da resistência dos solos para cálculos da capacidade de carga.

Mas as incorreções não invalidam os novos vetores de controle propostos, porque ocorrem igualmente em todos os tipos e naturezas de solo.

Mehnert (1971) já assinalava a importância que tem a natureza geológica das rochas migmatíticas, principalmente os migmatitos heterogêneos, com variadas ênfases texturais conforme citações clássicas, sobre as características dos solos.

As rochas graníticas já descritas de Porto Alegre, particularmente as rochas mais antigas, classificadas por Schnneider (1974) como tipos migmatíticos, que tem diferentes texturas geológicas produzem solos com diferentes características granulométricas e texturais, entre seu arcabouço e matriz, em função das variadas fácies petrográficas dos quais derivam. Assim, é comum que em pequenos terrenos ocorram variações de profundidade de até 100% nos limites de impenetrabilidade ou grandes diferenças nas curvas de resistência exibidas pelos perfis de SPT ou CPT.

Adiciona-se a este fato, a variada quantidade de problemas executivos apresentados para as sondagens à percussão, e podemos inferir toda uma série de influência nos resultados, derivados da intereção entre a natureza geológica dos terrenos e as dificuldades operacionais encontradas em seus diversos estágios pelas sondagens de cone.

Medir estas influências a partir dos resultados que apresentam as sondagens, divididas por áreas de influência a partir de mapas de contorno, perfis de resistência, descrições de solos e características texturais e até cores similares, parece ser uma forma de avaliar estas diferenças.

Belincanta (1998) e Schnaid (2000) destacam a importância das correções de medidas no **N** do **SPT**. No Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo, que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica.

Nos Estados Unidos e Europa, sistemas mecanizados liberam energia de aproximadamente 60%. Schnaid (2000) destaca ainda que a correção do número de golpes para tensões efetivas atuantes e energia de cravação é recomendável, mas "sua prática entretanto não é disseminada no Brasil".

2.3 – INVESTIGAÇÕES POR CPT (CONE PENETRATION TEST)

Os ensaios de cone consistem na cravação de uma ponteira cônica no solo a baixas velocidades, registrando a resistência estática dos terrenos. A ponteira cônica tem 60° e a velocidade é de 20 mm/s. A secção transversal do cone, geralmente tem 10 cm^2, ou áreas maiores para equipamentos mais robustos.

O equipamento consiste de uma torre ou pequena estrutura, movida a pistão, ou mais antigamente, com engrenagens para acionamento manual. A ponteira está instalada na ponta de cravação do equipamento.

Em geral, o ensaio é executado em duas fases: num primeiro momento, a cravação isolada da ponteira resulta na medição da resistência de ponta (q_c), e num segundo momento, a ponteira é cravada solidariamente com um dispositivo de revestimento lateral, permitindo a medida da resistência total. Subtraindo a resistência de ponta do total de resistência medido, é obtida a resistência lateral (fs).

Há equipamentos mecânicos que medem os valores acima mencionados, há equipamentos elétricos e o piezocone, que além das medidas elétricas de resistência de ponta e atrito lateral, permitem a cont~inua monitoração das pressões neutras geradas pelo processo de cravação. Os perfis utilizados neste trabalho dispõe apenas de q_c e fs.

Schnaid assinala que as primeiras referências do ensaio remontam à década de 1930 na Holanda (Barentsen,1936; Bonstra, 1936), consolidando-se a partir da década de 1950 (Begeman, 1963, 1965).

O estado da arte do tema pode ser encontrado em Lunne e outros (1997).

Os resultados dos ensaios de penetração estática são apresentados em gráficos onde são registradas a resistência de ponta e o atrito lateral no eixo das abscissas e a profundidade de penetração no eixo negativo das ordenadas.

A geometria típica de um cone é mostrada na Figura 2.7, com um desenho esquemático dos principais componentes de medida do equipamento.

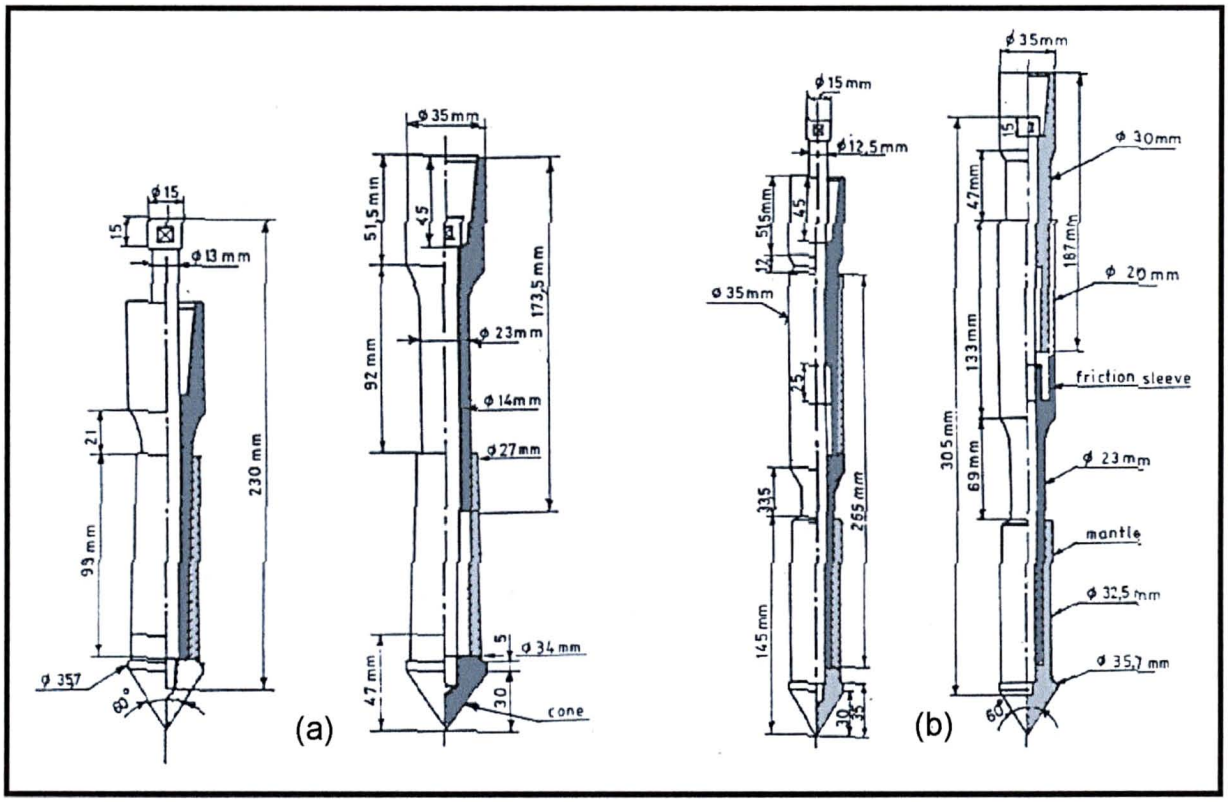


Figura 2.7 – Geometria típica de cone padronizado: (a) processo esquemático de medição de resistência de ponta; (b) esquema de medida da resistência total.

Os cones tem dificuldades em atravessar areias grosseiras, pedregulhos e horizontes saprolíticos com fragmentos de rochas intemperizadas, produzindo gráficos com picos e retrações nestes materiais, com típico aspecto de serra dentada. o mesmo ocorre onde se encontram finas camadas com grande variação nas resistências.

Em geral, estas irregularidades devem ser ignoradas devido ao fato de o cone não ser um bom indicador de resistência nestas situações, onde a progressão tende a ocorrer mais pelo deslocamento lateral dos materiais.

Tanto quanto nas sondagens à percussão, devem ser tomados cuidados para não danificar o equipamento, e mais precisamente a ponteira cônica, quando são investigados terrenos de solos residuais e de alteração de rocha ou horizontes saprolíticos com matacões.

Normalmente a fricção do cone sobre materiais pétreos, em diferentes graus de alteração é indicativo suficiente através de ruídos estranhos, para a impossibilidade de execução de cravação.

A possibilidade de que a ponteira cônica penetre no solo raspando lateralmente materiais pétreos conduz a gráficos similares aos obtidos quando a obstrução ocorre na própria ponta do cone.

Sanglerat (1972) sugeriu uma interpretação dos diagramas válida para cones (**CPT**'s) que medem tanto a resistência de ponta quanto o atrito lateral unitário. Este autor destaca que quando a ***resistência de ponta aumenta (q_c)*** repentinamente para uma pequena profundidade de penetração, 3 condições podem ser causadas em relação ao ***atrito lateral (f_s)***:

1) **f_s aumenta**: o penetrômetro atingiu uma camada de pedregulhos ou uma camada de areia bastante compacta ou argila muito densa cuja última resistência não foi atingida ou ainda uma camada de densidade média cuja resistência aumenta com a profundidade; quando **f_s / q_c é grande** (da ordem de 4 a 6) *o solo consiste de argilas muito rijas*, as quais podem conter algum material granular disperso; e quando **f_s / q_c é baixo** (na ordem de 0,5 a 2) *o solo é constituído de material granular de tamanhos variáveis*;

2) **f_s diminui**: esta situação é característica de obstruções na ponta do penetrômetro com diâmetros maiores que o do cone, impedindo sua passagem, mas com a obstrução sendo empurrada para baixo pelo cone, de forma que o vazio que se forma atrás da obstrução origina uma queda no valor medido do atrito lateral; se a penetração é continuada sob tais condições, uma diminuição no valor de q_c é esperada, a menos que as camadas mais profundas se tornem mais compactas;

3) **f_s permanece constante**: o penetrômetro se encontra em rochas brandas ou em camadas muito compactas ou muito rijas, nas quais não consegue penetrar.

Nos casos acima, nenhuma resistência de ponta q_c pode ser considerada satisfatória sem outras análises. Se um ensaio não puder prosseguir devido a presença de matacões, as investigações devem ser deslocadas aproximadamente 1 a 1,5 m para nova tentativa, da mesma forma que recomenda a norma de Sondagens de Simples Reconhecimento do Solo à Percussão.

Quando ***q_c diminui*** ocorrem duas possibilidades:

1) **f_s aumenta**: nestes casos em geral a presença de materiais granulares empurrados pelo cone força as paredes da luva que mede o atrito lateral;

2) **f_s diminui**: ocorrência de uma transição entre duas camadas de solo de diferentes propriedades, sendo a inferior de menor resistência, ou seja passagem para uma camada menos resistente em profundidade.

Se ***q_c permanece constante***, 2 condições podem ocorrer:

1) **f_s diminui**: a presença de pedregulhos ou pequenos fragmentos de material pétreo de diâmetro superior à ponta do cone são empurrados pelo cone para camadas de solo sotopostas de menor resistência;

2) **f_s permanece constante**: o solo é considerado homogêneo neste caso, ocorrendo em camadas com espessura média entre 5 e 10 m no máximo, pois em camadas homogêneas mais espessas, q_c e f_s tenderiam a aumentar devido ao maior confinamento.

Vários autores citam a tabela de classificação preliminar com base nos critérios de q_c e f_s / q_c (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Classificação de solos a partir das relações entre q_c e f_s nas sondagens de cone (Gibbs e Holtz ,1975).

q_c (Kg/cm^2)	f_s / q_c (%)	CLASSIFICAÇÃO
< 30	< 0,1	Aterros recentes de areias ou pedregulhos fofos
> 30	< 0,6	Rochas brandas ou areias calcáreas
> 30	0,6 < R < 2	Areias e pedregulhos
> 30	2 < R < 4	Misturas de areia e silte, areias argilosas e argilas siltosas
> 30	4 < R < 6	Argilas
< 6	> 6	Argilas orgânicas, turfas e lamas

Begemann (1965) propôs gráficos com faixas de intervalos definidos, que possibilitam a estimativa dos diferentes tipos de solo, baseando-se na resistência de ponta e no atrito lateral, conforme Figura 2.8.

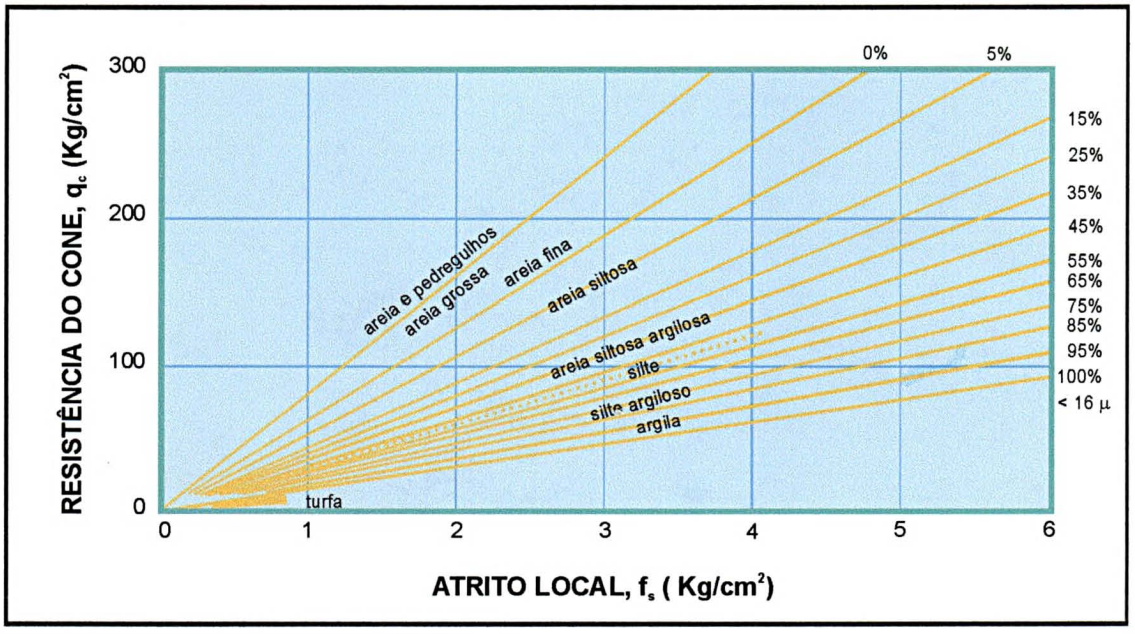


Figura 2.8 - Gráfico relacionando q_c, f_s e tipo de solo (Begemann, 1965; Sanglerat, 1972).

Estes valores foram correlacionados também com a presença de partículas menores que 16 μ para depósitos naturais e não perturbados, abaixo do nível de água, localizados na Holanda.

Cabe salientar que este é um dos gráficos mais empregados no Brasil, para avaliação da natureza dos terrenos a partir das razões entre Resistência de Ponta e Resistência Lateral.

Schmertmann (1978) assinala que o **CPT** permite que seja feita uma estimativa dos tipos de solos ensaiados. Registra ainda que existem amostradores que não requerem perfurações adicionais ou do tipo que necessitam de equipamentos complementares.

Em geral, o **CPT** não é usado com amostragem e os tratamentos teóricos já disponibilizados permitem reduzir muito as necessidades de outros ensaios para a investigação da natureza dos terrenos.

Schmertmann (1978) apresenta uma correlação desenvolvida entre o tipo de solo e os resultados oriundos da sondagem **CPT**. Os ensaios correlacionados neste gráfico foram executados nos solos da Flórida usando um penetrômetro mecânico do tipo "Begemann" e estão apresentados na Figura 2.9.

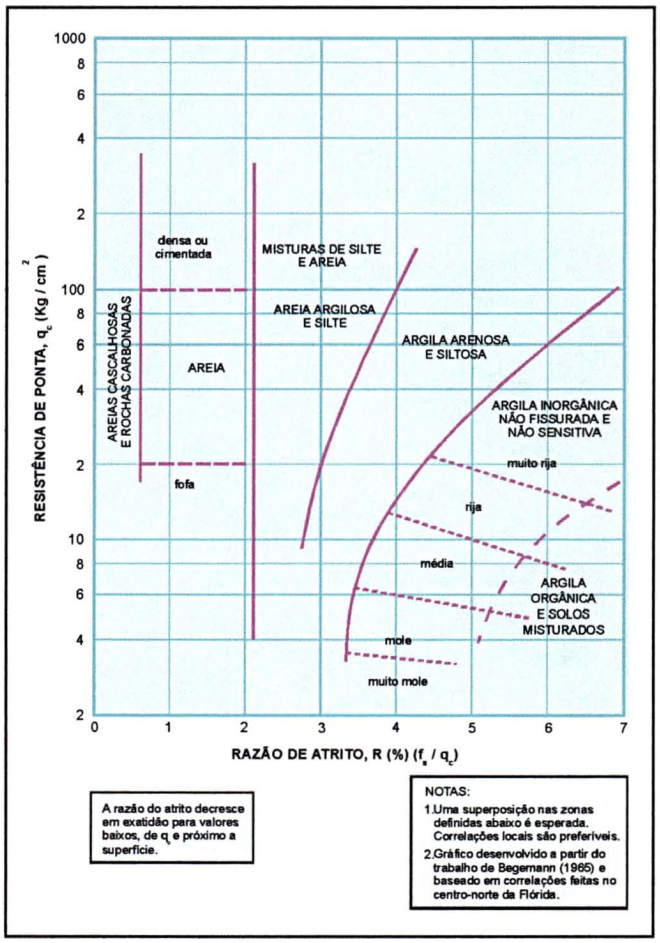


Figura 2.9 - Guia para a estimativa do tipo de solo a partir do cone tipo Begemann (Schmertmann, 1969; Schmertmann, 1978).

As razões de atrito ($R = f_s / q_c$) de 1,25% para ponteiras **Begemann** tendem a cair para valores ao redor de R = 0,5% com o uso de ponteiras tipo **Fugro**.

O autor assinala que para a utilização destes gráficos é importante que os critérios de aplicabilidade às condições geológicas locais sejam satisfeitas, ou seja, correções nos limites que definem os tipos de solo podem ser necessárias.

Alperstein e Leifer (1976) descrevem os resultados obtidos de uma investigação geotécnica feita em uma obra industrial na Georgia, USA. Foi utilizado nesta investigação o ensaio de penetração tipo cone, com ponteira **Begemann** para a realização de 42 ensaios com a finalidade de localizar e identificar os diferentes tipos de solo, e em particular as argilas orgânicas compressíveis presentes neste local.

Neste trabalho, os autores comparam os perfis obtidos pela amostragem real, com os perfis obtidos através de estimativa com base nos gráficos propostos por Schmertmann (1969) objetivando obter uma calibração. E o resultado é que de uma maneira geral, as correlações sugeridas por Schmertmann (1969) se mostraram adequadas, inclusive com o controle de campo dos **SPT** para parametrização.

Searle (1979) utiliza os trabalhos de Schmertmann (1969) e de Begemann (1965) e amostragens de solos, para propor um gráfico detalhado que possibilita a estimativa dos tipos de solo com base na resistência de ponta e na Razão de atrito (f_s / q_c) obtidas de ensaios executados com ponteiras do tipo **Begemann.** O gráfico é apresentado na Figura 2.10.

Este talvez seja o terceiro tipo de gráfico mais empregado no Brasil, para descrição da natureza dos solos, a partir das razões do ensaios de CPT.

O gráfico interpretativo foi expresso de forma numérica para possibilitar o uso da análise computacional. As linhas divisórias foram deslocadas adequadamente para refletirem os resultados de campo.

Na medida em que os dados se tornaram mais confiáveis, valores de densidade relativa, coesão não-drenada e ângulo de atrito interno efetivo foram determinados com base em correlações estabelecidas com **CPT**, embora seja destacado que os valores fornecem apenas ordens de grandeza que devem ser esperadas em campo para estes parâmetros.

Como é comum em mecânica dos solos, as relações são empíricas no trabalho deste autor, mas tendo por base extensivas investigações e correlações de dados de campo.

Nas interfaces entre duas camadas bastante diferenciadas, a interpretação dos resultados utilizando os gráficos de Searle (1979) fica prejudicada. Em argilas muito moles e argilas sensitivas, a sensitividade pode, ainda que artificialmente, reduzir a Razão de atrito (f_s/q_c). Isso pode ser explicado considerando que a ponta é forçada em material não perturbado enquanto a luva de atrito que mede a resistência lateral, passa através de material em condições amolgadas.

Conforme Searle (1979), os solos cimentados possuem comportamento similar aos solos sensitivos e diferenciados dos solos normais, pois a cimentação que une as partículas é rompida pela penetração do cone, ocasionando uma diminuição do atrito lateral local medido na luva.

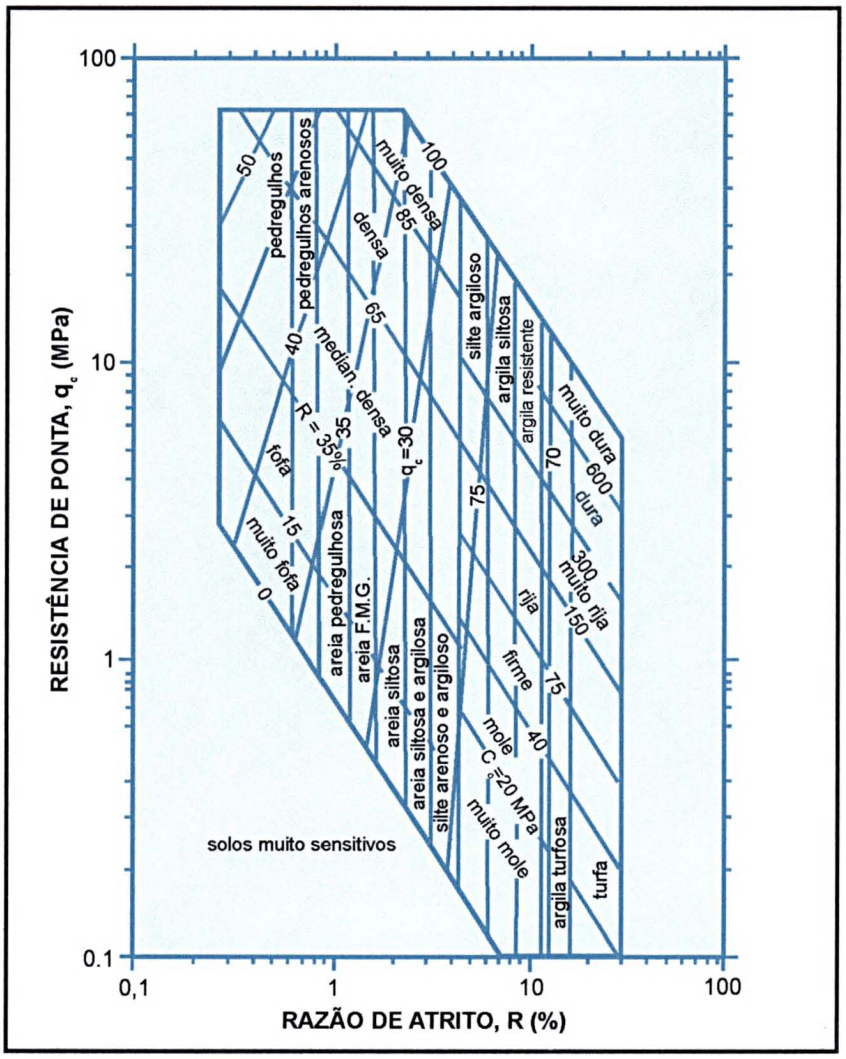


Figura 2.10 - Gráfico de interpretação proposto para solos normais (Searle, 1979).

Douglas e Olsen (1981) e Robertson e Campanella (1983) propuseram gráficos para classificação de solos com base em ensaios de penetração utilizando cones elétricos.

Sanglerat et al. (1974) propuseram um gráfico para classificação de solo, utilizando penetrômetros com luva de atrito especial tomando como referência pesquisas a partir de cones do tipo **Andina.**

Olsen e Malone (1988) apresentaram gráficos para obtenção da classificação dos solos a partir de dados do **CPT** utilizando cone elétrico, normalizados com relação à pressão efetiva vertical associados com informações de resistência dos solos. Estes autores utilizam os mesmos critérios para propor

correlações com **SPT**.

Conforme se observa das discussões apresentadas, muito pode ser feito para desenvolver padrões de interpretações dos solos próprios no Brasil, e a consideração de que variáveis, como as aqui propostas e estudadas, possam ser consideradas, motiva a contribuição que está sendo apresentada.

2.4 - CAPACIDADE DE CARGA

A determinação da capacidade de carga dos solos sempre foi considerado um grande desafio da geotecnia. A impossibilidade de aplicação mais precisa das teorias elásticas aos solos nunca permitiu a dedução de equações matematicamente corretas com esta finalidade mesmo porque, a aplicação das teorias de elasticidade não é possível porque não é atendida a premissa fundamental de homogeneidade dos materiais, além da ausência de isotropia e elasticidade.

Evidentemente solos são heterogêneos mesmo em uma mesma unidade taxonômica, dependendo do horizonte considerado ou do tipo de situação de relevo, como discutido no item anterior.

O esforço em encontrar uma solução para este problema tem sido universal e guarda analogias com métodos muito mais geológicos do que geotécnicos. É a partir da análise dos resultados tanto de sondagens à percussão, quanto de sondagens de cone, associados com resultados de provas de carga sobre estacas já executadas, que tem sido propostas fórmulas de cálculo ou métodos de dimensionamento, com coeficientes obtidos por retro-análises estatísticas buscando relacionar os resultados dos ensaios com os valores de resistência efetivamente obtidos.

Em algumas avaliações, também tem sido considerado o tipo de estaca.

É sabido que estacas cravadas, ao serem colocadas no solo sem retirada de material, **empurram** os solos de onde tomam o local para se instalarem, para os lados, e com isto ampliam a densidade do terreno adjacente aumentando, por conseqüência, sua resistência ao cisalhamento.

Ao contrário, estacas escavadas, ao retirarem o solo previamente, antes da concretagem, produzem uma **descompressão** dos terrenos adjacentes à estaca, diminuindo sua densidade e, conseqüentemente, tornando inferior a resistência ao cisalhamento.

Em função disto, e sabendo que, em geral, os solos residuais e de alteração de rocha são mais densos e mais resistentes, e que terrenos

aluvionares em geral, são menos densos e, portanto, menos resistentes, é comum o uso de estacas escavadas nos residuais e/ou de alterações e estacas cravadas nos aluviões.

Mas, em ambos os casos, a avaliação da capacidade de carga é calculada partindo de investigações por sondagens à percussão ou sondagens de cone.

E para o cálculo das estimativas de capacidade de carga, o método mais completo empregado no Brasil, é o de Aoki e Velloso (1975) de uso intensivo e disseminado, de forma que se tornou, praticamente, um cálculo padrão para o dimensionamento da capacidade de carga de solos.

No método de Aoki e Velloso (1975) os cálculos são admitidos tanto para dados de sondagens à percussão (**SPT**) quanto para dados de sondagens de cone (**CPT**).

Estes autores propõem a seguinte metodologia de cálculo:

$PR = PL + PP$

$PL = U \times \Delta l \times rl$

$PP = A \times rp$

onde as variáveis significam:

PR = carga de ruptura;

PL = carga atribuída à resistência lateral;

PP = carga atribuída à resistência de ponta;

U = perímetro da estaca;

Δl = comprimento da camada de solo considerada;

rl = fator de resistência lateral, onde $rl = Rl / F2$

A = área de ponta;

rp = fator de resistência de ponta, $rp = Rp / F1$

O método de Aoki e Velloso (1975) considera 3 tipos de estacas para fins de refinamento dos índices de resistência, sendo 2 tipos cravados (Franki e estacas pré-moldadas de concreto) e 1 tipo de estaca escavada (estacas escavadas, também denominadas rotativas).

Para dados obtidos a partir de sondagens de cone, **CPT**, os índices de rl e rp são obtidos da seguinte forma:

$rl = Rl / F2$

$rp = Rp / F1$

onde Rl (resistência lateral) e Rp (resistência de ponta) são obtidas diretamente dos gráficos e tabelas exibidos nos resultados dos ensaios de sondagens de cone, **CPT**, e os fatores F1 e F2 da Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Fatores de Aoki e Velloso (1975) para correção dos índices de resistência dos solos em função dos tipos de estacas (Schnaid, 2000).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada (cravada)	1,75	3,5
Escavadas	3,5	7,0

Os valores F1 e F2 levam em conta as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo), tendo sido definidos para esta finalidade.

Posteriormente, estes índices finais para sondagens de cone são aplicados nas fórmulas iniciais e gerais do método de Aoki e Velloso (1975), fornecendo a capacidade de carga prevista ou estimada, para a estaca considerada, na profundidade escolhida.

Quando os dados iniciais para o cálculo derivam de sondagens à percussão, **SPT**, é necessário aplicar equações de transformação das resistências dinâmicas medidas neste tipo de ensaio, e muito dependentes do tipo de solo, em valores numéricos equivalentes de Rl (resistência lateral) e Rp (resistência de ponta) para o cálculo dos índices rp e rl, que vão permitir o cálculo final da capacidade de carga estimada. As equações são as seguintes:

$$Rl = \alpha \times K \times \mathbf{N}\ (\mathbf{SPT})$$

$$Rp = K \times \mathbf{N}\ (\mathbf{SPT})$$

onde Rl é a resistência lateral, α e K, coeficientes propostos pelos autores a partir de retro-análises estatísticas em dados de cálculo comparados com provas de carga sobre estacas, e **N** o número de golpes fornecido pela sondagem à percussão.

O cálculo do fator de carga atribuído à resistência lateral é feito pela mesma equação geral de Aoki e Velloso (1975):

$$PL = U \times \Delta l \times rl$$

onde o valor do índice rl também é obtido pela divisão da Resistência lateral calculada pelo fator F2.

E a resistência atribuída à ponta da estaca é dimensionada pela equação:

$$PP = A \times rp$$

sendo rp o índice de resistência calculado pela divisão de Rp pelo fator F1, e sendo Rp obtido apenas para a camada de ponta onde ficará assentada a fundação, pela fórmula:

$$Rp = K \times \mathbf{N}$$

onde K é o coeficiente obtido na Tabela 2.3 e **N** é o número de golpes da profundidade considerada limite para a ponta da estaca.

A Tabela 2.3 apresenta os valores para α e K.

Tabela 2.3 - Valores propostos por Aoki e Velloso (1975) para a transformação dos dados obtidos com a resistência dinâmica dos solos através de **SPT (Standard Penetration Test)** em valores de resistência estática equivalentes, considerando os tipos de solos descritos nos perfis de sondagem.

TIPO DE TERRENO	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Bandini e Salgado (1998) fazem uma revisão para vários métodos de cálculo de capacidade de carga, baseados em **CPT** e **SPT**, propondo uma revisão a partir dos dados de resistência de q_c, fs e **N**. Estas propostas não foram incorporadas ao presente trabalho.

3. Contexto Geológico

3.1 - GEOLOGIA

3.1.1 - GEOLOGIA DE PORTO ALEGRE

Na geologia da cidade de Porto Alegre são reconhecidas e cartografadas:

* rochas granito-gnáissicas (ortognaisses) com abundantes enclaves máficos, em que estão impressas estruturas de deformação associadas com meta-granitóides porfiríticos, com deformação menos acentuada:

* granitóides porfiríticos deformados;

* granitóides de filiação magmática básica, compreendendo dioritos e quartzo-dioritos, constituindo grandes xenólitos na massa granítica mais jovem de composição quartzo-feldspática, que constituem a fase mais precoce desta magmatogênese;

* granitóides isótropos ou com foliação milonítica muito localizada nos bordos, de composição monzogranítica a sienogranítica, constituindo múltiplas intrusões de colocação mesozonal ou epizonal e até mesmo subvulcânicas, aos quais se associam enxames de diques riolíticos.

As *rochas granito-gnáissicas e granitóides porfiríticos* ocorrem na forma de complexos.

A Carta Geológica da Folha de Porto Alegre (SH-22-Y-B) em escala 1:250.000 da CPRM de 1997, associa este conjunto de litologias aos Complexo gnáissico Pinheiro Machado, representados no Mapa Geológico da Figura 3.1 como **Granitos do tipo Pinheiro Machado**.

Os complexos granito-gnássicos atravessam a cidade de Porto Alegre em faixas de direção NE, com formatos e espessuras variáveis, recortados por diferentes corpos graníticos mais jovens. Xenólitos e megaxenólitos de rochas deste complexo ocorrem imersos nos granitos mais jovens, particularmente nos sienogranitos. Os granitos do tipo Cerro Grande são considerados megaxenólitos, incluídos por Ramgrab et al (1997, p. 46) nesta categoria, ocorrendo imersos nas suítes graníticas mais jovens.

Ramgrab et al. (1997) destacam que este conjunto de rochas pode ser individualizado em mapeamentos de maior detalhe, mas ressalta que devido à

diversidade litológica e estrutural ainda não bem compreendida, é prudente manter esta unidade indivisa.

Em descrição mesoscópica os migmatitos são holocristalinos, de cor cinza, localmente avermelhadas, de textura mesocrática a melanocrática. O bandeamento é determinado pela alternância de agrupamentos máficos com bandas félsicas, normalmente de maior espessura, destacando a ocorrência de pequenas estruturas em ***augen*** de feldspatos alcalinos. Veios leucocráticos e veios pegmatóides são de ocorrência frequente, associados a estes ortognaisses.

Estas rochas correspondem a ortognaisses de composição sienogranítica, monzogranítica e granodiorítica.

As características geotécnicas dos solos desenvolvidos sobre estas litologias exibem maior uniformidade nos perfis de terreno, tanto em relação à profundidade dos terrenos, quanto ao comportamento das curvas de resistência e capacidade de carga.

As *rochas granitóides de filiação magmática básica, compreendendo dioritos e quartzo-dioritos* são descritas em ocorrências isoladas em Porto Alegre.

A Carta Geológica da Folha de Porto Alegre (SH-22-Y-B) em escala 1:250.000 da CPRM de 1997, associa este conjunto de litologias aos **Granitos do Tipo Cerro Grande.**

Estas rochas apresentam textura equigranular hipidiomórfica fina a média, constituídas de plagioclásios, anfibólios e feldspatos alcalinos, biotita, quartzo e piroxênios em proporções secundárias. São petrograficamente classificadas como dioritos, quartzo-dioritos, granodioritos e monzogranitos, geralmente afetadas por um evento metamórfico de fácies xisto-verde média, na zona da biotita.

Embora sem mapeamentos de detalhe, são comuns ocorrências destes tipo petrológicos em Porto Alegre, observando-se em geral, a formação de perfis de solos muito regulares sobre estas litologias.

As *rochas granitóides isótropas ou com foliação milonítica* correspondem aos granitos pós-tectônicos integrantes dos **Granitos do Tipo Morrinhos**. Com esta mesma denominação lito-estratigráfica são representadas no Mapa Geológico da Figura 3.1.

A Carta Geológica da Folha de Porto Alegre (SH-22-Y-B) em escala 1:250.000 da CPRM de 1997, associa este conjunto de litologias aos plútons e intrusões menores tipo ***stocks***, à unidade lito-estratigráfica Morrinhos.

Os corpos de sienogranitos cartografados na região de Porto Alegre por Schneider et al. (1974) foram relacionados ao Sienogranito Morrinhos.

Ramgrab et al. (1997) assinalam que os sienogranitos desta unidade apresentam em geral limites bem definidos por falhamentos ou constituindo "stocks" de contornos ovalados ou circulares, que sustentam a topografia nas suas áreas de ocorrência.

As intrusões do tipo Morrinhos quando alojadas em unidades mais antigas

são mais facilmente delimitadas, principalmente em função do relevo sustentado que desenvolvem. Porém quando estas intrusões estão instaladas em corpos menores e menos divergentes na escala cronológica, os contatos se tornam mais sutis e nem sempre são detectados.

Estas rochas tem características texturais e petrográficas muito homogêneas em todas as intrusões cartografadas. Correspondem a sienogranitos granulares médios a grosseiros, localmente porfiríticos, com fenocristais de feldspatos alcalinos imersos em matriz de granulação média. São vermelho e praticamente isentos de minerais máficos, os quais se restringem à ocorrências localizadas de biotitas.

Ramgrab et al. (1997) descrevem o Riólito Ana Dias como sendo corpos de rochas riolíticas que afloram junto ao topo e nos bordos de alguns dos "stocks" graníticos tipo Morrinhos, ou ainda como diques de possança métrica cortando indistintamente todas as rochas anteriores em eventos de reativação de estruturas rúpteis fossilizadas.

Os aluviões são geologicamente descritos por Ramgrab et al. (1997) que assinalam que os depósitos sedimentares aluvionares pertencem a um espesso pacote sedimentar que foi gerado numa sequência de eventos transgressivos e regressivos alternados, relacionados aos processos glácio-eustáticos que se iniciaram no final do Terciário, citando Villwock (1972).

A Folha de Porto Alegre apresenta o contorno de suas áreas de embasamento emoldurado pelos sedimentos cenozóicos costeiros, que acompanham o estuário do Guaíba, interdigitando-se a sul, com os sedimentos aluvionares do rio Camaquã.

Os estudos dos sedimentos cenozóicos foram esquematizados por Wildner et al. (1988), num trabalho em que reconhecem três associações para reunir estes sedimentos:

1. associação primária, gerada diretamente a partir do substrato da bacia,

2. associação de retrabalhamento resultante de modificações no conjunto anterior;

3. associação de adição e retrabalhamento, que representa a interfácie entre as duas sequências anteriores.

Ayala (1980) descreve regimes deposicionais na forma de leques aluviais de enxurradas (***sheet-flood)*** e torrentes de canal (***stream flood***), aos quais se associam depósitos subordinados em regime de planícies fluviais.

É notável a influência das zonas de falhas nas características geotécnicas dos solos.

Nas zonas de falhas, a presença de filonitos e blastomilonitos associados com brechas de falhas e injeções de quartzo leitoso produzem áreas de infiltração de água que facilitam a decomposição intempérica dos materiais, favorecendo a

erosão, criando zonas de depressão morfológica no relevo e aumentando dramaticamente as espessuras dos perfis de solo e as profundidades de maiores capacidades de carga dos terreno. Um exemplo evidente desta conjunção de fatores é a região do Parque Moinhos de Vento, no bairro homônimo. Esta zona foi utilizada para o cálculo da influência da zonas de falha sobre os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande.

Delimitada por paredes de falha nítidas a partir da descida da Avenida Independência após a Rua Miguel Tostes e pela ascenção íngrime da mesma via entre as ruas Quintino Bocaiúva e Coronel Bordini a zona do Parque Moinhos de Vento e da Avenida Goethe são caracterizados pela ocorrência de solos residuais muito espessos, de coloração avermelhada ou amarelada, com aumento da capacidade de carga dos terrenos apenas em profundidades maiores. Na descrição mesoscópica destes solos a partir de testemunhos extraídos por amostradores do tipo Terzaghi é possível observar texturas relictas de rochas milonitizadas e fragmentos de injeções de vênulos de quartzo leitoso.

As sondagens à percussão tem a penetração do amostrador de Terzaghi dificultada pela excessiva quantidade de grãos de quartzo com consistência pétrea, enquanto sondagens de cone podem ser favorecidas pela maior quantidade de mica, que facilita a penetração do cone, reduzindo os índices de resistência aferidos.

Nas litologias muito quartzosas associadas a estes materiais, os feldspatos ficam mais raros e o quartzo se apresenta na forma de ***ribbon***, onde os grãos tem formato irregular e em lâmina petrográfica exibem a extinção ondulante característica das zonas de alta pressão próprias destes sítios tectônicos.

Nas camadas com deformação mais pronunciada e nítidas estruturas de xistosidade ou bandeamentos diversos, a rocha ou o solo derivado apresentam-se equigranulares com textura granoblástica poligonal. São comuns alternâncias de bandas quartzosas e micáceas, estando o feldspato ausente. Nas bandas quartzosas, o quartzo forma ***ribbons*** onde a estrutura interna está recristalizada. Os novos grãos apresentam formatos que tendem a poligonais e os limites dos grãos são plano. As bandas micáceas são compostas por biotita e muscovita em lamelas alongadas, com os bordos irregulares, podendo apresentar pequenas "kinks".

Ocorrências de rochas paleozóicas na área da cidade de Porto Alegre são inexpressivas e na folha de Porto Alegre mapeada por Schnneider et al. (1974) também são reduzidas sendo referidas em 0,5 km^2 de área por estes autores.

O mapa geológico da Folha de Porto Alegre é apresentado na Figura 3.1.

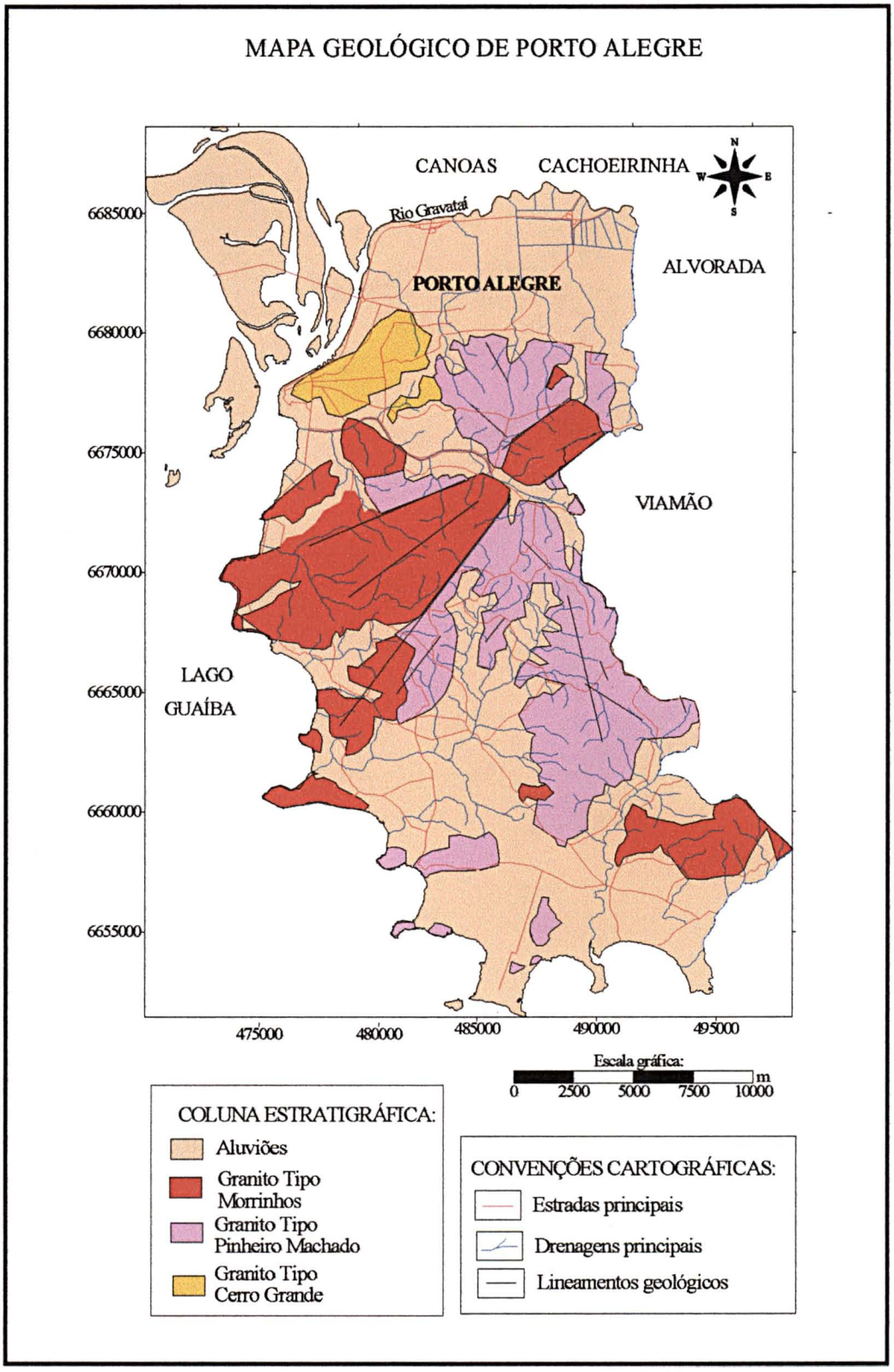


Figura 3.1- Mapa geológico da região de Porto Alegre (Carraro, 1974; Ramgrab et al., 1997). Compilado da Carta Geológica do Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil (CPRM, 1997).

3.1.2 - GEOLOGIA DE PASSO FUNDO

O mapa geológico do Rio Grande do Sul (Carraro et al., 1974) define a Formação Serra Geral que ocorre na área como um conjunto de lavas basálticas.

Os mapas geológicos existentes da região apresentam este conjunto de litologias indiviso conforme se observa na Figura 3.2.

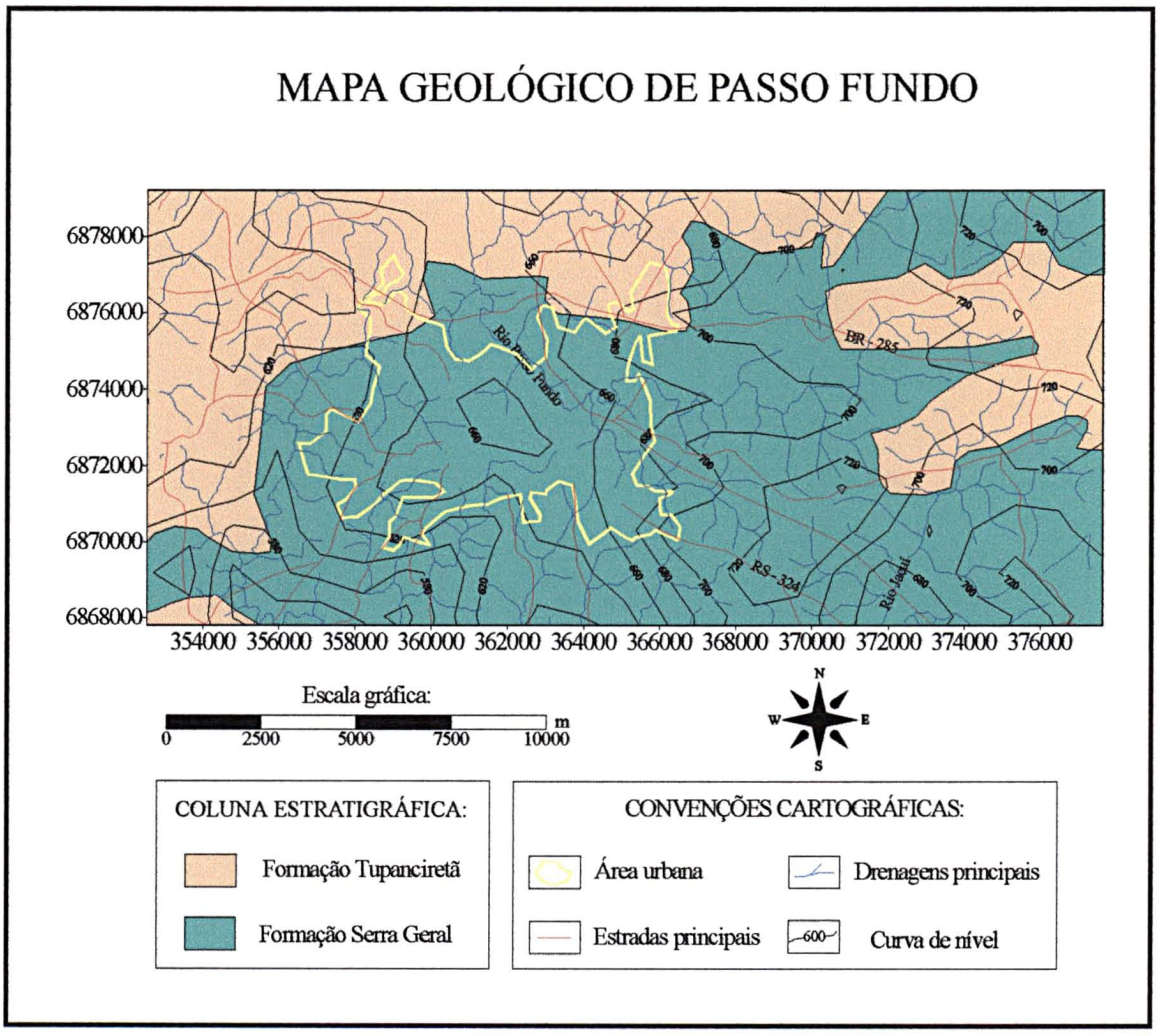


Figura 3.2 - Mapa Geológico da região de Passo Fundo (Modificado de Carraro et al., 1974).Compilado do Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, UFRGS/FAPERGS, 1974).

Minoli (1971), Petri e Fúlfaro (1983) e Cox (1989) relacionam este vulcanismo ao processo geodinâmico de separação da América do Sul e África.

Gonçalves et al. (1990) descrevem grandes processos hidrotermais afetando os basaltos da Bacia do Paraná, apresentando as paragêneses das zonas alteradas.

Piccirilo et al. (1988) indicam que as variações nos elementos maiores e nos elementos traços são compatíveis com uma significativa contaminação crustal na gênese das fusões básicas, ácidas e seus diferenciados, principalmente a sul do lineamento do rio Uruguai.

Cordani et al. (1988) a partir de resultados de análises isotópicas indicam que estas suítes magmáticas se originam no manto subcontinental heterogêneo, sofrendo diferenciação em sistema aberto com assimilação de material granítico.

A Formação Tupanciretã que recobre parte das rochas vulcânicas basálticas nas regiões a norte e leste de Passo Fundo é constituída predominantemente por arenitos e psamitos associados. (Menegotto, 1971).

Vários autores, desde Tessari e Giffoni (1970) consideram que esta unidade é depositada após o término dos fenômenos vulcânicos que afetaram a Bacia do Paraná, concluindo por uma idade provável no Terciário Inferior (Paleogeno).

3.2 – GEOMORFOLOGIA E CLIMAS

A interação permanente entre o meio físico e os ecossistemas terrestre e aquático precisa ser analisada através de um enfoque interdisciplinar. Os solos representam a expressão mais visível do meio físico. Resultam da decomposição dos substratos rochosos através de processos de intemperismo, e podem se encontrar no próprio local que se formaram (solos "in situ") ou terem sofrido alguma espécie de transporte.

Nos solos aluvionares são transferidos de local pela ação da água. Há ainda os solos coluvionares onde o agente transportador mais importante são as reptações gravitacionais, e os solos eluvionares, onde o transporte é mínimo, sendo derivado de uma associação entre o agente transportador aquoso e os gradientes topográficos.

As modernas técnicas de avaliação geotécnica dos solos, utilizam as classificações pedológicas e climáticas disponíveis, associando ainda fatores como declividade, cobertura vegetal e ocupação e ação antrópica.

A associação destes elementos e o uso das técnicas de sensoriamento remoto e tratamento digital de imagens de satélite, dentro de um contexto multidisciplinar, permitiu a transferência e a evolução de conceitos. Hoje, é disseminada a concepção do conceito de "paisagem" como expressão do

agenciamento dinâmico e superficial dos conjuntos territoriais. Ou seja, não é mais apenas o solo a face mais visível do meio físico, e sim a paisagem integradora do solo com os demais fatores, a expressão conjunta das interações compreendidas ou ainda difusas.

Este agrupamento, capaz de expressar homogeneidades ou realçar diferenciações físicas espaciais e temporais no meio terrestre, origina a conceituação de "geobiossistemas" como unidades territoriais, geográficas ou cartográficas de mesma paisagem, definidas por características estatísticas do meio natural físico, químico ou biológico, hierarquizadas por um mesmo sistema de relações.

É nesta acepção que são entendidos e empregados os termos classificadores de solos utilizados ao longo deste trabalho.

A cidade de Porto Alegre, oscila entre altitudes de 12 m acima do nível do mar, como no marco existente na calçada em frente ao paço municipal, expressando a altitude média de toda a extensão aluvionar da cidade e altitudes de até 200 m em média, correspondentes aos relevos sustentados pelos maciços ígneos e metamórficos de alto grau que circundam e delimitam as planícies de inundação do sistema deltaico-estuarino da bacia hidrográfica do Lago Guaíba.

Os padrões de drenagem encontrados são diversos e potencializados pela interação com o clima, os solos, as declividades e a cobertura vegetal, ampliando o quadro de diversificação.

Na área de ocorrência dos substratos antigos sobre os quais predominam os solos residuais e seus termos mais imaturos, os solos de alteração de rocha, predominam drenagens do tipo anelar e radial centrífuga nos litotipos granitóides e padrões de drenagem dendríticos e sub-dendríticos, ou parcialmente compostos, sobre substratos migmatíticos ou migmato-granitóides. Em ambos os casos, as densidades de drenagem são médias a elevadas.

No espaço de domínio aluvionar, a referência de drenagem é herdada do padrão paralelo, imposto pelas rochas sedimentares existentes a norte, a oeste e a leste, determinantes do controle sobre os rios contributivos do sistema estuarino-deltaico do Lago Guaíba: rios Jacuí, Caí, Sinos e Gravataí. Sobre os sedimentos recentes inconsolidados que constituem o pacote aluvionar pesam, além da hereditariedade estrutural, a baixa declividade da bacia e a intensa ação antrópica, para culminar numa padronização meandrante.

As resultantes desta interação são a ocorrência de um relevo de morros arredondados ou elipsoidais nas porções pré-cambrianas e um relevo típico de planície de inundação em áreas de eflúvios anastomosados dentro do domínio aluvionar.

A região centro-oriental do Estado do Rio Grande do Sul apresenta um regime de chuvas abundantes, sem definição de períodos de secas durante o ano. As precipitações médias oscilam entre 1.300 mm e 1.500 mm com maior concentração de precipitações pluviométricas entre os meses de julho, agosto e setembro.

A temperatura média anual é de 18°C, variando entre o mês mais quente de janeiro com temperatura médias de 31°C até uma temperatura média de 8 a 9°C no mês de julho. A Figura 3.3 apresenta as curvas de distribuição de temperaturas nos meses de janeiro e julho com a localização da Folha de Porto Alegre (Ramgrab et al., 1977).

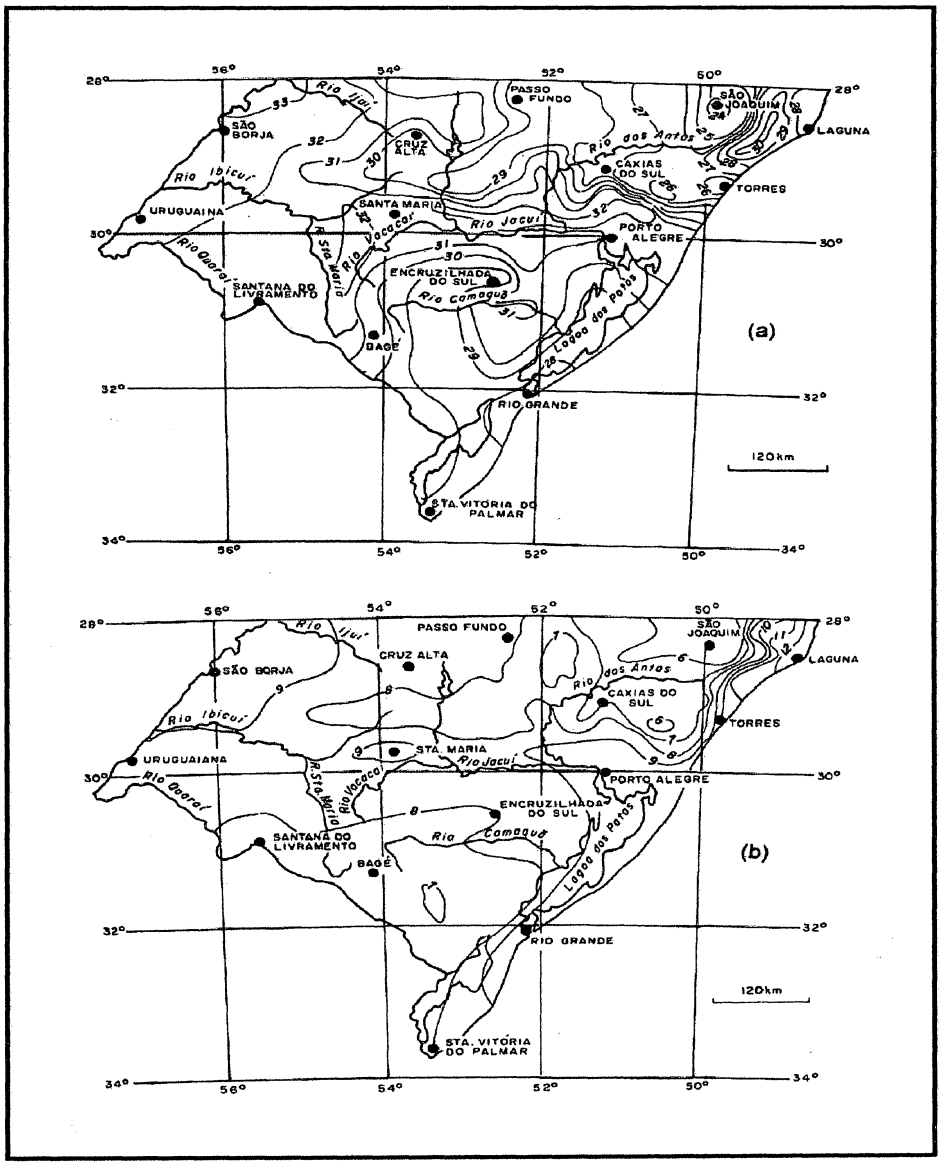


Figura 3.3 - Temperaturas médias das máximas do mês mais quente - janeiro (a) e das mínimas do mês mais frio - julho (b), em °C. IBGE/Projeto Radambrasil, 1986 (Ramgrab et al., 1997).

O clima em Porto Alegre é do tipo "**Cfa**" - úmido em todas as estações com verão quente - segundo a classificação de W. Köppen (1918). Nesta classificação, a primeira letra representa a principal categoria, baseada na temperatura. "C" é a categoria em que o mês mais frio tem temperatura média entre - 3°C e 18°C, e onde o mês mais moderadamente quente tem uma temperatura média maior do que 10°C.

A isoterma de 10°C de verão correlaciona-se com o limite na direção do polo, do crescimento de árvores, e a isoterma de - 3°C indica o limite, na direção do Equador, do "permafrost" (subcamada de solo permanentemente gelada). A letra "f" representa a distribuição sazonal de precipitação, simbolizando a ausência de estação seca, ou seja clima úmido o ano todo. O caracter "a" expressa características adicionais da temperatura, significando verão quente, onde o mês mais quente tem temperatura média maior do que 22°C.

A bioma terrestre característica da área são os campos subtropicais, associados a florestas decíduas temperadas onde a precipitação média aproximada situa-se entre 1.500 e 1.800 mm por ano, com as temperaturas moderadas com um padrão sazonal distinto (Odum, 1983). O contraste entre inverno e verão é grande, uma vez que as árvores e arbustos perdem as suas folhas durante parte do ano.

A evolução da bioma na área mobiliza a interação entre as ações dos ventos, e a atividade antrópica prolongada através de fogo e desmatamentos.

No domínio campestre prevalecem as gramíneas em zonas de biota determinadas pelo gradiente de precipitação, o qual também é um gradiente de produtividade primária. Nesta área, as plantas herbáceas constituem apenas uma pequena parte da biomassa.

Os solos, nestes casos, sempre sofrem influência da comunidade de campo. As gramíneas tem vida curta em comparação com a vegetação de grande porte e por isso, uma grande quantidade de matéria orgânica é acrescentada regularmente ao solo.

A fase de umificação é rápida, resultando em pouca serrapilheira e muito húmus. Assim, os solos de campo podem conter 5 a 10 vezes mais húmus que os solos florestais (Odum, 1983). Este fato é particularmente importante em coberturas vegetais campestres sobre terrenos aluvionares peneplanizados.

Este fenômeno, associado à sedimentação flúvio-deltaica das planícies de inundação, justifica as amplas camadas de solos moles ricos em matéria orgânica das planícies aluviais de Porto Alegre, que ocorrem preferencialmente a norte da cidade.

No domínio das florestas, preferencialmente sobre o substrato cristalofiliano, os estratos herbáceo e arbustivo tendem a estar bem desenvolvidos, da mesma forma que a biota do solo. Estes ecossistemas são produzidos em sucessões ecológicas demoradas. Os ciclos de acumulação minerais são mais nítidos com atividade microbacteriana importante restrita a serrapilheira e características predominantes inorgânicas nos solos sotopostos.

A região de Passo Fundo situa-se no planalto médio Sul-Riograndense. As altitudes médias em relação ao nível do mar são de 600 a 800 m em média. A topologia regional é formada por pequenas ondulações com encostas pouco íngrimes, localmente com gradientes mais contundentes. As espessuras de solos apresentam relação íntima e direta com a topologia.

As maiores acumulações de terrenos residuais encontram-se nas partes mais elevadas e planas, sendo resultantes de uma maior taxa de infiltração de águas superficiais e consequência da mais efetiva decomposição intempérica pétrea e acumulação residual de alteritos em processo de biostasia, onde o equilíbrio relativo entre decomposição e erosão é mantido. Nas partes mais deprimidas dos terrenos, a espessura de solos é menor, correspondendo a um provável ciclo de resistasia determinado por efetividade fluvial predominante.

Resultante dos processos descritos, o padrão de drenagem marcadamente retangular exibe variações quanto à densidade em função da topologia local. Nas partes mais elevadas dos terrenos, as maiores dificuldades de infiltração através dos materiais argilosos, embora este procedimento seja o fator determinante no local, tende a aumentar as densidades de drenagem, enquanto nas zonas mais deprimidas da topografia, a densidade de drenagem propicie vetor sinalizando na ampliação da quantidade de drenagem por área.

O padrão de drenagem é sempre determinado e controlado pelos lineamentos dos litotipos basálticos e diferenciados intermediários à ácidos associados, marcadores de um desenho retangular proeminente, enquanto que nas densidades da drenagem são observados com maior vigor a influência interativa dos demais fatores como clima, solo, declividades e cobertura vegetal.

O relevo de planalto formando colinas arredondadas, com aspecto mamelonado, é relativamente monótono, sofrendo pequenas influências localizadas devido às bacias de drenagens. A modificação mais saliente são os aumentos nas declividades das encostas dos vales.

O clima da região de Passo Fundo é classificado como um tipo subtropical úmido de acordo com a classificação genérica, conforme Gabes (1972). Adotando a classificação climática de W. Köppen (1918) a tipologia é "**Cfa**" ou seja "C" de climas temperados chuvosos e quentes, "f" como um indicativo de nenhuma estação seca, ou seja clima úmido o ano todo, e "a" correspondendo a uma temperatura média maior do que 22°C no mês mais quente do verão.

O clima da borda sudeste da Bacia do Paraná é do tipo sub-tropical a temperado, "**Cfb**" na classificação de Köppen (Nimer, 1990).

As precipitações anuais são de 1.700 mm a 2.400 mm em média, e as temperaturas registradas oscilam entre 14 e 20°C. Leite e Klein (1990) sintetizando as condições climáticas caracterizam esta região pela alternância de um período frio, de 3 a 8 meses, centrados no inverno, e um período quente com até 3 meses, centrado no verão.

O tipo de clima desta região não favorece a formação de lateritas que necessitam de clima tropical quente e úmido. As unidades lateríticas encontradas com frequência na região correspondem a processos mais antigos.

3.3 - INFLUÊNCIAS DA NATUREZA GEOLÓGICA DOS TERRENOS, DO ESTÁGIO DE MATURIDADE DOS SOLOS E DA GEOMORFOLOGIA NO ESTADO DE EVOLUÇÃO DOS PERFIS DOS SOLOS

James Hutton em **Theory of the Earth; or Investigation of the Laws observable in the Composition, Dissolution and Restoration of Land upon the Globe**, (Trans. Royal Soc. Of Edinburgh, 1788, vol. I, pp. 209-304), assinala que "**É na filosofia da Natureza que a história natural da Terra deve ser estudada; e não devemos permitir-nos raciocinar sem elementos adequados, ou elaborar um sistema de sabedoria com base numa ilusão hipotética**".

A teoria do ciclo geomorfológico está assentada na premissa de que há um nível de base para o qual toda evolução do ciclo erosivo converge. A partir do soerguimento, naturalmente creditado à forças tectônicas de uma região, o estabelecimento de bacias de drenagem processa a erosão através de estágios sucessivos do ciclo fluvial, denominados de **juventude, maturidade e senilidade** da bacia hidrográfica.

Na etapa inicial, a drenagem é irregular, passando para um período de relevos suaves, até um estágio de relevo baixo, onde toda a paisagem é rebaixada em função do nível de base. O estágio de maturidade, quando os rios estão em equilíbrio, é definido pelo suavizamento das declividades da bacia de drenagem à montante, quando então ocorre somente o transporte da quantidade de detritos fornecido pela corrente d'agua. Este mesmo volume de descarga é depositado na planície de inundação à jusante.

Este ciclo perfeito raramente é alcançado, pelas interrupções tectônicas ou neotectônicas. A alternativa tem sido o desenvolvimento da teoria do equilíbrio dinâmico, que explica os vários estágios por mudanças nas diversas variáveis envolvidas nos ciclos, ou seja, pela alteração na energia total do sistema.

A mais notória observação desta escola vem de Strahler (1950) que define os equilíbrios nas diversas fases como um balanço entre forças opostas, de tal forma que elas atuem em proporções iguais e que seus efeitos se anulem, mutuamente, a fim de produzir um estado de estabilidade no qual a energia entra e sai no sistema sem alterações em seu montante. Este conceito clássico de conservação de energia foi exposto pelo médico alemão Julius Robert Mayer, ainda no começo do século passado.

As relações dos solos com a topografia são clássicas na literatura, desde Davis (1899), passando por Nikiforoff (1942, 1949, 1955 e 1959) e corroborados por Hack (1960). Como explicado por Nikiforoff (1942, 1949, 1955 e 1959) "**certamente todos os solos atingem um estado de equilíbrio dinâmico se forem expostos à superfície por tempo suficiente**". Os fatores de equilíbrio dos solos incluem declividade, clima, taxa de erosão, mineralogia da rocha original, vegetação e outros.

A acumulação de argila, no horizonte **B** é feita pela lixiviação do horizonte

A acima. A concentração de argila aumenta até que não haja mais acumulação, quando o solo está maduro, e permanece neste estado até o início da remoção das argilas por erosão.

A quantidade de argila expressa o resultado de um balanço local entre a acumulação e a erosão. O perfil dos solos depende da erosão. Regiões mais altas tendem a sofrer maior erosão e regiões mais baixas maior deposição. A intensidade deste processo varia com a pluviosidade e as taxas de infiltração das águas e escoamento superficial, determinados pelas declividades e pelo relevo. Também importa a natureza do solo nas coberturas.

Quanto maior a taxa de infiltração, maiores são as espessuras dos solos. Ato contínuo, maiores taxas de escoamento produzem maior erosão e menores espessuras de solos, também porque ocorre menor decomposição dos minerais da rocha. Estes fatores são controlados pela declividade e relevo. Menores declividades geram maior taxa de infiltração e menores escoamentos superficiais. Maiores declividades produzem maior erosão e menores alterações intempéricas e desta forma, menor espessura de solos. Estas relações são confirmadas por Hack (1960).

Da mesma forma, quanto mais saprolítica a natureza do solo maiores são as dificuldades dos agentes dissecadores do relevo em produzir erosão, pois primeiramente, as estruturas internas ou armaduras dos solos tem de ser quebradas. Por isso, colinas cobertas por terrenos saprolíticos ou residuais são mais inclinadas sustentando um relevo mais íngrime que os solos residuais mais maturos, onde a quantidade de argila - que é menos resistente à erosão - é predominante. Neste caso, os relevos são mais aplainados.

A Geomorfologia das áreas estudadas obedece a estes princípios e às grandes definições morfoclimáticas de Ab'Saber (1996).

Ab'Saber (1996) define domínio morfoclimático como um espaço relevante em áreas continentais, onde através da ação dos climas, sobretudo os mais recentes, houve o ***modelar*** que reflete as atividades climáticas regionais. Neste sentido, para este autor, a expressão ***morfo-climático*** significa o clima influindo na morfologia regional em íntima associação com a hidrologia e ações dos sistemas ecológicos implantados no espaço total da região.

Os estudos de campo e observações efetuadas no decorrer deste trabalho acrescentam a importância dos controles lito-estruturais às formas de relevo e a contínua interação entre o relevo esculpido e as ações indutoras de modelagem das formas, destacando-se entre estas ações a pluviometria e as relações entre infiltração e escoamento superficial no cotidiano dos processos, e sua influência na avaliação da capacidade de carga dos terrenos.

Cruz (1985) reconhece os mecanismos e a atuação dos processos atuais como definidores da geomorfodinâmica do relevo existente.

Birot (1955) também valoriza o relevo como fenômeno de uma interface que registra forças antagônicas em sua evolução.

Cailleux e Tricart (1956), da mesma forma, avaliam o relevo no contexto de ***princípio dinâmico*** em geomorfologia, abordando o relevo como fenômeno característico de uma interface onde vários fatores interagem ***nesta superfície de contato***.

Ab'Saber (1996) também destaca que sempre ocorre uma grande diferenciação de solos no mesmo domínio morfo-climático em função da natureza dos terrenos cristalinos ou sedimentares, reconhecendo as características impostas pela diferenciação geológica.

A região de Passo Fundo enquadra-se no domínio morfoclimático do planalto Meridional, dominado por altitudes medianas, substrato geológico vulcânico enquadrado na bacia gondwânica do Paraná, florestas de araucárias intercaladas com campos em uma morfologia de colinas convexas de baixa declividade.

Porto Alegre situa-se na borda do domínio das pradarias mistas do Rio Grande do Sul, que recebe várias designações: zona de coxilhas, região das campinas meridionais e campanha gaúcha; ou até mesmo região dos pampas. Conforme Ab'Saber (1996) é uma área ecológica típica de zona temperada cálida, subúmida, sujeita a estiagens sazonais. É o domínio das colinas pluriconvexizadas às quais a tradição convencionou chamar de coxilhas. As altitudes são baixas, o substrato geológico cristalofiliano a vegetação rasteira com pequenas concentrações arbustivas ou ciliares e a morfologia de colinas convexas de reduzida declividade.

O substrato rochoso, de idade pré-cambriana, que sustenta o relevo e origina os solos residuais e de alteração de rocha na região de Porto Alegre, constitui um típico aquífero secundário ou por fraturas, com a maioria das percolações e movimentos de água subterrânea controlados pelas estruturas rúpteis. Destacam-se as falhas pelo conjunto de litotipos cataclásticos como brechas de falha, milonitos e blastomilonitos, que apresentam condições de porosidade e permeabilidade bem diversas do restante das rochas cristalinas, permitindo amplas percolações e maiores vazões de águas subterrâneas, na maioria dos casos.

Nas rochas metamórficas de alto grau, do tipo migmatitos e seus termos associados gnaissóides, o regime de deformação rígida é maior, observando-se maior número de descontinuidades e, por conseguinte, maiores possibilidades de circulação de águas subterrâneas nestes aquíferos secundários.

Já nas litologias ígneas granitóides, de variadas composições petrográficas segundo Streckeisen (1976), o padrão de descontinuidades é mais reduzido, com menores percolações de águas subterrâneas e uma bem determinada rede de aquífugos definida por oscilações topográficas e observações de pontos de surgimento de água e redes de fluxo regionais.

Na planície de inundação circundante, que domina grande parte das principais zonas de ocupação urbana da cidade, a ocorrência dos terrenos aluviais, com predomínio de amplas camadas arenosas e areno-siltosas pouco argilosas, intercaladas com argilas ricas em matéria orgânica que constituem os solos moles ou adensáveis de grande parte da área, a tipologia dos aqüíferos é por saturação, do tipo primário ou por poros.

Na região de Passo Fundo, os aqüíferos são secundários ou por fraturamentos, coletados pelos vários sistemas de diáclases horizontais e verticais intercalados do maciço rochoso basáltico e seus diferenciados associados, incluídos na unidade litoestratigráfica Juro-Cretácea da Formação Serra Geral.

Os solos na região exibem nível freático muito profundo com frequência, numa situação que oscila em função da pluviosidade, topologia local, vegetação de cobertura e a própria composição granulométrica dos solos, ou seja as condições de permeabilidade possibilitadas pelo terreno.

Os aquíferos controlados pelas rochas do embasamento cristalino na região de Porto Alegre, são tipicamente efluentes, alimentando ao pacote aluvionar circundante e, indiretamente, aos sistemas hídricos fluviais anexos.

Os aquíferos dos materiais aluvionares, saturam espessas acumulações de depósitos sedimentares inconsolidados recentes e suas relações com os sistemas hídricos fluviais adjacentes são efluentes durante os períodos de maior pluviosidade local e influentes nos períodos de menor precipitação local.

Desta forma, as características hidrogeoquímicas das águas contidas no pacote de sedimentos aluvionares e nas bacias hidrográficas adjacentes estão intimamente relacionadas.

A associação entre o estágio geomorfológico das bacias, a natureza da rocha que origina o solo do local, e a influência do comportamento hidrogeológico na poro-pressão dos solos são fatores intimamente relacionados com as diferenças nos resultados obtidos para as resistências dos solos a partir dos dados de sondagens à percussão e sondagens de cone.

O esgotamento da água nas sondagens à percussão, parece tornar estes valores mais próximos da realidade da capacidade de carga do terreno, enquanto aumenta as dificuldades de penetração do cone e amplia, com certa artificialidade, as resistências aferidas por este equipamento.

Na região de Passo Fundo, tanto os aquíferos existentes nas rochas fraturadas e seus eventuais aquífugos associados, quanto os aquíferos dos solos residuais são efluentes de forma permanente, nas bacias hidrográficas locais. A importância da realimentação subsuperficial depende da pluviosidade, das condições de porosidade e permeabilidade dos solos, das declividades superficiais, e do grau de fraturamento do interior do maciço rochoso basáltico, além das condições topográficas.

O comportamento das águas subterrâneas, em boa parte controlado pelos sistemas de fraturamento e diaclasamento próprios das rochas vulcânicas, se torna relevante na espessura, nas características e nas poro-pressões atuantes nos solos de Passo Fundo.

4. Aplicação na estimativa de capacidade de carga dos solos em Porto Alegre e Passo Fundo

4.1 – GENERALIDADES

As sondagens à percussão são utilizadas há mais de meio século no Brasil, enquanto as sondagens de cone tiveram seu uso expressivo e disseminado nos últimos 20 anos.

Na prática, tem sido grande as diferenças de resistência observadas entre os 2 métodos em alguns tipos de solo. Por isso, é realizado o presente estudo, com o intuito de obter novas informações sobre variáveis influentes nos solos, e que não estejam sendo devidamente consideradas.

Assim, considerando os conhecimentos acumulados na descrição de solos da região de Porto Alegre, são propostos com base nas descrições gerais dos solos, *perfis compilados esquemáticos*, para fins de cálculo da influência das variáveis consideradas.

Nos solos da área amostrada de Porto Alegre, foi considerada a natureza geológica, comparando os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, com os solos derivados dos granitos tipo Morrinhos.

Sobre os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, foram avaliadas ainda a maturidade dos solos, as condições geomorfológicas e a influência de uma zona de falha.

Estas variáveis foram definidas em função das características descritas nas Tabelas 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4.

Nos solos aluvionares de Porto Alegre foram avaliados os perfis de solos mais comuns: planícies de inundação argilosas a norte da cidade e camadas interdigitadas de materiais arenosos e argilosos a sul (Tabela 4.5).

Em Passo Fundo, nos solos residuais, foi testado o estágio de maturidade dos terrenos a influência da geomorfologia.

Não foi testada variação na natureza geológica do terreno, pois não ocorre na região, toda ela constituída de rocha vulcânica basáltica, sem registros bibliográficos ou nos dados de sondagens analisados, de diferenças relevantes nas rochas, conforme descrito nas Tabelas 4.6 e 4.7 adiante.

Foram consideradas as tendências da moderna bibliografia de compilar os solos em perfis padrão representativos como apresentado pelos critérios de Salomão e Antunes (In: Oliveira e Brito, 1998), os conhecimentos do autor, as descrições dos perfis de sondagem e as zonas de influência dos perfis apresentadas a seguir, além dos critérios pedológicos descritos por Lemos (1973) e Dias et al. (1998).

4.2 – CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO E MAPAS DE LOCALIZAÇÃO

4.2.1 – PORTO ALEGRE

Inicialmente, todas as razões de capacidade de carga, calculadas entre **CPT/SPT** dos 4 grupos em solos residuais já descritos, mais as razões encontradas para os aluviões, foram analisadas pelo método da análise de variância, desenvolvido por Fischer (1948) para verificar a hipótese de relevância das diferentes variáveis consideradas sobre os resultados de estimativa de capacidade de carga dos solos de Porto Alegre por **SPT** e **CPT**.

Após são avaliadas as diferenças ***dentro*** das condições mais comuns, possíveis de ocorrência no campo de cada uma das variáveis de influência geológico-ambientais considerada, utilizando as mesmas razões anteriormente apresentadas, integradas a uma nova sub-classificação dentro do campo considerado. Sobre estes conjuntos de populações é aplicado o teste "t" de Student para verificar a diferença entre os valores de dados.

Estas sub-divisões são aplicadas às 4 variáveis, ou co-variáveis, consideradas para os terrenos residuais de Porto Alegre, para os aluviões de Porto Alegre e para as 2 variáveis consideradas para os terrenos de Passo Fundo.

Os critérios utilizados para estas sub-divisões de cada uma das variáveis de influência consideradas em Porto Alegre, são apresentadas nas tabelas a seguir:

Para estabelecer os conjuntos de amostras apresentados nos Anexos, foram consideradas:

1. a análise das curvas de resistência;
2. as descrições dos terrenos;
3. a geologia e arranjo estrutural dos solos do local;
4. a modelagem numérica;
5. os critérios definidos nas Tabelas 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5

Amostras que se mostraram anômalas, provavelmente em função de problemas executivos já discutidos nos itens 2.3 e 2.4, ou devido à presença de matacões, passagem de perfil de solos maduros para jovens, influência de solos residuais abaixo de aluviões e outras ocorrências deste tipo, foram eliminadas para não afetar as médias.

Na Figura 4.12 está apresentado o mapa de localização das amostras de **SPT** e **CPT** utilizadas.

A seguir, os fatores considerados para determinar os critérios de influência da natureza geológica das rochas.

Tabela 4.1 - Fatores considerados para determinar os critérios de influência da natureza geológica sobre solos residuais de Porto Alegre.

Natureza geológica dos terrenos	
Granitos tipo Cerro Grande	**Granitos tipo Morrinhos**
São monzogranitos mais antigos, com texturas médias a grosseiras, com grãos de quartzo grandes.	**São sienogranitos, de granulação mais fina, feldspáticos, com grãos de quartzo pequenos, localmente cisalhados.**
Produzem solos granulares, de espessura mediana, com aferição de resistência muito influenciada pelos grãos.	**Produzem solos mais finos, com influência dos vênulos nas matrizes silto-argilosas, com pouco quartzo de granulação pequena.**
Curvas de resistência à penetração do amostrador-padrão de Terzaghi com crescimento contínuo com a profundidade, desde a superfície.	**Curva de resistência à penetração do amostrador-padrão de Terzaghi com crescimento acelerado em profundidades médias ou elevadas.**
Constituem saibros grosseiros, pouco influenciados na aferição da resistência pela presença de vênulos de quartzo.	**Constituem terrenos mais argilo-siltosos, com pouco arcabouço quartzoso, que é suscetível à interferência de vênulos de quartzo quando ocorrem.**
Baixa interferência da matriz silto-argilosa, de pequena quantidade sobre a aferição da resistência.	**Grande influência da matriz argilo-siltosa, sobre os mecanismos de aferição da resistência.**

A maturidade dos solos é apresentado por Danziger et al. (1998) como fator relevante na diferenciação do comportamento de investigações por **SPT** e **CPT**.

Predomina como fator determinante em áreas de relevo intermediário e elúvios em taludes pouco inclinados.

Esta influência foi considerada uma co-variável, e foi testada sobre os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, amplamente predominantes na amostragem utilizada.

A Tabela 4.2 compila estas características.

Tabela 4.2 - Fatores considerados para determinar a zona de influência do estágio de maturidade dos solos sobre as curvas de resistência aferidas para os solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

Estágio de maturidade dos solos	
Solos Maduros	**Solos Jovens**
Solos que já se encontram totalmente formados, com toda a rocha original decomposta, sem fragmentos pétreos relictos da rocha original, pouco granulares.	**Solos muito granulares, com muita influência das texturas e composição original das rochas, com fragmentos relictos da rocha original e matacões diversos.**
Curvas de resistência à penetração do amostrador-padrão de Terzaghi, com crescimento contínuo, mas a partir de profundidades médias ou elevadas, ou seja, com permanentes e baixas resistências iniciais.	**Curvas de resistência à penetração do amostrador-padrão de Terzaghi com oscilações entre resistências baixas e elevadas a partir de profundidades médias, crescendo abruptamente em profundidade, nas proximidades dos níveis de impenetrabilidade à ferramenta de percussão.**
Constituem solos freqüentemente de granulação mais fina, silto-argilosos, pouco arenosos.	**Apresentam misturas de composições granulométricas, com grande influência dos materiais arenosos e de granulação mais grosseira.**
Maior influência da matriz argilo-siltosa sobre os mecanismos geotécnicos de aferição de resistência dos solos, em qualquer situação de densidade dos terrenos, e conseqüentemente sobre os índices de resistência.	**Maior influência do arcabouço formado por diversos tipos de grãos ou fragmentos pétreos mesmo, sobre os mecanismos de aferição de resistência dos solos, mesmo quando a baixa densidade dos solos permite o deslocamento lateral dos grãos.**

Abaixo dos perfis de solo maduros, ocorrem solos jovens até o horizonte saprolítico de transição entre solo e rocha. Por isso estas análises foram limitadas à profundidades pequenas (até o máximo de 10m) entre um e outro tipo de solo, para que não ocorressem influências de diferentes tipos de materiais nos dados.

Em função das tendências de migração das argilas para o horizonte intermediário, conforme a idade dos terrenos, ocorrem pequenas variações nos solos.

Mesmo assim, em função da grande concentração de pontos de investigação na região mais central de Porto Alegre, a análise da maturidade foi executada apenas para perfis de **SPT** e **CPT** localizados sobre os granitos tipo

Cerro Grande. Desta forma fica eliminada a possibilidade de interferência de variáveis geológico-ambientais diversas sobre esta co-variável, pois todas as amostras pertencem ao mesmo grupo.

A dinâmica dos processos geomorfológicos é hegemônica nas condições encontradas nos terrenos situados em taludes convexos ou côncavos. Foi considerada como co-variável, tendo sido analisada apenas nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande.

Os principais fatores considerados na seleção das zonas de influência, situadas nas áreas de maior declividade, estão resumidos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Fatores considerados para determinar a zona de influência das condições geomorfológicas sobre as curvas de resistência dos solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

Condições geomorfológicas	
Taludes Côncavos	**Taludes Convexos**
São áreas onde predominam os processos reptativos sobre a evolução dos solos, ocorrendo inversão de perfis, com conseqüências sobre as resistências e composições.	**São áreas de declividades menores, que não influenciam na evolução dos perfis de solos originados dos substratos rochosos.**
Curvas de resistência aferidas alternando intervalos de maior ou menor resistência de acordo com as reptações identificadas e conseqüência deste fenômeno sobre as densidades e composições dos terrenos.	**Curvas de resistência à penetração do amostrador-padrão de Terzaghi, com incremento contínuo a partir da superfície de início da medição.**
Perfis apresentando composições muito variadas, em geral alternando horizontes de granulação mais fina, argilo-siltosa, com níveis onde ocorrem materiais de granulometria maior (areno-siltosa, pouco argilosa).	**Tendem a composições granulométricas com maior contribuição areno-siltosa a medida em que se espessam os perfis pesquisados.**
Perfis influenciados por migrações laterais de solo e movimentações argilosas muito variadas de acordo com a encosta, nível freático e outros fatores.	**Perfis pouco influenciados por migrações laterais.**

Considerando os critérios já discutidos e os parâmetros das tabelas, uma modelagem numérica dos terrenos possibilitou definir as zonas preferenciais para análise de cada uma das variáveis ou co-variáveis consideradas (Figuras 4.13 e 4.14).

São apresentadas ainda, junto às tabelas complementares, material fotográfico justificando as variáveis geológico-ambientais consideradas.

As amostras das investigações, mesmo enquadradas no interior da modelagem numérica do terreno executada, mas que se mostraram anômalas em relação às Tabelas 4.1 a 4.4, cujas características se sintetizam nas fotografias, foram descartadas dos cálculos e dos diagramas de dispersão qc x N e Kc x profundidade apresentados nas discussões.

As amostras sempre foram incluídas em grupos nos quais demonstraram maiores afinidades quanto às descrições das Tabelas 4.1 a 4.4, quando em conflito com a modelagem numérica do terreno.

A influência da natureza geológica dos terrenos é fator hegemônico nas amostras localizadas no centro e leste da cidade e, preferencialmente nas cotas superiores a 60 metros acima do nível do mar.

Nas Figuras 4.1 e 4.2 observa-se o aspecto geral apresentado pelos solos derivados de cada um dos tipos litológicos predominantes na geologia de Porto Alegre.

Considerando que a maior parte das amostra situa-se sobre a área de influência dos granitos tipo Cerro Grande, na avaliação da influência da natureza geológica, foram utilizadas, preferencialmente, amostras apenas das cotas superiores a 60 m para esta litologia, enquanto para o granito do tipo Morrinhos, foram utilizadas todas as amostras disponíveis e plotadas no mapa da Figura 4.12.



(a)



(b)

Figura 4.1 - Detalhe dos terrenos de alteração produzidos pelos litotipos afiliados aos Granitos tipo Cerro Grande. Na foto (a) vista geral de uma antiga saibreira na zona sul, na estrada Juca Batista, na altura do número 7.500. São solos siltosos, muito arenosos, pouco micáceos, passando a areias grosseiras pouco siltosas em profundidade. No detalhe da foto (b) observam-se veios de neossoma quartzo-feldspático cortando o paleossoma constituído pelos monzogranitos, notando-se ainda a textura grosseira deste material, muito empregado como saibro (Set/2000).



(a)



(b)

Figura 4.2 - Detalhe dos perfis de solo desenvolvidos sobre os litotipos dos Granitos tipo Morrinhos, na zona leste na Av. Bento Gonçalves na altura do número 7.712. Na foto (a), observa-se os espessos perfis de solo, mais argilo-siltosos em superfície, passando gradativamente a ter maior contribuição arenosa em profundidade, onde predominam os siltes; na foto (b) observa-se relictos pétreos de composição muito diversa, imersos em meio aos regolitos (Nov/ 2001).

Observa-se que a influência da maturidade sobre as outras variáveis mostrou-se, inicialmente, mais concentrada na região central de Porto Alegre. Após a locação destas amostras num mapa de contorno, observou-se que esta influência se estende a todos os terrenos da cidade, localizados entre as cotas aproximadas de 40 e 60 metros acima do nível do mar.

Esta influência pode ser observada na comparação dos perfis apresentados nas Figuras 4.3 e 4.4.



Figura 4.3 - Perfil de solos maduros, na zona leste de Porto Alegre, na abertura da Av. Bento Gonçalves, no bairro Agronomia, em frente à Faculdade de Veterinária da UFRGS. A escala do posto demonstra tratar-se de perfil de solos com mais de 15 m de espessura, cuja análise exibe solos predominantemente siltosos, com intercalações de horizontes com maior contribuição argiloso e arenosa, alternadamente, até a base da camada, quando as quantidades de argila e areia se equivalem (Nov/2001).

Valente(1999) em sua tese de doutoramento "Integração de dados por meio de geoprocessamento para a elaboração de mapas geotécnicos, análise do meio físico e suas interações com a mancha urbana: o caso de Porto Alegre (RS)", já reconhece as relações entre a modelagem numérica do terreno e várias propriedades físicas do terreno.

Desta forma justifica-se o uso da modelagem numérica do terreno como um dos fatores utilizados para o agrupamento das amostras segundo suas variáveis de influência geológico-ambientais, aqui consideradas e estudadas.

A análise conjunta dos perfis, englobando as curvas de resistência e as descrições dos solos, leva ao uso deste fator, que agrupa inicialmente as amostras. Apenas quando ocorrem conflitos entre a modelagem numérica do terreno e as características dos perfis, utilizam-se os caracteres como fator preponderante para o agrupamento, relegando a modelagem numérica para segundo critério.



Figura 4.4 - Perfil de solos jovens na zona leste de Porto Alegre, em um terreno na rua Pedro Boticário, bairro Glória. Observa-se uma seqüência de matacões envoltos por solos arenosos, pouco argilo-siltosos, com pronunciada alteração esferúlitica dos relictos pétreos, notando-se ainda as marcas das perfurações para colocação de explosivos no material pétreo, para abertura de arruamento (Set/2000).

As influências da maturidade são caracterizadas na espessura dos solos, na maior ou menor presença de material pétreo relicto, no desenvolvimento observado das curvas de resistência dos terrenos, nas composições granulométricas e na influência deste conjunto de fatores sobre as medidas de resistência aferidas pelos métodos de investigação geotécnica dos terrenos que foram pesquisados.

A influência das condições geomofológicas agrupa, inicialmente, as amostras do centro leste e norte da cidade. A locação destas amostras em um mapa de contorno, permitiu estender esta classificação a todos os terrenos com cotas aproximadas entre 20 e 40 metros acima do nível do mar.

Nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 observam-se os relevos determinados pelos diferentes tipos de taludes, sobre a morfologia dos terrenos urbanos, e que vão determinar a ocorrência de inversões nos dados de resistência dos terrenos com o aumento da profundidade, na granulometria e composição dos terrenos e nas migrações dos solos identificadas.



Figura 4.5 - Relevo apresentado nas regiões de taludes convexos, em detalhe da praça Jardim do Salso, no bairro homônimo de Porto Alegre. A direita da foto observa-se a declividade suave determinada por este domínio geomorfológico (Set/2000).



(a)



(b)

Figura 4.6 - Vista Geral dos taludes côncavos da Rua Miguel Couto, com tomada a partir da rua Silveiro na zona sul, no bairro Santa Teresa, Porto Alegre. No detalhe (a) vista de baixo para cima, e no detalhe (b) vista de cima para baixo. Os taludes convexos tem composições muito variáveis, com frequentes inversões nas idades dos perfis de solo, desde o topo até a base. São argilosos, passando para silto-arenosos e areno-siltosos na base dos perfis (Set/2000).



Figura 4.7 – Relevo dos taludes côncavos.Vista de baixo para cima, da rua Lucas de Oliveira, no bairro Petrópolis/Bela Vista, com tomada a partir da Av. Protásio Alves, em Porto Alegre. Ao fundo observa-se a elevação abrupta do terreno (Set/2000).

A influência de uma zona de falha, sobre os solos derivados dos granitos do tipo Cerro Grande foi testada na região do entorno do Parque Moinhos de Vento.

As características gerais desta feição geológica sobre os terrenos é apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Principais características da influência da zona de falha sobre os solos derivados dos granitos do tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

Zona de Falha	
Adjacências da zona de falha	**Zona de falha**
Perfis de solos pouco espessos, com rápida passagem para horizontes saprolíticos.	**Perfis de solo muito espessos,, com horizontes de transição para rocha em grandes profundidades.**
Curvas de resistência dos solos com incremento contínuo e em profundidades pequenas	**Curvas de resistência dos solos com pequeno aumento em superfície, crescendo apenas com o aumento da profundidade.**

As feições apresentadas por estes domínios são observadas nas Figuras a seguir.



Figura 4.8 – Parede oeste da zona de falha, mostrando detalhe da Rua Mostardeiro com tomada a partir da esquina com a rua Comendador Caminha. Observa-se a grande declividade do terreno (Nov/2001).



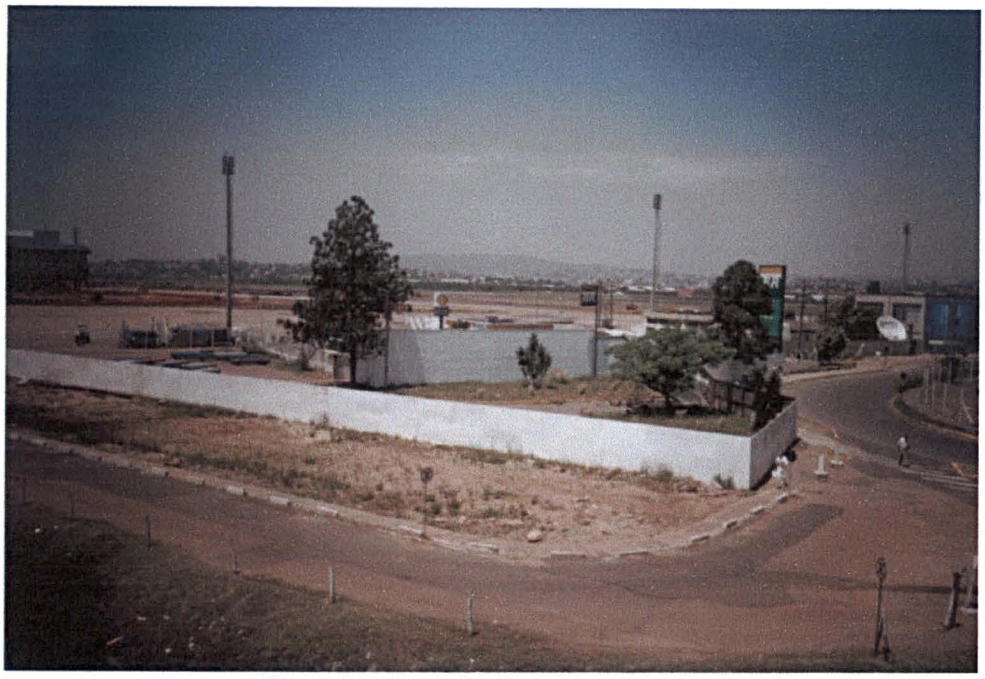
Figura 4.9 – Detalhe do interior da zona de falha, com a rua Mostardeiro subindo em direção à rua Bordini, em tomada a partir da rua Mostardeiro próximo da esquina com a rua Florêncio Ygartua. A elevação em direção à rua Bordini é o limite leste da zona de falha (Nov/2001).

Nos terrenos aluvionares de Porto Alegre, a Tabela 4.5 resume as principais características.

Tabela 4.5 - Principais características dos solos aluvionares de Porto Alegre.

Solos Aluvionares	
Planicies de Inundação	**Depósitos Interdigitados**
Predominam nos aluviões da porção norte da cidade, em amplas bacias hidrográficas que se unem para formar o lago Guaíba.	**Predominam nos aluviões do centro-sul de Porto Alegre, sendo contornados por morros.**
Caracterizam-se por apresentar normalmente uma camada de argilas com impregnação de matéria orgânica e baixa resistência, com espessuras variáveis, mas ocorrência consistente em toda a zona de ocorrência.	**São caracterizados pelas intercalações e interdigitações entre camadas arenosas e argilosas ou argilo-arenosas, sem a ocorrência importante de matéria orgânica.**

Nos solos aluvionares, sempre localizados em cotas inferiores a 20 metros acima do nível do mar, a área de influencia das planícies de inundação, com predominância de material argiloso, principalmente nas camadas mais superiores do terreno, situa-se a norte da cidade de Porto Alegre, na região do Aeroporto Salgado Filho e bairros adjacentes, como São Geraldo, Floresta, Navegantes e Sertório, observados na Figura 4.10.



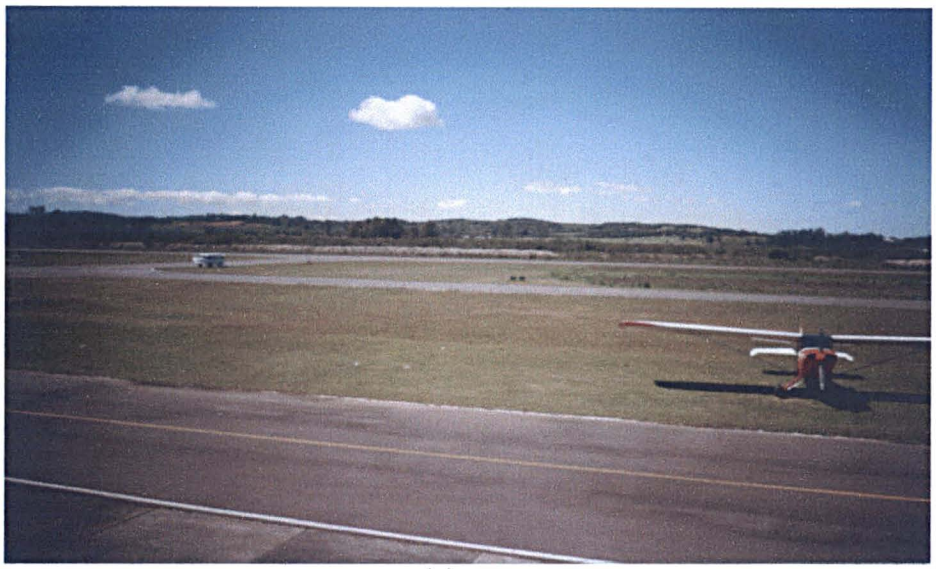
(a)



(b)

Figura 4.10 - Vistas gerais das planícies de inundação a norte da cidade. No detalhe (a), a área do aeroporto Salgado Filho e na foto (b) vista geral da entrada norte de Porto Alegre, pela BR 116. Como se observa pelos amplos domínios deste aluvião, a extensa planície de inundação do rio Gravataí, situado na divisa com Canoas, logo a norte do Aeroporto, produz extensas deposições de argilas orgânicas, sobrepostas a camadas de argila arenosa e passando a camadas arenosas (Set/2000).

A zona de influência dos aluviões formadas por interdigitações entre camadas arenosas e argilo-arenosas, situa-se no litoral sul da cidade, desde o centro até a zona sul, passando pelo bairro do Cristal, em direção às praias de Ipanema e Guarujá. Estes aluviões são bem observados na Figura 4.11.



(a)



(b)

Figura 4.11 - Zona de predomínio dos aluviões de planície de inundação, na zona sul de Porto Alegre, bairro Belém Novo. No detalhe (a) vista geral do aeroclube de Porto Alegre e na foto (b) drenagens realizadas na região para implantação de loteamentos (McTerra Lima). Como estes domínios aluvionares, a sul da cidade, são circundados e confinados por morros de granitos de composição e idade diversas, a grande contribuição de material arenoso, produz terrenos aluvionares com depósitos interdigitados, onde camadas de argila arenosa se intercalam com camadas de areia muito argilosas, se sobrepondo à diastemas arenosos na base (Set/2000).

Os agrupamentos de amostras utilizados inicialmente, estão representados na Figura 4.12. O Mapa de Amostras de Porto Alegre, apresenta os limites da cidade, os arruamentos, a localização das amostras, as curvas de nível e a geologia da área, com a localização dos pontos de amostras, georreferenciados em UTM.

Com base na observação dos perfis de sondagem, considerando as curvas de resistência à penetração do amostrador padrão de Terzaghi, as descrições dos materiais constituintes dos solos e às profundidades dos níveis de água, dentre outros, foram propostas generalizações para toda área de abrangência do estudo, na cidade de Porto Alegre.

Cada conjunto de perfis de sondagem, classificados de acordo com a influência que se considera predominante a ser avaliada, serviram de base para subsidiar as descrições granulométricas simplificadas de cada tipo de solos, utilizadas para a definição dos parâmetros de cálculo no métodos utilizados.

Estes perfis simplificados de constituição granulométrica, correspondem às descrições predominantes observadas nos perfis classificados em cada uma das variáveis de influência consideradas.

As informações simplificadas destes perfis, contendo a constituição granulométrica mais provável exibida pelo conjunto, objetiva apenas a escolha correta dos parâmetros e índices de cálculo.

Na verdade, este procedimento apenas está transformando índices de resistência dinâmica, nos mais prováveis índices de resistência estática, com base em regressões lineares propostas pelos autores dos métodos de cálculo.

Os perfis próprios e típicos de cada solo existente em Porto Alegre e amplamente apresentado e discutido, encontram-se exibidos nas Figuras 4.20, 4.22, 4.24 e 4.25.

Os perfis simplificados para obtenção dos parâmetros de cálculo estão apresentados:

- ✓ nas Figuras 4.27 e 4.28 para verificação da influência da natureza geológica;
- ✓ nas Figuras 4.29 e 4.30 para verificação da influência da maturidade dos terrenos sobre os solos derivados dos granitos do tipo Cerro Grande;
- ✓ nas Figuras 4.31 e 4.32 para verificação da influência da geomorfologia sobre os solos derivados dos granitos do tipo Cerro Grande;
- ✓ nas Figuras 4.33 e 4.34 para verificação das adjacências da zona de falha e do interior da zona de falha sobre os solos derivados dos granitos do tipo Cerro Grande;
- ✓ e nas Figuras 4.35 e 4.36 para verificação da influência dos tipos de aluvião.

O resultado do agrupamento dos perfis análogos, posteriormente empregados para realização dos cálculos de capacidade de carga, com base em dados de sondagens à percussão, comparados com sondagens de cone, através dos métodos usuais de estimativa das capacidades de carga, pode ser visualizado na Figura 4.13.

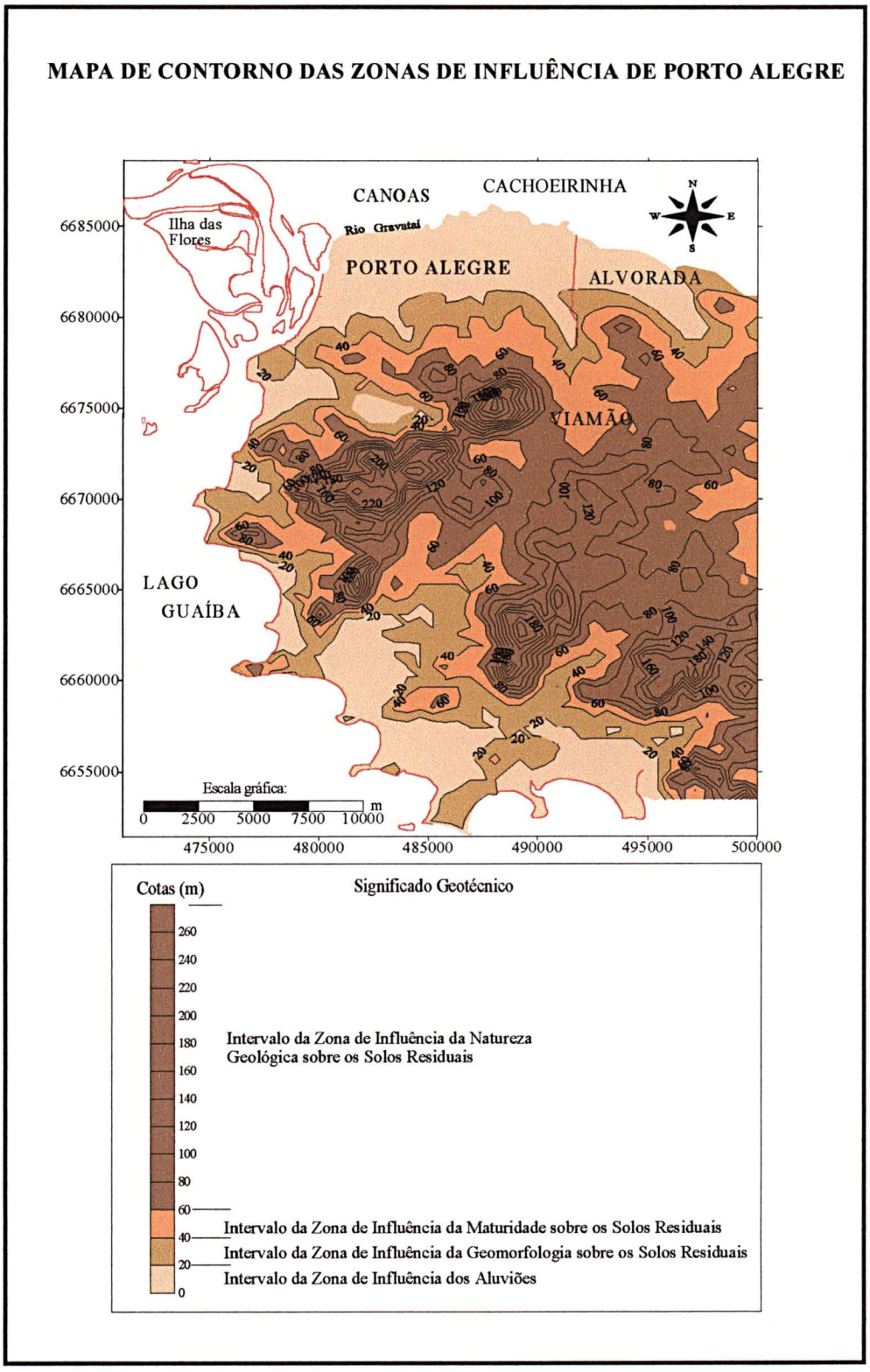


Figura 4.13 – Mapa de Contorno das Zonas de Influência de Porto Alegre.

Na Figura 4.14 é apresentado um mapa tridimensional das zonas de influência determinadas.

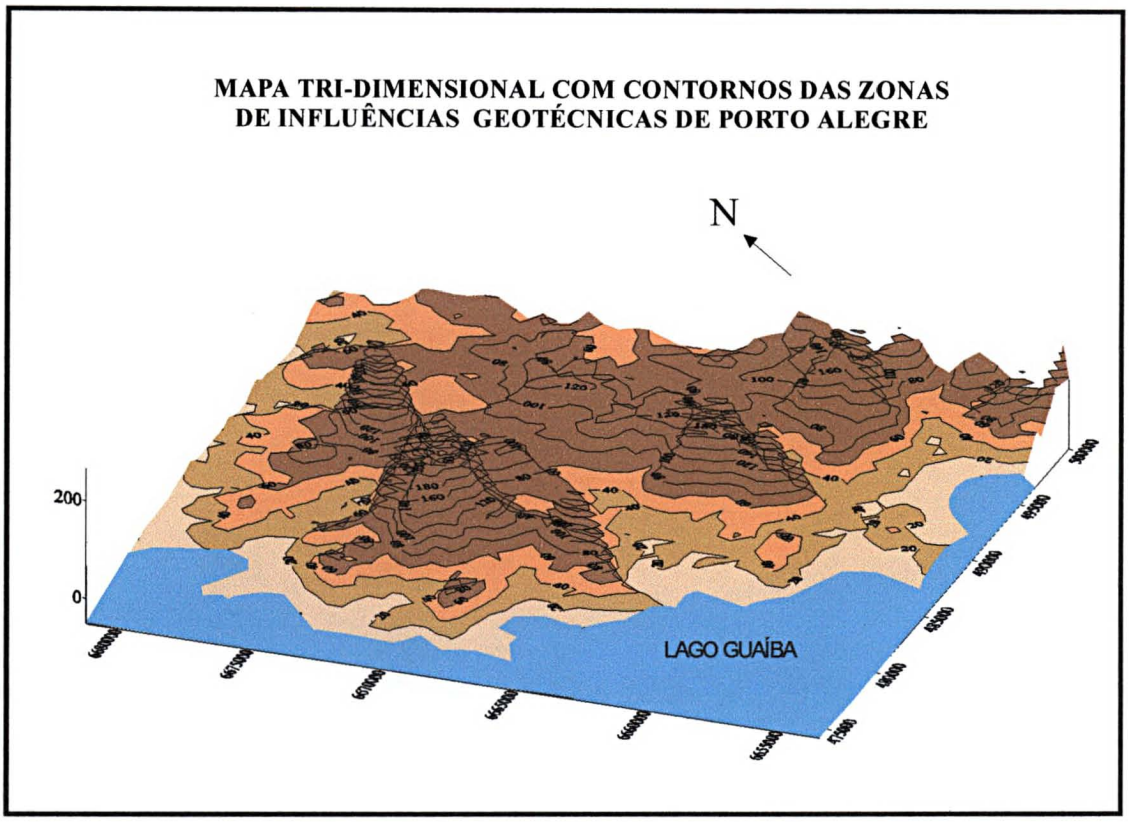


Figura 4.14 - Mapa tri-dimensional com contornos das zonas de influências geotécnicas de Porto Alegre.

Nos anexos, são apresentadas também, as planilhas de excel impressas (anexos), contendo os dados de resistência de **SPT** (número de golpes) e **CPT** (resistência de ponta – q_c e resistência lateral – fs) utilizados para os cálculos das estimativas de capacidade de carga, agrupando os dados conforme os critérios discutidos neste capítulo, adotando a divisão das zonas de influências.

4.2.2 – PASSO FUNDO

Observando as descrições dos perfis de sondagem, das resistências e dos materiais observados, considerando as descrições dos perfis típicos de solos de Passo Fundo, a geologia da área e os conhecimentos do autor, foram delimitadas zonas de influência das variáveis consideradas para os solos residuais desta região:

- ✓ influência da maturidade dos terrenos;
- ✓ influência das condições geomorfológicas.

As características de cada variável são observadas nas Tabelas 4.6 e 4.7.

Tabela 4.6 - Fatores considerados para determinar a zona de influência do estágio de maturidade sobre as curvas de resistência aferidas para os solos residuais derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

Estágio de maturidade dos solos	
Solos Maduros	**Solos Jovens**
Predominam os perfis tipicamente argilosos, com baixa resistência inicial, aumentando com a profundidade.	**Predominam perfis argilosos, mas com grande contribuição de material siltoso e horizontes arenosos.**
Curvas de resistência ao amostrador-padrão de Terzaghi baixos ao longo de todo o perfil crescendo apenas em profundidade, nas proximidades do nível de impenetrabilidade à percussão.	**Curvas de resistência ao amostrador-padrão de Terzaghi intercalando horizontes de resistência diferenciada, de acordo com as condições locais, principalmente de nível freático.**
Tendem a composições de solos predominantemente argilosas com o aumento da profundidade.	**Ocorrem solos silto-arenosos com matriz argilosa.**

Tabela 4.7 - Fatores considerados para determinar a zona de influência das condições geomorfológicas sobre as curvas de resistência aferidas para os solos residuais derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

Condições Geomorfológicas	
Taludes Convexos	**Taludes Côncavos**
Curvas de resistência dos solos que crescem homogeneamente com o aumento de profundidade, com raras ocorrências de alternâncias de resistências.	**Curvas de resistência dos terrenos, alternando horizontes com maior ou menor capacidade de carga, em função dos processos reptativos.**
Perfis de terrenos que tendem a composições granulométricas maiores com o aumento da profundidade.	**Perfis de terrenos que tendem a composições argilosas ou argilo-siltosas a medida em que se desenvolvem.**

Ao agrupar os perfis com características semelhantes com os critérios acima adotados, observou-se que a influência da maturidade sobre as outras variáveis mostra-se predominante nas regiões central e norte da cidade de Passo Fundo. Nas Figuras 4.15 e 4.16 observam-se estas características.



(a)



(b)

Figura 4.15 - Perfil de solos residuais maduros da região de Passo Fundo. No detalhe (a), corte aos fundos do centro de convenções em construção da Universidade de Passo Fundo. Os solos residuais maduros são argilosos, passando a ter maior contribuição siltosa com o aumento da profundidade. São solos vermelhos, que nas suas porções superficiais não apresentam texturas remanescentes da rocha original. No detalhe (b), execução de estaca escavada do tipo rotativa nestes terrenos, no bairro Petrópolis, próximo da Universidade. Observa-se que nos materiais provenientes de maior profundidade ocorrem texturas relictas da rocha original (Set/2000).



Figura 4.16- Perfil de solos residuais jovens, na cidade de Passo Fundo, na Av. Brasil na esquina em frente ao hipermercado Bourbon. Nos solos residuais jovens, a cor vermelha é mais tênue, predominando os tons alaranjados a marrons, com composição predominantemente argilosa, mas com maior contribuição de material siltoso e mesmo arenoso em profundidade (Set/2000).

O agrupamento dos perfis descritivos das investigações geotécnicas, segundo os critérios da Tabela 4.6, demonstrou que a influência geomorfológica sobre os perfis de solo predomina nas partes nordeste, sudeste e no extremo sudoeste da área estudada.

Nas Figuras 4.17 e.4.18 observam-se as características das zonas de predomínio de taludes convexos e taludes côncavos, respectivamente, de Passo Fundo.



Figura 4.17 - Zonas de predomínio dos taludes convexos, em Passo Fundo na rua Vergueiro, observando-se as abruptas elevações de declividade, ao fundo, que terminam em planos consistentes, derivados das acumulações de materiais reptados por muito tempo antes da urbanização (Set/2000).



Figura 4.18 - Vista geral do bairro Petrópolis, em Passo Fundo, a partir da Av. sem nome que dá acesso à Universidade. As baixas declividades dos terrenos são características das áreas de predomínio dos taludes côncavos sobre os terrenos residuais derivados das litologias basálticas sotopostas (Set/2000).

A Figura 4.19 mostra o mapa de localização das amostras de Passo Fundo, georreferenciado em coordenadas UTM.

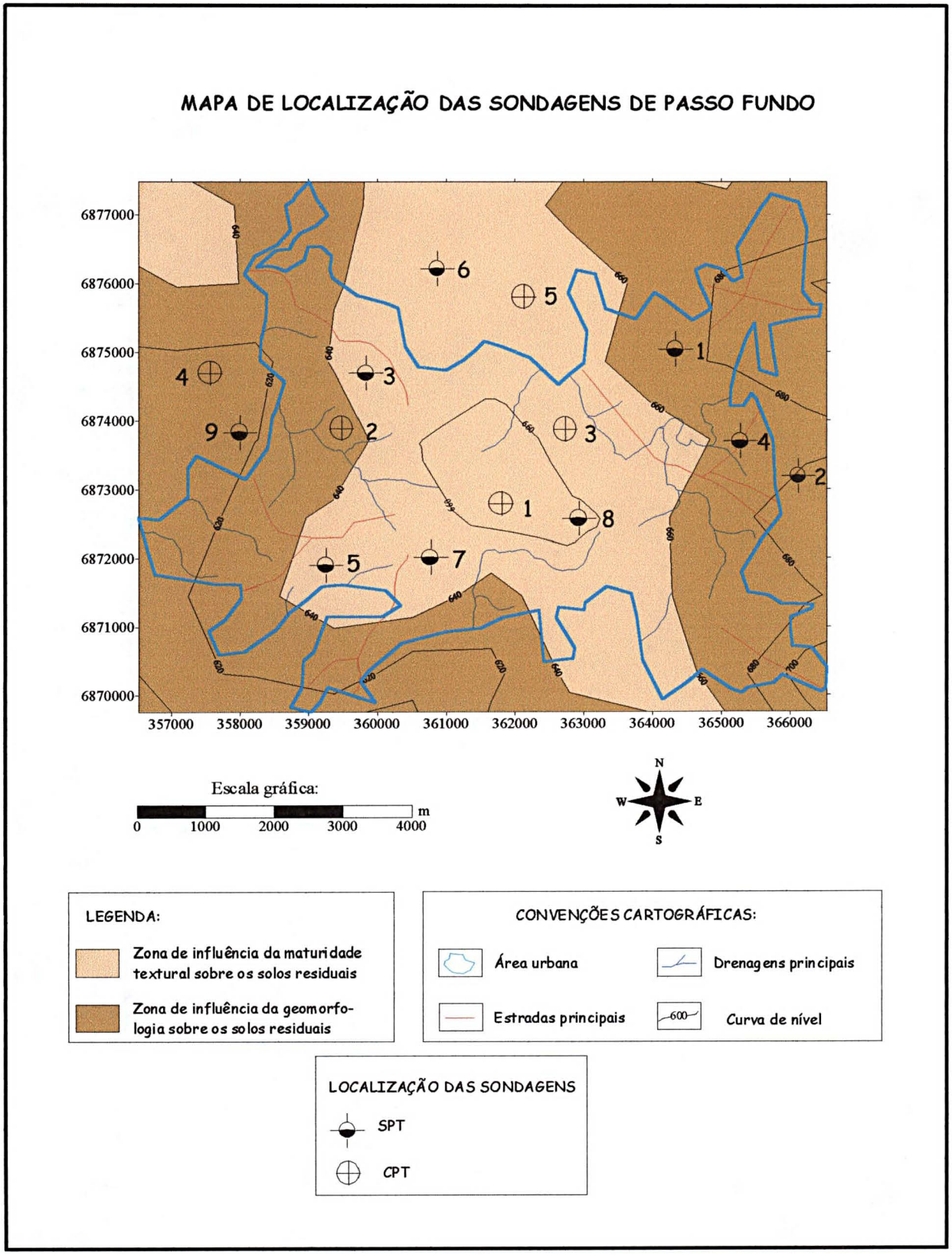


Figura 4. 19 - Mapa de localização das amostras de Passo Fundo.

Os conjuntos de perfis de sondagem, classificados de acordo com a influência que se considera predominante a ser avaliada, serviram de base para as descrições granulométricas simplificadas de cada tipo de solos, utilizadas para a definição dos parâmetros de cálculo no métodos utilizados.

Estes perfis simplificados de constituição granulométrica, correspondem às descrições mais comuns observadas nos perfis classificados em cada uma das variáveis de influência consideradas.

As informações simplificadas destes perfis, contendo a constituição granulométrica mais provável exibida pelo conjunto, objetiva apenas a escolha correta dos parâmetros e índices de cálculo.

Este procedimento apenas está convertendo índices de resistência dinâmica, nos mais prováveis índices de resistência estática, com base em regressões lineares propostas pelos autores dos métodos de cálculo.

Os perfis próprios e típicos de cada solo existente em Passo Fundo e amplamente apresentados e discutidos, encontram-se exibidos nas Figuras 4.36 e 4.37.

Os perfis simplificados das Figuras 4.39 a 4.42 para verificação da influência da maturidade e da geomorfologia, objetivam apenas a determinação das composições granulométricas mais prováveis, para escolha dos melhores índices para conversão de resistência dinâmica em resistência estática, segundo cada um dos métodos considerados.

As planilhas de excel impressas (anexos), contendo os dados de resistência de **SPT** (número de golpes) e **CPT** (resistência de ponta – q_c e resistência lateral – fs) utilizados para os cálculos das estimativas de capacidade de carga, agrupam os mesmos, adotando a divisão das zonas de influências determinadas por estes mapas de contorno.

4.3 – SOLOS DE PORTO ALEGRE

Os solos da região de Porto Alegre são condicionados pelo substrato geológico subjacente, pela situação geomorfológica, pelo estágio de maturidade, pelas ocorrência de zonas de falha e pelo conjunto de fatores incluindo clima, relevo, vegetação, fisiografia, pluviometria e até mesmo fatores antrópicos. Esta última série de fatores não pode ser avaliada, na medida em que não permite sua divisão em áreas de influência, no atual estágio dos dados disponíveis.

Lemos (1973) destaca 4 unidades de mapeamento de solos principais na região de Porto Alegre: a unidade Camaquã, que se desenvolve sobre as litologias graníticas mais recentes, a unidade Pinheiro Machado, também desenvolvida sobre as unidades pertencentes ao embasamento cristalino mais antiga; a unidade de mapeamento Guaíba, representando os solos aluviais de constituição mais recente; e a unidade Vacacaí também desenvolvida sobre substrato de sedimentos aluviais recentes.

A unidade de mapeamento Camaquã é formada por solos podzólicos vermelho amarelos, de textura argilosa, relevo ondulado a fortemente ondulado com substrato granítico.

Esta unidade é constituída por solos de espessura mediana a profunda, São solos bem drenados, derivados de rochas graníticas. (Figura 4.20):

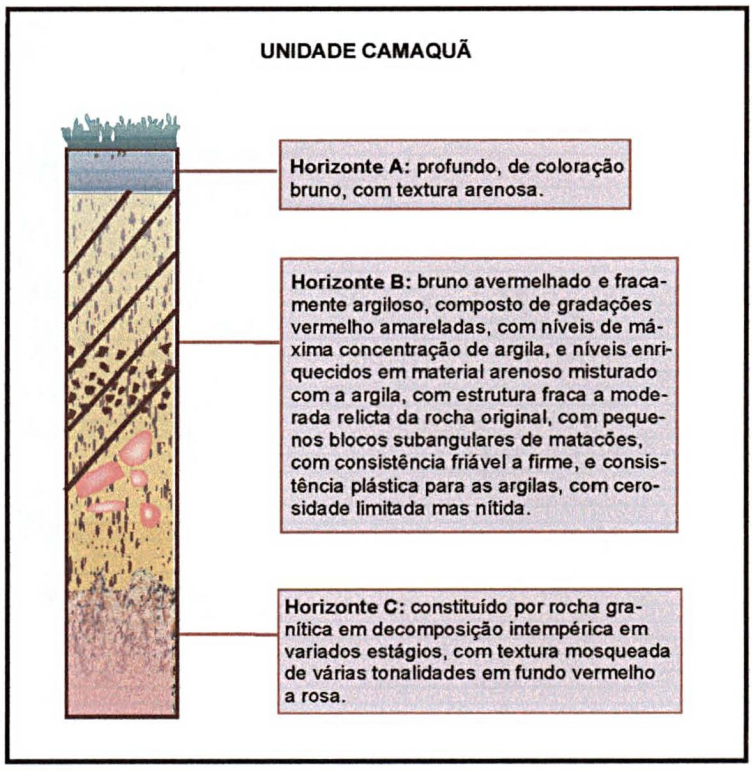


Figura 4.20 – Perfil típico dos solos da unidade Camaquã.

As características destes solos são:

- Horizonte **A** profundo (com cerca de 40 cm aproximadamente), de coloração bruno a bruno-escuro, com textura arenosa e estrutura fracamente desenvolvida em blocos subangulares ou granulares na camada superficial, com transição para o horizonte **B** clara e plana;

- Horizonte **B** subdividido em B_1, B_{21}, B_{22} e B_3, sendo o B_1 o horizonte de transição, bruno-avermelhado e fracamente argiloso; o restante do perfil é vermelho amarelado, sendo o B_2 de máxima concentração de argila, e o B_3 de composição argilo-arenosa;

- Horizonte **C** espesso, representado pela rocha granítica subjacente em decomposição, com textura mosqueada de várias tonalidades em fundo vermelho.

Na Figura 4.21 observam-se as características dos solos da unidade Camaquã.



Figura 4.21 - Detalhes dos horizontes em solos do tipo Camaquã. No detalhe, observa-se o horizonte a, pouco profundo, de coloração bruna a cinzenta, com textura mosqueada e abaixo, horizonte b, Bruno avermelhado, composto de gradações vermelho-amareladas, com níveis de concentração de argila e de areias alternadas, com fracas estruturas remanescentes da rocha original (Set/2000).

O material de origem destes solos é sempre granítico e esta unidade de mapeamento ocorre em duas fases de relevo: ondulado e fortemente ondulado. A fase de relevo ondulado está situada entre as cotas de 20 e 100 m, sendo formada por *coxilhas convexas ou mesmo côncavas*, em declives curtos, que formam entre si vales abertos que são ocupados por solos hidromórficos.

A fase de relevo fortemente ondulado está situada entre as cotas altimétricas de 100 e 150 m, sendo constituída por coxilhas longas, com declividades variando em torno de 10 a 15%, com as declividades mostrando pequenos ressaltos que conferem ao relevo geral aspecto mais suave.

A declividade médias das elevações é de 8% e a vegetação natural predominante é de campo, possuindo uma cobertura de aproximadamente 60%, composta principalmente por gramíneas.

A unidade de mapeamento pedológico Pinheiro Machado é constituída de solos pouco desenvolvidos e argila de atividade baixa (não hidromórficos).

Estes solos são classificados como litólicos distróficos de textura média, relevo ondulado a fortemente ondulado, com substrato granítico.

A unidade Pinheiro Machado é constituída por solos litólicos bem drenados, de coloração escura, com textura média, mas com a presença também de frações mais grosseiras incluindo areia grossa e cascalhos.

Estes solos são facilmente identificáveis em campo pela presença de interpenetrações no horizonte **C** de materiais semelhantes aos do nível **A**.

As características morfológicas gerais são (Figura 4.22):

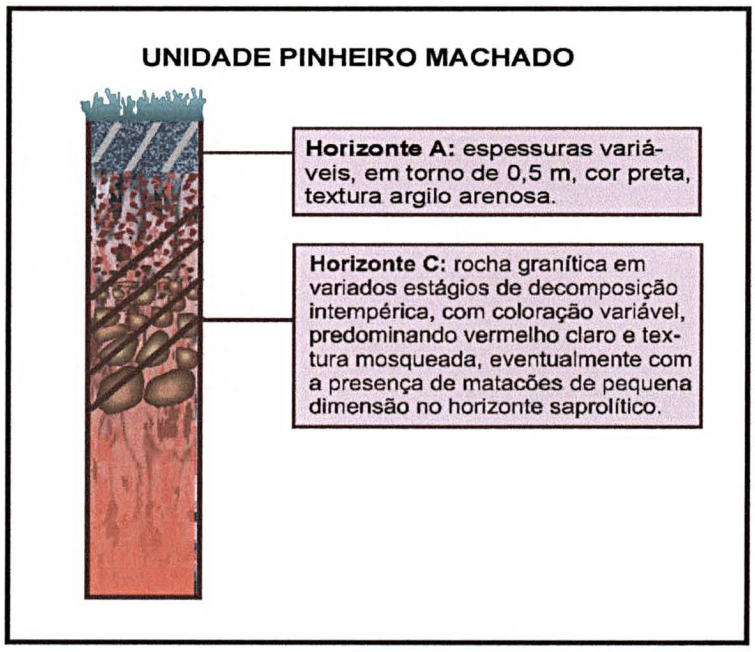


Figura 4.22 – Perfil típico dos solos da unidade Pinheiro Machado.

As características destes solos são:

- Horizonte **A:** apresenta espessuras variáveis em torno de 0,5 m, cor preta, textura argilo-arenosa, com estrutura maciça, quebrando-se em blocos subangulares; apresentando ligeira plasticidade e pegajosidade, com transição abrupta e irregular para o horizonte **C**;
- Horizonte **C**: representado pelo granito em elevado grau de intemperização, com coloração vermelha clara, e textura mosqueada.

Na Figura 4.23 observam-se as características dos solos da unidade Pinheiro Machado.



Figura 4.23 - Perfil típico de alteração em terrenos da unidade Pinheiro Machado, observando-se pequeno horizonte A, de coloração mais escura, e horizonte C em rocha granítica, em variados estágios de decomposição intempérica, com coloração variável, vermelho clara, em horizonte tipicamente saprolítico (Set/2000).

Ker et al. (1986) destacam que esta classe compreende solos pouco desenvolvidos, rasos, que possuem o horizonte **A** diretamente assentado sobre a rocha ou sobre um pequeno horizonte **C**, geralmente com muito material de rocha em decomposição. As principais variações destes solos são de cor e textura no horizonte **A**.

Os solos derivados dos granitos pertencentes a esta unidade são geralmente distróficos.

As inclusões mais comuns são referidas ao desenvolvimento de um horizonte **B** em partes da unidade. Também são descritas áreas de afloramento de rocha sem perfil de solos.

Os materiais de origem são granitos. O relevo oscila entre ondulado com declividades em torno de 8% e fortemente ondulado, formado por um conjunto de elevações grandes, com declividades em torno de 15%, formando entre si, vales em ***V***.

As altitudes oscilam entre 15 e 500 m. A vegetação nestes solos é característica, formada por matas subtropicais arbustivas, intercaladas por campos.

São solos pouco profundos e pedregosos, fatores que adicionados às declividades, limitam a utilização agrícola, impedindo mecanização, sendo recomendáveis para utilização em pastagens ou cultivos permanentes. Podem estar associados com outras unidades de mapeamento também derivadas de rochas ígneas plutônicas.

A unidade de mapeamento Gravataí tem seus solos classificados por Lemos (1973) como podzólicos vermelho amarelo, de textura média, com relevo ondulado e substrato de arenito.

São solos profundos, bem drenados, avermelhados, podzolizados, com textura média, formados a partir de sedimentos. De uma maneira geral são terrenos ácidos, pobres em matéria orgânica, com saturação de bases. As características morfológicas principais são:

- Horizonte **A** espesso, subdividiso, de coloração bruno avermelhado escuro, argilo-arenoso, com estrutura em blocos subangulares, porosos, friáveis, ligeiramente plásticos e pegajoso, com transição gradual e plana para o horizonte sotoposto;

- Horizonte **B** profundo, também subdividido, bruno avermelhado escuro a vermelho escuro, argiloso, com estrutura em blocos subangulares, com aspecto poroso, friável, ligeiramente plástico e pegajoso, com concreções ferruginosas e grãos de quartzo lavados em todo o perfil.

Devido a complexidade dos fatores geológicos, exibem variações composicionais e texturais importantes, como a presença de solos de unidade glei em depressões.

São formados a partir de sedimentos recentes, com contribuição parcial de materiais de unidades mais antigas. Ocupam relevo ondulado, formando depressões onde situam-se solos hidromórficos, geralmente em cotas altimétricas entre 30 e 60 m, com vegetação nativa caracterizada por campos e gramíneas, com a ocorrência de Maricá (*Mimosa bimucronata*) nas áreas hidromórficas.

A unidade de mapeamento Guaíba engloba a maior parte do conjunto de solos transportados da região. São solos aluviais eutróficos e distróficos, de textura indiscriminada, relevo plano e tendo por substrato variados tipos de sedimentos inconsolidados aluviais recentes (Figura 4.24).

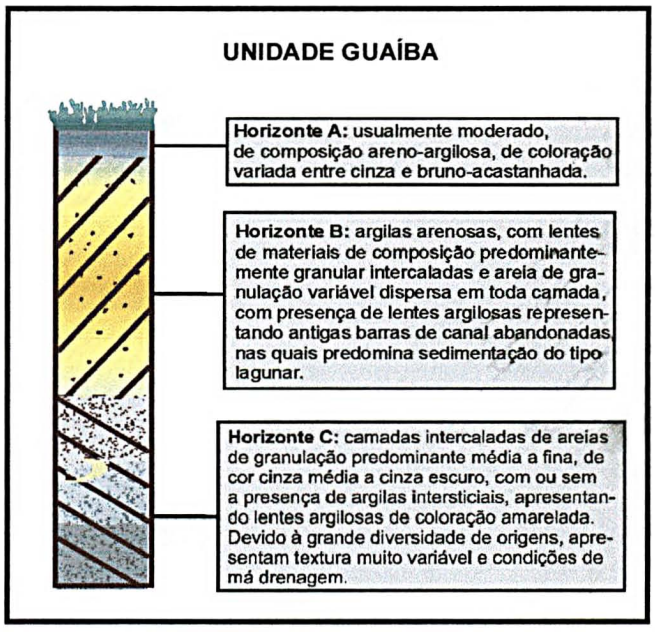


Figura 4.24 – Perfil típico dos solos da unidade Guaíba.

Lemos (1973) descrevem esta unidade como depósitos de sedimentos fluviais recentes, estratificados e que sofrem frequentes acréscimos em inundações, com dificuldades para determinação de perfis pedogenéticos padrão.

Estes terrenos aluviais estão nas margens do estuário do Guaíba e em planos aluviais dos cursos d'água atuais.

Em função da grande diversidade de origens, variam amplamente em textura, e predominam as condições de má drenagem. ***A norte da cidade predominam os depósitos de planície de inundação e a sul, os depósitos de interdigitação entre camadas arenosas e argilo-arenosas.***

Ker et al. (1986) confirmam estas características, descrevendo "solos pouco desenvolvidos, apresentando horizonte A usualmente moderado, sobrepondo camadas estratificadas sem relação pedogenética entre si, de composição química, mineralógica e granulométrica variada".

As variações dos materiais se devem às amplas variações fisiográficas do Delta do Jacuí, originário do conjunto estuarino do Guaíba, constituído por diques marginais, línguas de areia fluvial, pântanos de água doce, vegetais flutuantes, praias, meandros cortados e cursos abandonados.

A vegetação pode ser flutuante, de beira d'água, de pântanos ou de prados úmidos. Os terrenos são terraços peneplanizados com declividades desprezíveis.

Estes solos em decorrência das más condições dominantes e frequentes inundações não apresentam utilização agrícola relevante.

Lemos (1973) descreve a unidade de mapeamento Vacacaí, como constituída por planosol de textura média, relevo plano ou suavemente ondulado, sobre substrato de sedimentos aluviais recentes (Figura 4.25).

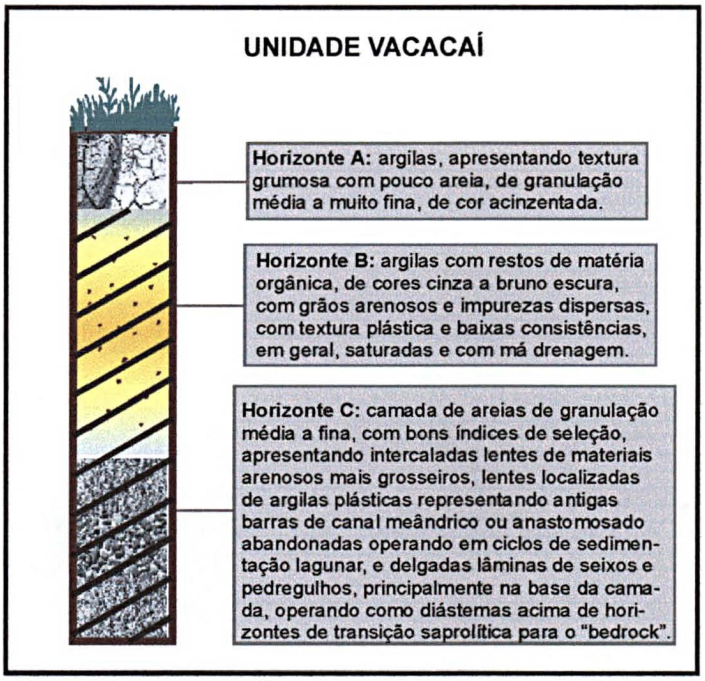


Figura 4. 25 – Perfil típico dos solos da unidade Vacacaí.

Predominam nesta unidade solos mal drenados, influenciados pela presença da água, condicionada pelo relevo, ocasionando fenômenos redutores, com o desenvolvimento no perfil de cores cinzentas, características da gleização.

Além destas cores apresentam mosqueados de várias tonalidades, principalmente nos horizontes inferiores, onde a presença de água é mais marcante.

Exibem presença de horizontes glei, com transição abrupta entre **A** e **B**. A sequência de horizontes apresenta as seguintes características morfológicas principais:

- ❖ Horizonte **A**, apresentado em superfície um nível bruno muito escuro ou cinzento, com estrutura fracamente desenvolvida em blocos subangulares ou granulares, com subnível A_2 mais claro;
- ❖ Horizonte **B** geralmente com cores bruno acinzentadas, arenosos e argilosos, com estrutura prismática e cerosidade;
- ❖ Horizonte **C** cinzento brunado claro.

Quimicamente são solos com grande capacidade de permuta de cátions, com variações na espessura do horizonte **A**, e por vezes, menor quantidade de matéria orgânica nos níveis superiores.

Ocorrem nas várzeas ao longo dos rios e arroios, ocupando relevos planos ou suavemente ondulados, sendo constituídos de solos derivados de sedimentos aluvionares recentes, com vegetação predominante de campos recobrindo os materiais. São utilizados para cultura de arroz ou como pastagens.

O mapa de solos de Porto Alegre está representado na Figura 4.26.

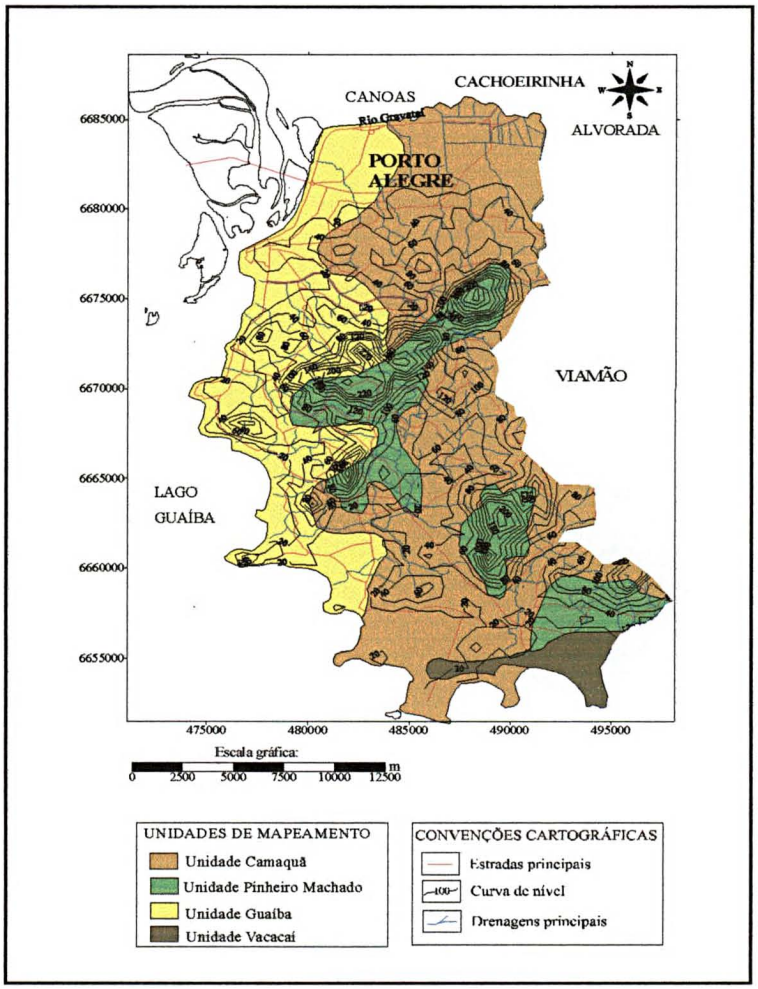


Figura 4.26 - Mapa de solos de Porto Alegre (Compilado de Lemos, 1973).

4.4 - SOLOS RESIDUAIS DE PORTO ALEGRE

Dois grandes domínios controlam a topologia da região de Porto Alegre. Os morros sustentados por litologias graníticas e granito-gnáissicas e migmatíticas e os terrenos das planícies de inundação associadas às bacias recentes do Lago Guaíba, estuário deltaico dos rios Jacuí, Sinos, Caí e Gravataí.

Nas áreas de morros, são válidas as observações de que "**as formas e os processos estão em um estado estável (*steady state*) e devem ser considerados como independentes do tempo**" (Hack, 1960).

Sobre as regiões de relevo médio a elevado com superfícies arredondadas e substrato ígneo plutônico ou metamórfico de alto grau, formam-se solos de alteração de rocha, com textura relicta da rocha remanescentes e pouco espessos nas regiões mais elevadas topograficamente.

São solos arenosos e areno-siltosos, de cores amarela a vermelha, com espessuras reduzidas e rápidas transições para horizontes saprolíticos também pouco desenvolvidos nas regiões de topologia mais elevada.

Nas altitudes médias, os solos residuais podem estar bastante maturados, com elevadas espessuras que podem atingir até 15 a 20 m, ou mais. A composição também é arenosa ou areno-siltosa e as cores alaranjadas, com matizes entre o amarelo e o vermelho.

São comuns vênulos de quartzo preservados em meio a horizontes de solos bem desenvolvidos com transformação completa dos minerais endógenos em argilo-minerais. A transição saprolítica nestes locais é bem definida e alcança também espessuras significativas com restos de blocos e matacões em processo de decomposição intempérica esferoidal imersos em matriz areno-argilosa ou areno-siltosa.

O relevo dos morros de rochas ígneas ou metamórficas de alto grau de Porto Alegre, na área de domínio de materiais residuais atende às considerações de Hack (1960) quando descreve que "**a *teoria do equilíbrio dinâmico* explica as formas topográficas e as diferenças entre elas de uma maneira independente do tempo. A teoria refere-se às relações entre as rochas e os processos tal como eles existem no espaço. As formas podem mudar somente quando se alterar a energia aplicada ao sistema**".

Foram adotados, além do conhecimento profissional e das descrições dos perfis, os critérios de Salomão e Antunes (In: Oliveira e Brito, 1998), onde os autores reconhecem a formação de horizontes maduros em perfis pedológicos em substrato granítico, com predominância de materiais argilosos.

4.4.1 – INFLUÊNCIA DA NATUREZA GEOLÓGICA ENTRE SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE E SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO MORRINHOS

A análise conjunta da descrição dos perfis de solos compilados da região de Porto Alegre, na área delimitada como zona de influência da natureza geológica, a bibliografia anteriormente discutida e as descrições das unidades pedológicas permitiram adotar os perfis abaixo apresentados, na Figura 4.27 para os terrenos sobrepostos aos litotipos dos tipos Cerro Grande, e na Figura 4.28 para os solos que formados pela decomposição do Granito tipo Morrinhos.

As espessuras das camadas também guardam relação com os dados observados, sendo estimadas a partir das descrições observadas e no conhecimento do autor. Os perfis são utilizados para escolha dos índices de Aoki / Velloso nas simulações realizadas para os estudos estimativos.

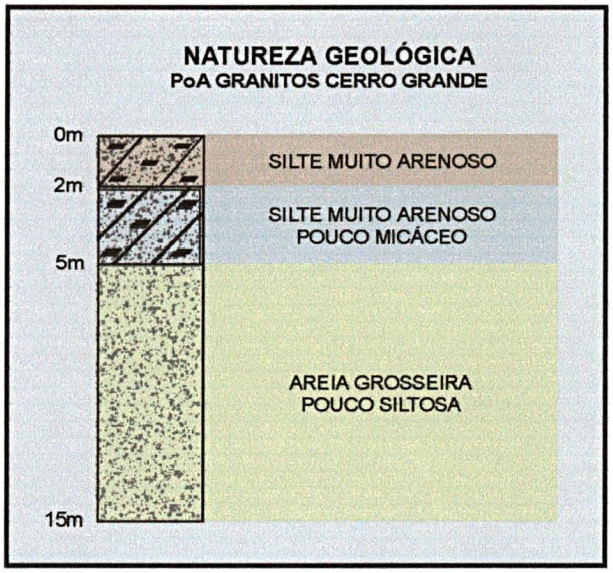


Figura 4. 27- Perfil de solos residuais de Porto Alegre tipo **Granitos Cerro Grande.**

Tanto nos perfis da Figura 4.27, quanto da Figura 4.28, testa-se a influência de uma variável que não pode ser expressa apenas pela composição granulométrica, e que portanto é intangível e se encontra implicitada. Trata-se da natureza geológica da fábrica que os solos herdam da matriz original do litotipo rochoso.

Esta teia de relações entre os grãos, não pode ser mensurada ou representada em perfis, mas se expressa claramente nos resultados obtidos com os cálculos de capacidade de carga.

É exatamente esta variável que determina a diferença verificada nos resultados obtidos a partir dos perfis de sondagem de **SPT** e de **CPT**, quando comparados.

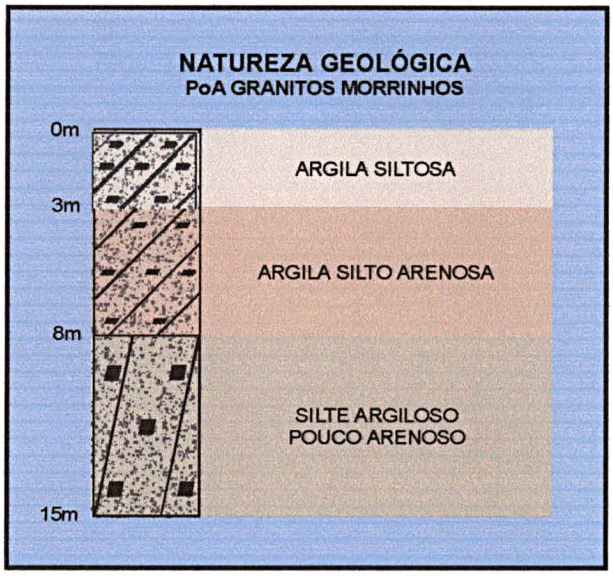


Figura 4. 28 - Perfil de solos residuais de Porto Alegre tipo **Granitos Morrinhos.**

A comparação entre os resultados obtidos com os cálculos a partir de sondagens à percussão e sondagens de cone nos perfis simplificados representativos dos solos formados sobre os 2 tipos geológicos permite avaliar a influência da natureza da fábrica geológica sobre os resultados de capacidade de carga dos solos, e comportamento de razões entre N, q_c e profundidade.

Os granitos do tipo Cerro Grande, com granulação mais grosseira, presença de vênulos cortando a matriz, e melhor rede intersticial de material siltoso, acaba propiciando maiores dificuldades à penetração do cone, que, desta forma, avaliza resistências maiores para este tipo de perfil de solo.

A cravação do amostrador padrão de Terzaghi, aparentemente, desloca lateralmente o material granular, não tendo sua aferição de resistência dos solos tão influenciada pelos grãos. Este deslocamento dos grãos para os lados parece ser facilitado pela presença da matriz siltosa.

Ao contrário, os materiais do arcabouço, de natureza arenosa dos granitos tipo Morrinhos são de granulometria menor, e estão envolvidos por uma matriz silto-argilosa hegemônica sobre os materiais granulares, freqüentemente com a presença de mica, que acaba facilitando a penetração do cone, tendo sua resistência aparente melhor aferida pela cravação do amostrador padrão de Terzaghi.

Os resultados obtidos, tratados estatisticamente, estão apresentados em item próprio.

4.4.2 – INFLUÊNCIA DA MATURIDADE DOS TERRENOS NOS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

Diversos autores em geotecnia e mesmo em pedologia classificam os solos quanto à sua maturidade (Vargas, 1978; Guidicini e Nieble, 1976 e Ollier e Pain, 1995). Danziger et al (1998) reconhecem a influência desta variável nas correlações entre **SPT** e **CPT**.

Para este consenso de autores, solos jovens são aqueles em que os processos físico-químicos responsáveis pelas transformações nas rocha e sua passagem para solos ainda não se completou, podendo serem observadas texturas relictas dos materiais pétreos que deram origem aos solos, e fragmentos e relictos de rocha ainda não decompostos.

Quando estes restos de rocha atingem tamanhos consideráveis são denominados matacões.

Ao contrário, os solos são chamados maduros quando os processos pedológicos já se encontram bastante desenvolvidos, não sendo mais possível observar qualquer indício da rocha que deu origem ao solo, não sendo encontrados relictos da rocha ou mesmo materiais pétreos de qualquer tamanho ou grande quantidade de materiais granulares.

Considerando os conhecimentos acumulados na descrição de solos da região de Porto Alegre, a descrição dos perfis compilados, a bibliografia acima citada e as descrições das unidades pedológicas por Lemos (1973) e Dias et al. (1998), apresenta-se o perfil compilando as descrições que correspondem ao Perfil de Maturidade, para solos **Jovens.**

A descrição encontra-se na Figura 4.29, sendo utilizado para escolha dos índices de Aoki/Velloso nas simulações realizadas para os estudos estimativos.

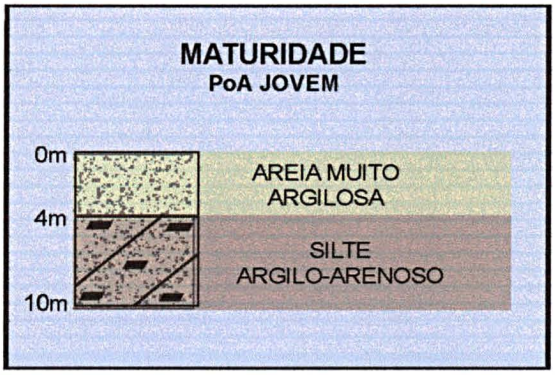


Figura 4.29 - Perfil de solos residuais **Jovens** de Porto Alegre.

Considera-se então justificado adotar a sequência de materiais descritos na Figura 4.30 representativa do perfil de Maturidade para solos **Maduros.**

Esta descrição também considera as informações obtidas junto aos perfis dos relatórios de sondagem.

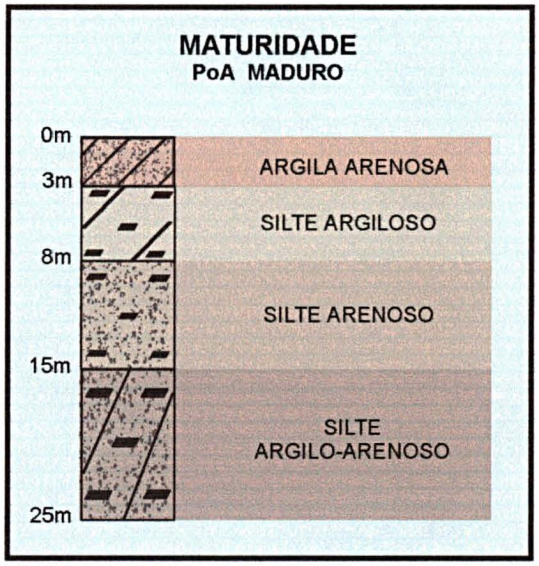


Figura 4.30 - Perfil de solos residuais **Maduros** de Porto Alegre.

Abaixo dos solos maduros, ocorrem solos jovens, até a passagem ao horizonte de transição entre solo e rocha. Para não ocorrer influência de condições diferentes, esta variável foi comparada apenas para profundidades até 10m, quando os terrenos de regiões onde afloram solos maduros, foram comparados com terrenos de regiões onde afloram solos jovens.

Espessura maiores existentes nos solos maduros não foram aproveitadas, porque não encontram analogia nos perfis de solos jovens.

Estes perfis são comuns na unidade pedológica Camaquã de Lemos (1973), correspondentes a parte dos solos podzólicos de Dias et. al (1998).

Salomão e Antunes (1998) (In: Oliveira e Brito, 1998), também reconhecem a ocorrência de perfis de solo mais imaturos sobre os substratos graníticos, particularmente em latossolos, com horizontes areno-argilosos sobrepondo-se a níveis arenosos.

No caso de Porto Alegre, novamente em função de fatores já discutidos para a formação dos solos como natureza do substrato granítico, clima, drenagem, vegetação, e outros, ocorre grande quantidade de materiais siltosos nestes horizontes.

Este tipo de perfil é constituída por solos litólicos com substrato granítico, onde os solos são arenosos, passando a pedregosos no intervalo saprolítico.

4.4.3 – INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA NOS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

A influência da geomorfologia é notável sobre os perfis de solo e conseqüentemente, sobre a resistência medida.

Esta influência se torna maior ainda em função do método de investigação utilizado, e portanto, gerando diferenças significativas nos cálculos finais de capacidade de carga dos solos, que são empregados para a transferência de carga de fundações.

Nos taludes convexos, a erosão é o processo predominante, com os perfis apresentando constituição análoga aos demais perfis residuais, apenas com maior influência da lixiviação e do transporte de materiais de granulometria fina.

Este transporte é maior, quanto maior a declividade do terreno, e quanto menor a possibilidade de infiltração das águas. Ou seja, sempre que há predominância dos processos de escoamento sobre os processos de infiltração, o transporte de materiais de granulometria fina pode alterar substanciamente os perfis e influir nas fábricas relictas herdadas do substrato rochoso subjacente.

Nos taludes côncavos a influência dos processos geomorfológicos é ainda maior.

Em função do predomínio das condições de reptação ou escorregamento superficial sobre as condições de transporte de materiais de granulometria fina superficialmente ou sobre a infiltração das águas, ocorrem transformações importantes nos perfis.

Com freqüência, ocorrem inversões na ordem dos solos com a profundidade. Na medida que ocorrem instabilizações reptativas, solos de horizontes inferiores escorregam por sobre solos de horizontes superiores, que estejam presentes em níveis topográficos inferiores.

Em função da indução que os gradientes topográficos elevados produzem sobre os solos, gerando escorregamentos e reptações localizadas, perfis de solos de altitudes maiores, recobrem perfis de solos de altitudes menores.

Por isso, com freqüência, horizontes que representam solos em estágios mais imaturos de evolução, recobrem solos já amadurecidos.

Como se sabe, solos resultantes de decomposição de rocha em estágio mais imaturo, tem maior quantidade de material de granulometria grosseira, inclusive material pétreo e exibem maior resistência à penetração de amostradores ou equipamentos de mensuração de resistência em geral.

Solos em estágios mais avançados de decomposição intempérica, apresentam materiais de granulometria mais fina, e menor influência de matrizes relictas herdadas de rochas subjacentes originais.

Estas relações complexas, podem produzir variados resultados, na obtenção de valores de resistência pelo método de sondagem à percussão ou sondagem cônica, com reflexos nos cálculos de capacidade de carga.

A análise dos perfis de sondagem, das curvas de resistência à penetração dos amostradores, profundidades de nível freático e mapas de contorno, resultou na proposição do perfil da Figura 4.31 para representar os terrenos dos Taludes Convexos.

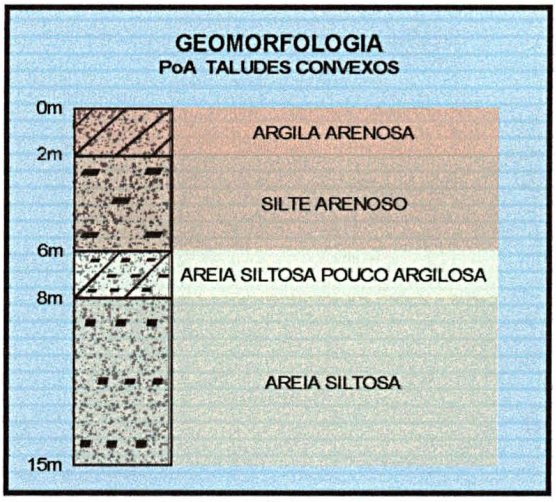


Figura 4.31 - Perfil de solos residuais de Porto Alegre **Taludes Convexos**.

Estes perfis de solos objetivam apenas a determinação das composições granulométricas mais prováveis, para escolha dos melhores índices para conversão de resistência dinâmica em resistência estática, segundo cada um dos métodos considerados.

Os mesmos critérios de associação de perfis por analogias de curvas de resistência, localização nos mapas de contorno, cota, profundidade de nível freático e conhecimentos do autor, foram utilizados na proposição do perfil de solos representativo dos Taludes Côncavos, da Figura 4.32.

Estes exemplos são bem observados em locais como a rua Lucas de Oliveira, entre a Avenida Protásio Alves e rua Passo da Pátria; local este mostrado em fotografia da Figura 4.7; na rua Silveiro, no entorno do antigo estádio dos Eucaliptos; na descida da rua Mostardeiro e no entorno do Parcão, na região compreendida entre as ruas Bordini e Quintino Bocaiúva.

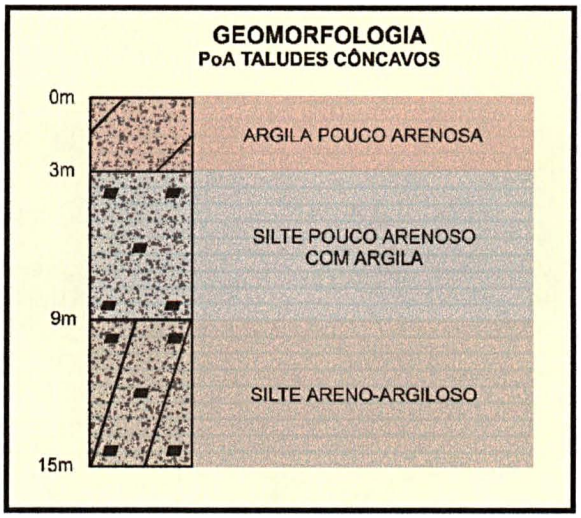


Figura 4.32 - Perfil de solos residuais de Porto Alegre **Taludes Côncavos.**

A comparação entre os resultados obtidos com os cálculos a partir de sondagens à percussão e sondagens de cone nos perfis simplificados representativos dos solos formados sobre estes solos permite avaliar a influência da geomorfologia sobre os resultados de capacidade de carga dos solos e comportamento das razões de **N**, q_c e profundidade.

Conforme já reconheciam Berry e Ruxton (1959) (Figuras 2.2 a 2.4) ocorrem inversões nos perfis dos solos em taludes côncavos e convexos. Estas inversões trazem modificações granulométricas, no volume de vazios dos solos e consequentemente, nas resistências ao cisalhamento medidas dos terrenos.

Em função destas modificações e das declividades dos terrenos, os mecanismos de aferição de resistência do cone podem encontrar maiores facilidades no deslocamento lateral dos solos durante a cravação. Os resultados encontrados mostram que esta assertiva é verdadeira, pois nos dois tipos de taludes, as resistências medidas pelo **CPT** são menores que as medidas pelo **SPT**.

As observações de campo, durante a execução dos ensaios, demonstram que os processo de cravação do amostrador padrão de Terzaghi são menos influenciados pelos processos de reptação induzidos pelo estágio geomorfológico dos terrenos, e sofrem menores oscilações.

Mas as diferenças entre as resistências são grandes e caracterizam populações de resultados diferenciadas, indicando que a natureza geomorfológica dos terrenos é um fator relevante nos terrenos sobre substrato granítico.

Os resultados obtidos nestes cálculos estimativos, tratados estatisticamente, estão apresentados em item próprio.

4.4.4 - INFLUÊNCIA DAS ZONAS DE FALHA NOS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

Os terrenos representativos das zonas de falhas que recortam o embasamento cristalino de Porto Alegre, cujas propriedades genéticas e interferências na formação dos solos encontram-se apresentadas no capítulo de "Geologia", exibem características análogas a este perfil de solos, com uma mistura de grande quantidade de material micáceo, com relictos pétreos de fragmentos provenientes de vênulos de quartzo leitoso e a presença muito variável de nível freático, gerando condições específicas de pressão neutra.

A influência de uma zona de falha foi testada nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, com base nos perfis apresentados nas Figuras 4.33 e 4.34, compiladas das descrições dos perfis de sondagem na área.

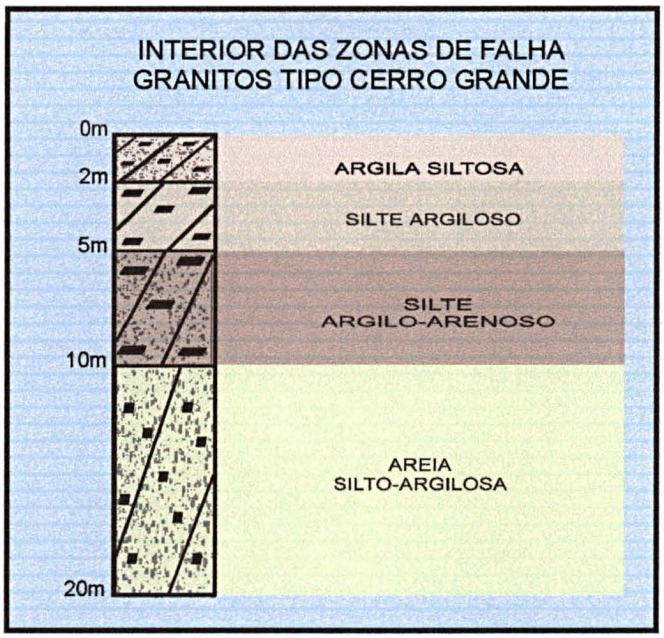


Figura 4.33 - Perfil de solos no **interior das zonas de falha** nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande.

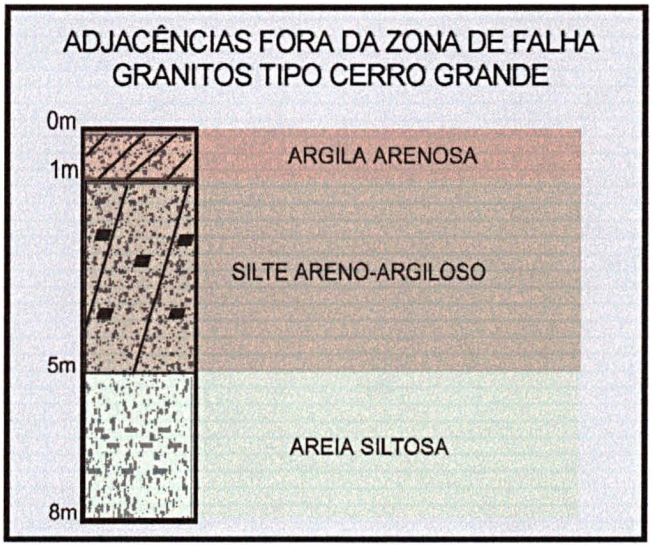


Figura 4.34 - Perfil de solos das áreas **adjacentes à zona de falha**, nos solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande.

Como a profundidade dos solos nos terrenos adjacentes à zona de falha é menor do que no interior da zona de falha, o limite de comparação foi a menor profundidade.

4.5 - SOLOS ALUVIONARES DE PORTO ALEGRE

Nas regiões planas da cidade de Porto Alegre, ocorrem zonas de deposição aluvionar associadas às planícies de inundação do estuário do Lago Guaíba e das regiões deltaicas do Rio Jacuí a oeste e Gravataí a norte.

Estes conjuntos de fácies recentes são constituídos por areias quartzosas de cor cinza, areias argilosas de cores cinza a bege e camadas argilosas orgânicas ou semi-orgânicas de cores cinza a preta, localmente turfáceas e sempre muito plásticas.

As interdigitações laterais são gradacionais enquanto os contatos verticais são preferencialmente lineares. Muitas vezes ocorrem diástemas temporais com cascalhos ou material de granulometria grosseira na base das camadas indicando descontinuidades ou mesmo pequenas reativações neotectônicas.

Schumm e Lichty (1973) propõem a seguinte classificação para o status das variáveis de uma bacia de drenagem durante períodos de duração decrescente (Tabela 4.8):

Tabela 4.8 - Classificação de status da bacia de drenagem (Schumm e Lichty, 1973).

VARIÁVEIS	STATUS		
	CÍCLICO	EQUILIBRADO	ESTABILIDADE
1. Tempo	Independente	Não relevante	Não relevante
2. Relevo Inicial	Independente	Não relevante	Independente
3. Geologia	Independente	Independente	Independente
4. Clima	Independente	Independente	Independente
5. Vegetação	Dependente	Independente	Independente
6. Relevo	Dependente	Independente	Independente
7. Hidrografia	Dependente	Independente	Independente
8. Morfologia de drenagem	Dependente	Dependente	Independente
9. Morfologia da vertente	Dependente	Dependente	Independente
10. Hidrologia (descarga de água e sedimentos)	Dependente	Dependente	Dependente

Embora esta seja uma tarefa difícil no estuário deltaico do Lago Guaíba que controla os aluviões da região de Porto Alegre, pode ser traçado um limite de influência dentro da região metropolitana para o alcance deste sistema aluvionar.

Desta forma, considerando os elementos acima citados, particularmente os itens referentes à relevo inicial, geologia, clima, vegetação, relevo atual,

hidrografia e morfologias de drenagem e vertentes, passíveis de enquadramento como variáveis independentes dentro do atual estágio de evolução da bacia de drenagem do Guaíba.

Para os terrenos aluvionares também foram adotados 2 perfis de solos característicos.

Estes solos tem por características comuns a ocupação de terrenos deprimidos ou baixios de antigas ou atuais planícies de inundação.

São solos hidromórficos desenvolvidos próximos às zonas saturadas ou nas próprias zonas saturadas, em condições de excesso de umidade, com o nível freático próximo da superfície ou mesmo aflorante em épocas chuvosas. É um ambiente favorável à transformação do ferro férrico em ferroso (redução).

Salomão e Antunes (1998) (In: Oliveira e Brito, 1998) ressaltam que "a característica pedológica comum ao solos hidromórficos é a presença do horizonte glei, marcado pela coloração própria do ferro na forma reduzida (cinza e esverdeada) exibindo textura mosqueada (manchas) em intensidade variável".

No perfil dos solos **Interdigitados** predominam os materiais areno-argilosos ou argilo-arenosos, provenientes tanto de sedimentos aluvionares quanto de materiais de alteração transportados e selecionados.

São solos que ocorrem em superfícies aplainadas, em geral terraços aluviais de planícies de inundação migratórias ou pediplanos.

Em função do conhecimento existente, dos perfis descritos e das descrições bibliográficas, o perfil destes terrenos **Interdigitados** está apresentado na Figura 4.35.

Este perfil é representativo das intercalações de materiais areno-argilosos e argilo-arenosos em camadas contínuas ou interdigitadas ou ainda em lentes intercaladas, comuns em grande parte dos aluviões descritos no domínio da cidade de Porto Alegre, particularmente na zona sul.

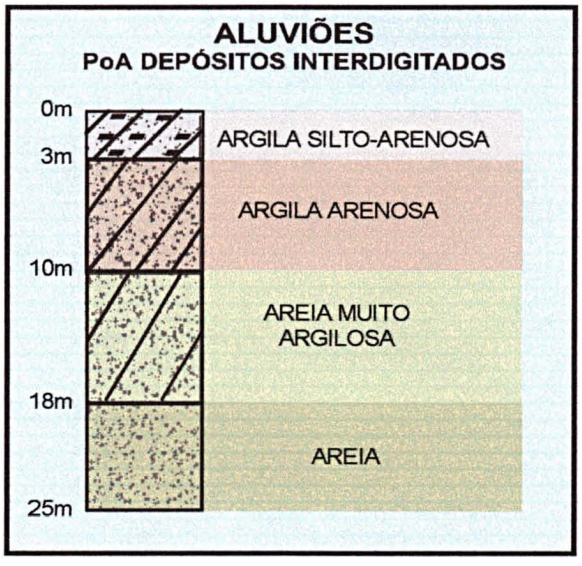


Figura 4.35 - Perfil dos solos aluviais **Depósitos Interdigitados,** areno-argilosos ou argilo-arenosos intercalados, típico de Porto Alegre.

Os perfis de solo deste padrão englobam os terrenos da unidade pedológica Vacacaí e parte dos perfis da unidade Guaíba em sua porção central e sul.

Existem perfis de solo aluvionar, principalmente na zona norte de Porto Alegre, na área do Aeroporto Salgado Filho, na faixa de domínio da planície de inundação aluvial das Bacias dos Rios Gravataí, Sinos e Caí, onde é conspícua a presença de uma camada argilosa, com restos de matéria orgânica, oscilando entre espessuras de 1 a 8 m, com a média entre 4 e 6 m.

Nestes locais, a camada superior é constituída predominantemente de material arenoso, e argilas não-orgânicas estão misturadas com areias logo abaixo.

Sotoposto a este pacote ocorrem novamente camadas arenosas de granulometria váriavel e eventual presença de lentes de materiais grosseiros constituindo a diástema com os materiais pétreos subjacentes.

Os materiais argilosos tem origem em sedimentos de diferentes procedências originando solos do tipo **Glei**, e correspondem aos terrenos da unidade pedológica Guaíba em sua porção norte.

O perfil representativo criado com base nos conhecimentos acumulados nestes terrenos e nas descrições dos perfis utilizados para as determinações dos coeficientes para os cálculos estimativos é apresentado na Figura 4.36.

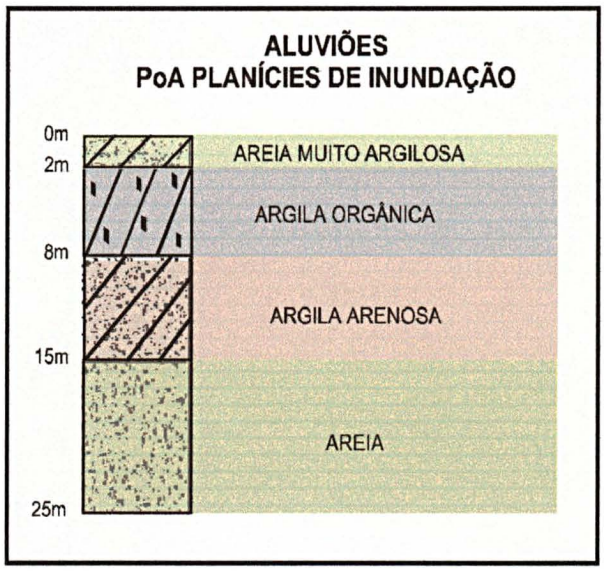


Figura 4.36 - Perfil dos solos aluviais **Planícies de Inundação**, predominantemente argilosos, caracterizados principalmente pela camada de argila com restos orgânicos.

4.6 - SOLOS DE PASSO FUNDO

Os solos da unidade de mapeamento ***Passo Fundo*** (Lemos, 1973), são desenvolvidos sobre as litologias basálticas e vulcanitos associados são latossolos dos tipos bruno húmicos, bruno intermediários e roxos, com horizonte **B** latossólico com perfis profundos e diferenciados.

Os horizontes superficiais definem o caráter húmico pelo teor em matéria orgânica superior a 1% na profundidade de 1 m. São derivados de rochas eruptivas básicas.

Os latossolos bruno intermediários e latossolos roxos são solos minerais com horizonte **B** latossólico, não hidromórficos, com textura muito argilosa. São comuns apenas nas efusivas básicas.

Os latossolos apresentam baixos teores de bases trocáveis e embora sejam muito utilizados para plantios por ocorrerem em relevos suaves e por suas propriedades físicas, apresentam teores de alumínio prejudiciais aos cultivos.

As descrições dos perfis dos mantos de alteração estão relacionadas com a altitude, natureza do substrato rochoso e conformação da topografia superficial.

Em função da interação entre as percolações através dos mantos de alteração e dos maciços rochosos, as espessuras encontradas nos terrenos pode ser diferenciada localmente.

Schuck e Formoso (1991) e Schuck (1995) detalham levantamento dos perfis de alteração encontrados sobre os maciços vulcânicos.

O modelado de colinas arredondas e vales em **V** apresentam como principal característica grandes espessuras de coberturas móveis, de até 20 m nas zonas morfologicamente mais elevadas.

As formas de relevo encontradas na região de Passo Fundo, com morfologia em colinas suavemente arredondadas com altitudes entre 600 e 700 m, recortadas por vales em ***V***, são expressas em imagens de satélite LANDSAT na banda 5 como texturas rugosas finas. Os mantos de alteração apresentados por Schuck (1995), estão mostrados nas Figuras 4.37 e 4.38.

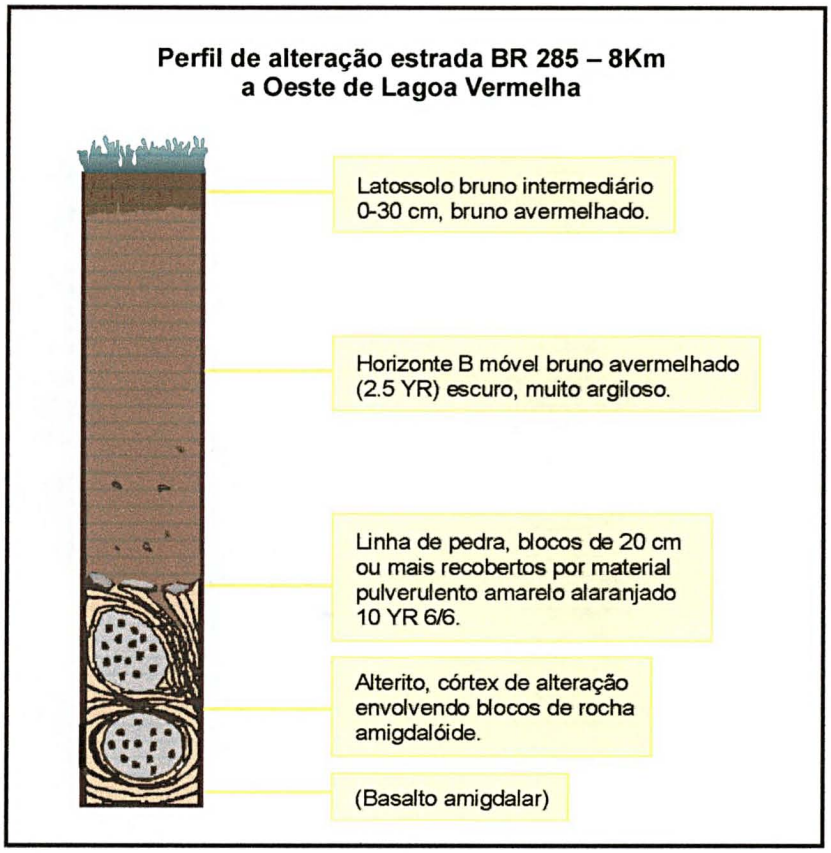


Figura 4.37 - Perfil de alteração em basalto em relevo com modelado de colinas arredondadas e vales em **V** (Schuck, 1995).

Nos perfis de alteração com altitudes entre 750 m e 950 m, o horizonte B tem cor marrom avermelhada. Ocorrem pedaços de crosta ferruginosa imersos no conjuntos destes solos, representando ***stone lines*** descontínuas, por vezes recobertas por camadas pulvirulentas de cor amarela.

As ***stone lines*** são o limite inferior da ação das térmitas que retrabalhando os alteritos e desagregando mecanicamente os solos, promovem um intemperismo intenso, conforme já observado por Büdel (1982).

Fica clara a influência que tais tipos de perfis podem exercer sobre os métodos de investigação terrenos, por **SPT** e **CPT**.

Os mecanismos de pedogênese são mais fortes nas porções superiores dos alteritos, onde a alternância de condições secas e úmidas conduzem ao desenvolvimento de um horizonte residual, móvel e friável, aplainado pela ação erosiva das águas superficiais, característico de climas locais contrastantes.

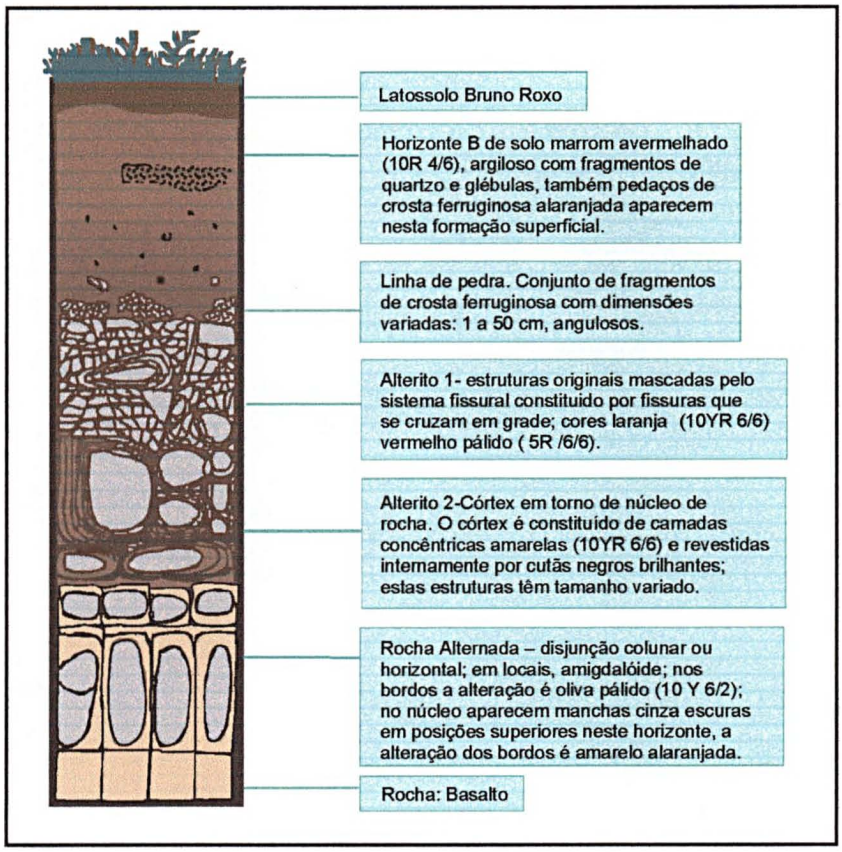


Figura 4.38 - Perfil de alteração composto, correspondente ao domínio de relevo de morros de topo plano e vales em **U**; os perfis mais completos associam-se sempre aos morros de topo plano (Schuck, 1995).

Milot (1983) assevera que em condições secas e úmidas alternadas de climas tropicais os mecanismos que agem sucessivamente na formação dos solos são:

- intemperismo geoquímico;
- pedogênese, e
- erosão.

Thomas (1974), Büdel (1982), Milot (1983) e Pinto (1988) concordam que os processos de intemperismo basal, pedogênese e erosão, gerando espesso manto de alteração e superfícies aplainadas de forma integrada, são responsáveis pela caracterização do aplainamento climático ou ***etchplanação***, responsáveis pela morfogênese em climas tropicais.

O produto do intemperismo químico de rochas que se desenvolve em clima quente e úmido, contribuindo para o aplainamento de extensas superfícies de zonas tropicais é conhecido como ***Lateritas*** por diversos autores, com ênfase na decrição realizada por Mc Farlane e Brock (1983).

Quando estas superfícies aplainadas laterizadas aparecem fora dos domínios tropicais, sua origem pode ser creditada a peleoclimas diferentes do atual, conforme observa Bourman (1993)

A observação dos perfis de alteração e de suas relações com

aplainamentos e movimentos tectônicos verticais que afetaram a Bacia do Paraná permite uma aproximação das idades destes conjuntos de alteritos.

King (1956 e 1962), Aleva (1979 e 1981), Valeton (1985), Pinto (1988) e Valeton et al. (1991) estabelecerem sequências morfológicas de superfícies de aplainamento em diferentes partes do Gondwana.

Ab'Saber (1969) ressalta que os resíduos do platô de Vacaria (superfície sul-americana) estão perfeitamente preservados, em altitudes mais altas, em meio a áreas mais dissecadas.

Schuck e Formoso (1991), a partir de observações em fotografias aéreas e imagens de satélite descrevem a inclinação da superfície do platô basáltico de N para S e de NNE para SSW devido à deformação moderna da antiga superfície aplainada do qual o planalto de Vacaria é a herança mais notória.

São descritos processos neotectônicos que teriam produzido soerguimento e arqueamento em abóbada das superfícies do planalto durante o Quaternário, a partir de núcleos de soerguimento epirogênicos.

Este processo possibilita a existência de superfícies aplainadas em diferentes níveis de altitude, com formações lateríticas no topo, com diferenças nas resistências aferidas pelos métodos de investigação de solos.

As relações entre laterita e litologias são inconsistentes, sendo suplantadas por outros fatores determinantes como a história geomorfológica que controla a história hidrológica e também pela influência climática, conforme já descrito por Mc Farlane e Brock (1983). Por isto foi testada a hipótese da influência geomorfológica sobre a avaliação das resistências.

Pedro e Melfi (1983) ressaltam a influência climática sobre as lateritas.

Vários autores, como Kampf e Klamt (1978) estabelecem hipóteses de desenvolvimento alóctone destes perfis de solo a partir da acumulação de sedimentos resultantes de um ciclo erosivo, mas a hipótese autóctone discutida anteriormente parece mais provável.

Simplesmente não há consenso sobre a origem autóctone ou alóctone destes solos, com todas as implicações sobre as densidades dos solos, e conseqüentemente, sobre a resistência dos terrenos.

Estas variáveis, estão parcialmente contempladas na análise da influência da geomorfologia nos cálculos de capacidade de carga dos terrenos, a partir dos dados de **SPT** e **CPT** comparados.

Lemos (1973) descreve a unidade de mapeamento ***Estação***, que ocorre em pequenas porções a sul da região da cidade de Passo Fundo, como solos lateríticos bruno avermelhados distróficos álicos, com relevo ondulado e substrato de Basaltos.

Esta unidade recebe esta denominação por ter sido observada inicialmente na Estação Experimental do Ministério da Agricultura, no município de Passo Fundo.

O solo Estação é profundo, bem drenado, possuindo um horizonte B textural não hidromórfico, de coloração vermelha escura, argiloso e sempre desenvolvido sobre rochas eruptivas básicas.

A morfologia principal dos horizontes é assim descrita:

- ✓ Horizonte **A** proeminente, subdividido, de cor bruno avermelhada escura, com textura argilosa, por vezes granular; poroso, duro quando seco e friável quando úmido, quando também se apresenta plástico e pegajoso, com transição gradual para o horizonte sotoposto;
- ✓ Horizonte **B** espesso, subdividido, de coloração vermelha escura, com textura argiloso, e localmente com estrutura em blocos subangulares, com cerosidade moderada;
- ✓ Horizonte **C** muito profundo, formado por basalto intemperizado.

São solos bastante homogêneos com pequenas variações morfológicas e poucas inclusões, originados de rochas basálticas, exibindo relevo ondulado formado por elevações curtas com pendentes em dezenas de metros e declividades de 8 a 10%, localmente exibindo relevos mais acentuados.

Ocorrem em altitudes entre 600 m e 700 m, sendo recobertos por vegetação natural de mata subtropical alta, com araucárias e erva-mate, mas encontram-se frequentemente em áreas com campo modificado pelo uso agrícola. O mapa de solos da região de Passo Fundo está apresentado na Figura 4.39.

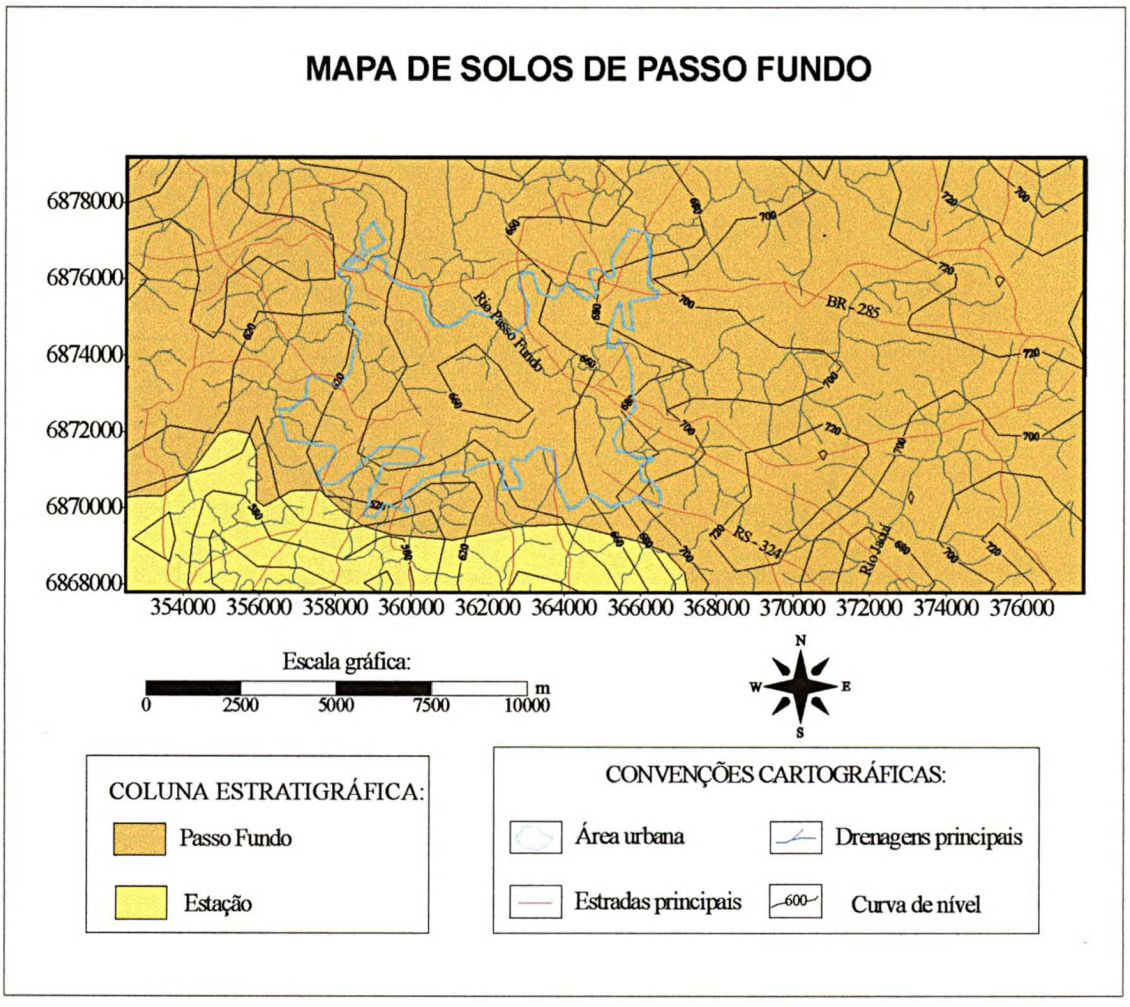


Figura 4.39 - Mapa de solos de Passo Fundo (Compilado de Lemos, 1973).

4.7 - SOLOS RESIDUAIS DE PASSO FUNDO

4.7.1 – INFLUÊNCIA DA MATURIDADE DOS TERRENOS

A região de Passo Fundo situa-se no planalto médio central do Estado do Rio Grande do Sul. A geologia do local é expressa pelos basaltos e termos diferenciados associados incluídos na unidade litoestratigráfica da Formação Serra Geral da Bacia Gondwânica do Paraná.

Os solos residuais de decomposição dos litotipos vulcânicos são constituídos de argilas de diferentes plasticidades associados com variáveis proporções de materiais siltosos.

A morfologia regional é controlada por extensos planaltos de pouca ondulação e reduzidas declividades de encostas. Apenas localmente, nos domínios das drenagens a erosão regressiva se torna dominante e determina espessuras menores dos solos que são então erodidos em um ciclo do tipo fluvial.

Schuck et al. (1991) encontram resultados análogos através de correlações de dados morfotectônicos e geomorfogenéticos com espessura do manto de alteração do Planalto Sulriograndense através de técnicas de sensoriamento remoto.

Vitte (1996) destaca que "**as bacias de drenagem, sem qualquer dúvida, tem papel de destaque na esculturação do relevo, pois a medida que os rios escavam os seus vales, todo um conjunto de feições topográficas é delineado**".

A influência da erosão regressiva, dentro do conceito mais clássico do Ciclo de Erosão proposto por Davis (1899) é nítido em algumas das feições, inclusive nas espessuras de solos, observados no domínio dos solos residuais da região de Passo Fundo.

No restante das áreas, a topografia é típica de planalto, com alturas elevadas e relevo plano, com encostas côncavas de baixa declividade. Nestes locais, a espessura de solos é elevada e os horizontes de solos bem definidos, com transições marcantes para o substrato saprolítico subjacente, constituído por fragmentos, blocos e matacões de litotipos vulcânicos em decomposição imersos em matriz argilo-siltosa de cor avermelhada.

Nesta região, a espessura dos solos tem relação direta com os elevados índices pluviométricos e as altas taxas de infiltração propiciadas pelos reduzidos gradientes topográficos das encostas.

As pequenas espessuras de solos são restritas às faixas fluviais com nítido controle de processos de erosão regressiva. Na busca do perfil de equilíbrio, os rios expandem suas áreas de drenagem através de erosão regressiva (Vitte, 1996) em direção aos divisores de águas.

A coloração avermelhada é devida tanto à oxidação do ferro quanto às acumulações de elementos resistáticos (Erhart, 1966) ferruginosos e bauxíticos que são termos residuais acumulados após as fases migradoras ao final dos ciclos de formação dos solos por decomposição residual das rochas.

Para os solos de Passo Fundo, constituídos por materiais residuais "in situ"

resultantes da decomposição do maciço rochoso basáltico da Formação Serra Geral subjacente, são apresentados 2 perfis para avaliação da influência da maturidade, nas Figuras 4.40 e 4.41, respectivamente

Nos horizontes deste solos, em função da drenagem, da natureza da rocha e outras, ocorrem variações expressivas nas texturas, que parecem influenciar pouco os dados de resistência obtidos por ambos os métodos de investigação.

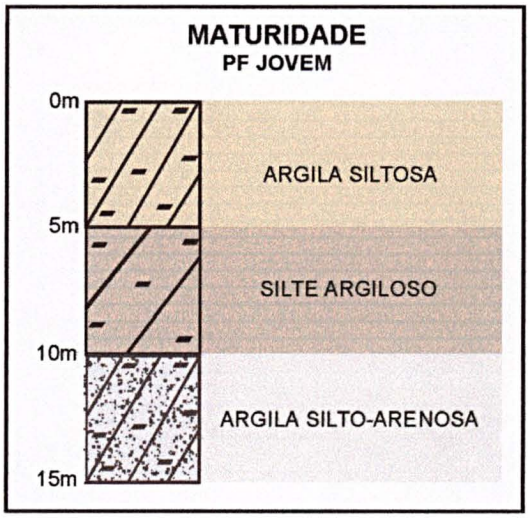


Figura 4.40 - Perfil de solos **Jovens,** típico de Passo Fundo.

Nos solos maduros de Passo Fundo, predominam amplamente os materiais de granulometria fina, principalmente argilas.

Quanto maior a maturidade do solo de decomposição de basaltos, maior a quantidade de argilas em maior profundidade.

Nos solos bem maduros, ainda que preservadas texturas herdadas da estrutura da rocha que deu origem aos solos pela alteração intempérica, as quntidades de argilas observadas em ensaios granulométricos ultrapassa 60%.

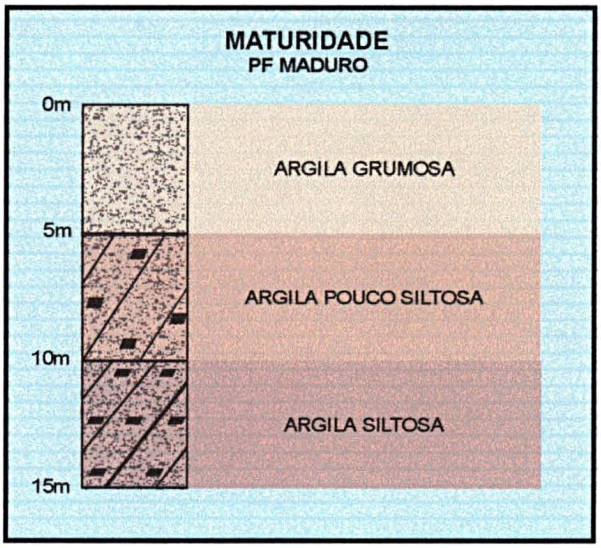


Figura 4.41 - Perfil de solos **Maduros,** típico de Passo Fundo.

A comparação entre os resultados obtidos com os cálculos a partir dos dados de sondagens à percussão e sondagens de cone nos perfis simplificados representativos dos solos formados sobre estes solos permite avaliar a influência da maturidade dos terrenos sobre os resultados de capacidade de carga dos solos.

Os resultados destes cálculos estimativos, tratados estatisticamente, estão apresentados em item próprio, a seguir.

4.7.2 – INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA

Vários autores, já apresentados anteriormente, discutem a própria origem dos perfis de latossolos de Passo Fundo.

Tudo que anteriormente parecia consensual sobre uma origem residual para todos estes terrenos, hoje é discutido sobre um outro enfoque por agrônomos, geólogos, climatólogos e estudiosos de solo em geral.

Por exemplo, Kampf e Klamt (1978) estabeleceram uma hipótese de desenvolvimento alóctone destes perfis de solo a partir da acumulação de sedimentos resultantes de um ciclo erosivo, mas a hipótese autóctone, apresentada por vários outros pesquisadores anteriormente, parece a mais provável.

É provável que não haja excludência e que as duas hipóteses ocorram em diferentes locais.

Nas interpretações geomorfológicas já realizadas para Porto Alegre, que são similares aqui, pode ser percebida toda a influência que estas interpretações podem ter sobre as características dos terrenos.

A origem autóctone ou alóctone destes solos, com todas as implicações sobre as densidades dos solos, e conseqüentemente, sobre a resistência dos terrenos, deve ser considerada na estimativa da capacidade de carga dos terrenos.

Confirmando a hipótese de que parte destes terrenos são autóctones e parte alóctones, a observação dos perfis de resistência, descrição dos materiais, profundidades do nível freático e posicionamento nos mapas de contorno já apresentados, delimita a presença de perfis distintos.

Para testar a hipótese de que estes conjuntos de perfis efetivamente tenham comportamento diferenciado na estimativa das capacidades de carga, foi avaliada a influência da geomorfologia sobre estes terrenos.

Conforme já apresentado na discussão da influência geomorfológica nos terrenos de Porto Alegre, os taludes côncavos tendem a manter perfis sem inversão, similares ou análogos aos perfis de terrenos residuais.

Já os taludes côncavos, particularmente em sua porção inferior, tendem a apresentar inversões no perfis de solos, com solos mais jovens se sobrepondo a

terrenos mais maduros, pelas ações de reptação ou escorregamentos, induzidas pelos gradientes topográficos elevados, com auxílio dos níveis freáticos locais.

Nos taludes convexos as espessuras de solo são determinadas pelo equilíbrio entre a infiltração de água e as taxas de escoamento superficial.

Na Figura 4.42 é apresentado o perfil para os Taludes Côncavos de Passo Fundo, com base na análise dos perfis classificados nesta categoria.

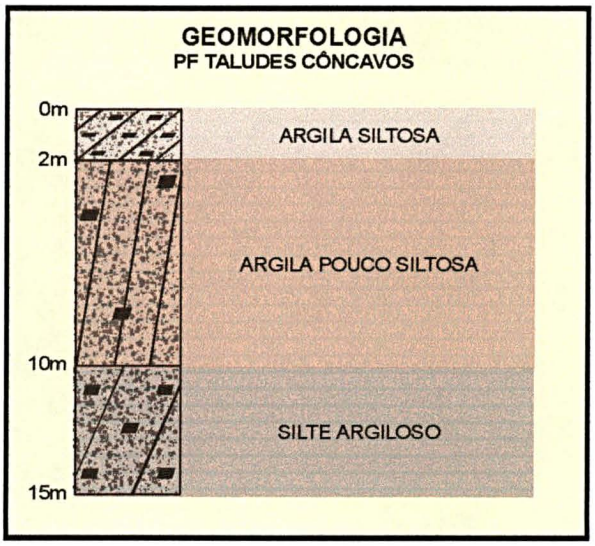


Figura 4.42 - Perfil de solos residuais de Passo Fundo de **Taludes côncavos**.

Na Figura 4.43 exibe-se o perfil proposto para os terrenos com Taludes Convexos para Passo Fundo.

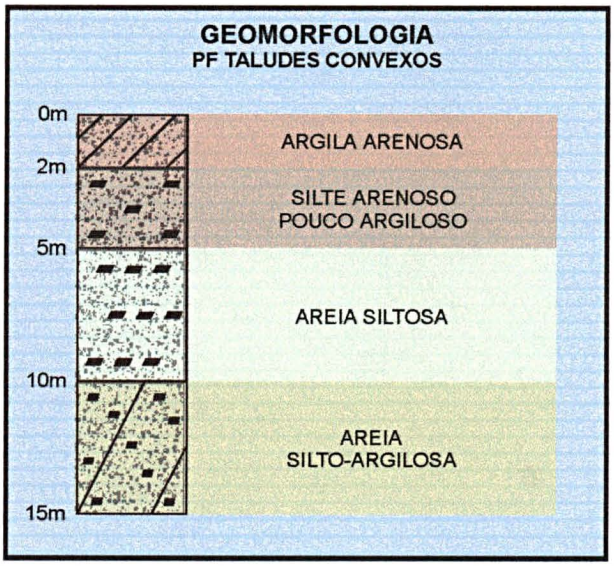


Figura 4.43 - Perfil de solos residuais de Passo Fundo de **Taludes convexos**.

4.8 - ESTUDOS COMPARATIVOS

4.8.1 – ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS DIVERSAS VARIÁVEIS GEOLÓGICO-AMBIENTAIS CONSIDERADAS EM PORTO ALEGRE

Foi aplicada a análise de variância (ANOVA) de Fischer (1948) utilizando os dados das Tabelas 4.10, 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 para verificar a influência das variáveis geológico ambientais consideradas entre si, utilizando os valores das razões **CPT/SPT.**

Os resultados da análise de variância estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Análise de Variância das razões **CPT/SPT** de todas as variáveis geológico-ambientais consideradas de Porto Alegre.

	Soma dos quadrados	**Graus de liberdade**	**Média dos Quadrados**	**F**
Entre Grupos	32,569	9	3,618	39,527*
Dentro de Grupos	14,465	158	0,091	
Total	47,034	167		

* significativo para $p < 0,05$.

4.8.2 – INFLUÊNCIAS DAS DIVERSAS CONDIÇÕES PARA CADA VARIÁVEL CONSIDERADA

4.8.2.1 - SOLOS RESIDUAIS DE PORTO ALEGRE

4.8.2.1.1 – RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DA NATUREZA GEOLÓGICA DOS TERRENOS

Os resultados da estimativa de capacidade de carga dos solos residuais, considerando a influência da natureza geológica dos terrenos de Porto Alegre, estão apresentados na Tabela 4.10, através dos valores da razão entre **CPT/SPT**, calculados pelo método de Aoki e Velloso (1975).

Tabela 4.10 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para os Solos Residuais sobre os **Granitos Cerro Grande** e **Granitos Morrinhos**, separadamente, mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PORTO ALEGRE– NATUREZA GEOLÓGICA Razões das estimativas de capacidade de carga por CPT/SPT	
GRANITOS CERRO GRANDE	**GRANITOS MORRINHOS**
0,86	1,22
0,65	0,63
0,56	0,76
0,85	1,24
0,65	0,63
0,56	0,90
0,85	1,21
0,65	0,63
0,56	0,76
0,85	1,23
0,66	0,57
0,57	0,75
0,84	1,24
0,66	0,57
0,57	0,75
0,84	1,23
0,66	0,57
0,57	0,75
$\bar{x}$ =0,69	**$\bar{x}$ = 0,87**
σ = 0,12	**σ = 0,27**
CV % = 17,73	**CV % = 31,50**
P(T<=t) = 0,0160	

$\bar{x}$ = média aritmética; σ = desvio padrão; CV = coeficiente de variação.

Os resultados das estimativas de capacidade de carga, para cada um dos perfis semelhantes aos das **Figuras 4.28 e 4.29** nos quais foram executados cálculos segundo o método de Aoki e Velloso para as razões **CPT** por **SPT**, considerando estacas do tipo Pré-moldado, Escavada e Franki, com diâmetros de 0,40 m e 0,60 m, em profundidades variáveis, para o perfil médio representativo dos solos derivados dos **granitos tipo Cerro Grande**, apresentaram média de 0,69, e o desvio padrão de 0,12 e Coeficiente de Variação de 17,73%.

Para os solos residuais derivados dos **granitos tipo Morrinhos**, a média de **CPT** por **SPT** calculada pelo método Aoki e Velloso foi de 0,87, com desvio padrão de 0,27 e Coeficiente de Variação de 31,50%.

Foi aplicada análise estatística pelo teste "t" de Student, para verificar se as populações de resultados dos perfis de solo sobre o Granito tipo Cerro Grande/Pinheiro Machado são diferentes das populações de resultados dos perfis de solo sobre os Granitos tipo Morrinhos.

A aplicação do teste t, forneceu um valor de 0,0160.

Desta forma, é possível afirmar que se tratam de populações

absolutamente distintas de valores, representativas de variável considerada relevante.

No caso, a variável relevante é a natureza geológica do terreno.

4.8.2.1.2 – RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DA MATURIDADE DOS TERRENOS NOS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

Os resultados da estimativa de capacidade de carga dos solos residuais derivados dos Granitos tipo Cerro Grande, considerando a maturidade dos terrenos estão apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para os Solos Residuais **Jovens** e **Maduros**, separadamente, mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PORTO ALEGRE – MATURIDADE SOBRE TERRENOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE Razões das estimativas de capacidade de carga por CPT/SPT	
JOVENS	**MADUROS**
1,78	1,02
1,68	0,76
1,77	1,03
1,67	0,76
1,77	1,02
1,67	0,76
1,90	1,03
1,68	0,75
1,90	1,04
1,63	0,75
1,89	1,04
1,68	0,75
$\bar{x}$ = 1,75	**$\bar{x}$ = 0,89**
σ = 0,10	**σ = 0,14**
CV % = 5,71	**CV % = 15,97**
P(T<=t) = 0,000000000036	

$\bar{x}$ = média aritmética; σ = desvio padrão; CV = coeficiente de variação.

O resultado das estimativas de capacidade de carga, para solos **jovens**, forneceu a média de 1,75, e o desvio padrão de 0,10 para as razões de **CPT** sobre **SPT** e coeficiente de variação de 5,71%.

Para os solos residuais do perfil de solos **maduros**, média de **CPT** por **SPT** calculados por Aoki e Velloso foi de 0,89 com desvio padrão de 0,14 e coeficiente de Variação de 15,73%.

A aplicação do teste t forneceu um valor de 0,00000036.

Desta forma, é possível afirmar que se tratam de populações diferentes de valores. A variável maturidade **se mostra significativa.**

4.8.2.1.3 – RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA SOBRE OS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

Os resultados da estimativa de capacidade de carga sobre a co-variável geomorfologia sobre os solos residuais derivados dos granitos do tipo Cerro Grande estão apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para as condições geomorfológicas de **Taludes Convexos** e **Taludes Côncavos**, separadamente, mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PORTO ALEGRE– GEOMORFOLOGIA SOBRE OS SOLOS RESIDUAIS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE Razões de estimativas de capacidade de carga por CPT/SPT	
TALUDES CONVEXOS	**TALUDES CÔNCAVOS**
0,60	0,48
0,50	0,83
0,60	0,97
0,60	0,48
0,50	0,84
0,60	1,04
0,61	0,48
0,50	0,84
0,60	0,97
0,52	0,45
0,45	0,84
0,59	0,98
0,52	0,44
0,45	0,85
0,59	0,99
0,53	0,45
0,45	0,90
0,59	1,03
$\bar{x}$ = 0,54	**$\bar{x}$ = 0,77**
σ = 0,06	**σ = 0,23**
CV % = 10,90	**CV % = 30,30**
P(T<=t) = 0,0003	

$\bar{x}$ = média aritmética; σ = desvio padrão; CV = coeficiente de variação.

O resultado das estimativas de capacidade de carga, para os solos dos **taludes convexos**, foi de 0,54 com desvio padrão de 0,06 e coeficiente de variação de 10,90% para as razões de **CPT** sobre **SPT** pelo método de Aoki e Velloso.

Para os solos que representam o perfil dos **taludes cõncavos**, a média de **CPT** por **SPT** calculados por Aoki e Velloso foi de 0,77 com desvio padrão de 0,23 e Coeficiente de variação de 30,30%.

A aplicação do teste t forneceu um valor de 0,0003.

Desta forma, é possível afirmar que se tratam de populações absolutamente distintas de valores, representativas de variável considerada relevante.

No caso, a variável relevante é a influência das condições

geomorfológicas sobre os métodos de aferiação da resistência dos terrenos para o cálculo da capacidade de carga, considerando os solos residuais derivados dos Granitos do tipo Cerro Grande.

4.8.2.1.4 – RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DE UMA ZONA DE FALHA SOBRE OS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

Os resultados das estimativas de capacidade de carga sobre os solos residuais derivados de Granitos do tipo Cerro Grande, considerando os terrenos adjacentes à uma zona de falha e do interior da zona de falha, estão apresentadas na Tabela 4.13 a seguir.

Tabela 4.13 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para as condições de **Adjacências fora da zona de falha** e **Interior da zona de falha**, separadamente, mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PORTO ALEGRE– ZONA DE FALHA SOBRE OS SOLOS RESIDUAIS DERIVADOS DE GRANITOS DO TIPO CERRO GRANDE Razões das estimativas da capacidade de carga por CPT/SPT	
ADJACÊNCIAS FORA DA ZONA DE FALHA	**INTERIOR DA ZONA DE FALHA**
0.69	1.04
0.97	1.06
1.08	1.05
0.95	1.02
0.99	1.00
1.11	1.02
0.64	0.95
0.64	0.96
0.65	1.39
0.58	0.94
0.58	0.94
0.58	0.94
$\bar{x}$ = 0,79	**$\bar{x}$ = 1,03**
σ = 0,21	**σ = 0,12**
CV % = 26,75	**CV % = 11,95**
P(T<=t) = 0,002564	

O resultado das estimativas de capacidade de carga, para solos **nas adjacências da zona de falha**, forneceu a média de 0,79, e o desvio padrão de 0,21 para as razões de **CPT** sobre **SPT** e coeficiente de variação de 26,75%.

Para os solos residuais do perfil de solos **no interior da zona de falha**, média de **CPT** por **SPT** calculados por Aoki e Velloso foi de 1,03 com desvio padrão de 0,12 e coeficiente de Variação de 11,95%.

O valor calculado do teste t é de 0,002564.

A variável zona de falha **se mostra relevante** sobre os solos residuais

derivados dos Granitos tipo Cerro Grande.

4.8.3 - SOLOS ALUVIONARES DE PORTO ALEGRE

Os resultados das estimativas de capacidade de carga a partir da aplicação de dados de **SPT** e **CPT** nos cálculos de dimensionamento de capacidade de carga dos solos aluvionares de Porto Alegre estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para os solos aluvionares de **Depósitos Interdigitados** e **Planícies de Inundação**, separadamente, mostrando a razão entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PORTO ALEGRE – ALUVIÕES **Razões das estimativas da capacidade de carga por CPT/SPT**	
DEPÓSITOS INTERDIGITADOS	**PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO**
1,49	1,73
1,35	2,55
1,07	2,22
0,79	0,53
1,48	1,74
1,35	2,56
1,07	2,22
0,79	1,03
1,67	1,39
1,43	2,50
1,10	2,19
0,62	1,03
1,50	1,83
1,34	2,60
1,12	2,15
0,70	0,89
1,49	1,84
1,34	2,61
1,12	2,16
0,74	1,52
1,62	1,40
1,41	2,60
1,15	2,13
0,55	1,51
$\bar{x}$ = 1,18	**$\bar{x}$ = 1,87**
σ = 0,33	**σ = 0,61**
CV% = 28,05	**CV% = 32,37**
P(T<=t) = 0,00001	

$\bar{x}$ = média aritmética; σ = desvio padrão; CV = coeficiente de variação

O resultado das estimativas de capacidade de carga, para o perfil médio de resistências e composição granulométrica, representativo dos solos aluvionares dos **depósitos interdigitados** apresentaram média das razões de capacidade de carga de **CPT** por **SPT** de 1,18 com desvio padrão 0,33 e coeficiente de variação de 28,05%.

No perfil de solos aluvionares designado como **planícies de inundação,** a

média das razões de capacidade de carga estimada dos solos, a partir de dados de **CPT** por dados de **SPT** foi de 1,87, com desvio padrão de 0,61 e coeficiente de variação de 32,37%.

Os perfis padrão de solos aluvionares de Porto Alegre utilizados para os cálculos apresentaram razões de **1,18** para os terrenos aluviais areno-argilosos ou argilo-arenosos e **1,87** para os terraços predominantemente argilosos.

A principal característica dos terraços argiloso representativos da planícies de inundação, é a presença de impregnações de matéria orgânica nos estratos argilosos.

A aplicação do teste t forneceu um valor de 0,00001.

Desta forma, é possível afirmar que se tratam de populações absolutamente distintas de valores, representando variável diferencial relevante entre as duas populações.

4.8.4 - SOLOS RESIDUAIS DE PASSO FUNDO

4.8.4.1 – ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS DIVERSAS VARIÁVEIS GEOLÓGICO-AMBIENTAIS CONSIDERADAS EM PASSO FUNDO

Foi aplicada a análise de variância (ANOVA) de Fischer (1948) utilizando os dados das Tabelas 4.16 e 4. 17 para verificar a influência das variáveis geológico ambientais consideradas entre si, utilizando os valores das razões **CPT/SPT**.

Os resultados da análise de variância estão apresentados na Tabela 4.15, a seguir.

Tabela 4.15 - Análise de Variância das razões **CPT/SPT** de todas as variáveis geológico-ambientais consideradas de Passo Fundo.

	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos Quadrados	F
Entre Grupos	3,355	3	1,118	61,400*
Dentro de Grupos	1,239	68	0,018	
Total	4,594	71		

* significativo para $p < 0,05$.

4.8.4.2 – INFLUÊNCIA DA MATURIDADE DOS TERRENOS

Para os solos de Passo Fundo, foram avaliadas a influência do estágio de

maturidade dos terrenos e das condições geomorfológicas.

Os resultados referentes à investigação do grau de maturidade dos terrenos, em Passo Fundo, estão apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para os Solos Residuais **Jovens** e **Maduros** de Passo Fundo, separadamente, mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PASSO FUNDO – MATURIDADE SOBRE SOLOS DERIVADOS DE BASALTO **Razões das estimativas da capacidade de carga por CPT/SPT**	
JOVEM	**MADURO**
0,95	0,57
0,81	0,63
0,76	0,84
0,95	0,57
0,81	0,64
0,75	0,86
1,24	0,58
0,81	0,64
0,76	1,22
1,00	0,56
0,81	0,60
0,74	0,56
1,00	0,55
0,81	0,62
0,73	0,79
1,36	0,57
0,82	0,61
0,75	0,78
$\bar{x}$ = 0,88	**$\bar{x}$ = 0,68**
σ = 0,18	**σ = 0,17**
CV% = 20,13	**CV% = 24,87**
P(T<=t)= 0,0011	

$\bar{x}$ = média aritmética; σ = desvio padrão; CV = coeficiente de variação

Os resultados das estimativas de capacidade de carga, para os solos residuais **jovens** de Passo Fundo, indicaram razões de **CPT/SPT** de 0,88 para os solos, com desvio padrão de 0,18 e coeficiente de variação de 20,13%.

Para os solos **maduros**, a mesma razão foi de 0,68, com desvio padrão de 0,17.e coeficiente de Variação de 24,87%.

A aplicação do teste t forneceu um valor de 0,0011.

Desta forma, é possível afirmar que se tratam de populações absolutamente distintas de valores, representativas de variável considerada relevante.

No caso, a variável relevante é a influência do grau de maturidade sobre os métodos de aferição da resistência dos terrenos para o cálculo da capacidade de carga.

4.8.4.3 – INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA

Para os solos residuais resultantes da decomposição das rochas basálticas de Passo Fundo, os resultados referentes à influência das condições geomorfológicas estão apresentados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Resultados das razões obtidas a partir dos valores de resistência, para as condições geomorfológicas dos **Taludes Côncavos** e **Taludes Convexos**, de Passo Fundo, separadamente, mostrando as razões entre **CPT** e **SPT** calculadas pelo método Aoki e Velloso.

PASSO FUNDO – GEOMORFOLOGIA SOBRE SOLOS DERIVADOS DE BASALTOS **Razões das estimativas da capacidade de carga por CPT/SPT**	
TALUDES CÔNCAVOS	**TALUDES CONVEXOS**
0,47	0,34
0,41	0,27
0,67	0,37
0,46	0,34
0,40	0,27
0,67	0,37
0,47	0,34
0,40	0,27
0,45	0,27
0,42	0,33
0,36	0,25
0,60	0,38
0,44	0,33
0,36	0,27
0,60	0,38
0,41	0,33
0,35	0,25
0,37	0,24
$\bar{x}$ = 0,46	**$\bar{x}$ = 0,31**
σ = 0,10	**σ = 0,05**
CV% = 22,58	**CV% = 15,86**
P(T<=t)= 0,000003	

x = média aritmética; σ = desvio padrão; CV = Coeficiente de variação

Os resultados os solos residuais de **taludes côncavos**, apresentaram média de 0,46, e o desvio padrão de 0,10 e coeficiente de variação de 22,58%.para as razões de **CPT** sobre **SPT**.

Para os solos residuais do perfil **taludes convexos**, a média de **CPT** por **SPT** foi de 0,31 com desvio padrão de 0,05 e Coeficiente de Variação de 15,86%.

A aplicação do teste t forneceu um valor de 0,000003.

Desta forma há influência da variável geomorfológica sobre os métodos de investigação dos terrenos.

5. Discussão

5.1 - INTRODUÇÃO

Apresentamos tratamentos de dados de investigações geotécnicas pelos 2 métodos mais utilizados, a partir de uma concepção genética, expressa já na epígrafe de nosso trabalho, por Sergeev (1980) e reconhecida por Danziger e Velloso (1986), destacando que **"a idéia de se agrupar os solos de mesma formação parece representar a situação ideal"**.

Danziger et al (1998) também mostram separações seguindo agrupamento de solos, considerando, a solos maduros, jovens e de alteração de rocha (pg. 907, op. cit), citando Vargas (1953), e Sandroni (1985).

Pelas estimativas de capacidade de carga apresentadas e estatisticamente tratadas, fica comprovada a influência das variáveis geológico-ambientais propostas.

Neste capítulo são aprofundadas as discussões, sendo apresentados ainda diagramas de dispersão q_c x **N** (**SPT**) e K (q_c/**N**) x Profundidade que confirmam os resultados encontrados.

5.2 – INFLUÊNCIA DAS DIFERENTES VARIÁVEIS GEOLÓGICO-AMBIENTAIS CONSIDERADAS EM PORTO ALEGRE

Com o objetivo de avaliar se há influência entre as variáveis geológico-ambientais na estimativa da capacidade de carga dos terrenos, foi realizada a análise da variância (ANOVA) para testar as influências de todos as variáveis consideradas entre si.

Como pode ser observado na tabela 4.9, a avaliação estatística demonstrou que para as variáveis consideradas, natureza geológica dos terrenos, grau de maturidade, condições geomorfológicas e solos aluviais, houve diferença significativa entre as variáveis para um nível de significância de 0,05, indicando que os solos formados pelas diferentes condições genético-ambientais não se equivalem.

5.3 – TERRENOS DE PORTO ALEGRE

5.3.1 – SOLOS RESIDUAIS DE PORTO ALEGRE

Sergeev (1980), em seu clássico artigo "**Engineering Geology and Protection of Environmental**" destaca, conforme ressalta a epígrafe, que os solos não são simples sistemas mecânicos de elementos granulométricos, ligados ou não por forças coesivas, com propriedades constantes, ressaltando a importância da consideração dos fatores genéticos e pós-genéticos que influenciaram a formação das propriedades e determinam sua evolução.

Schnaid (2000), citando Terzaghi e Peck (1967), Gibbs e Holtz (1957), Holubeck e D'Appolonia (1973), Marcusson e Bieganousky (1977), cita a influência do índice de vazios, cuja redução aumenta a resistência à penetração; citando Schultze e Miezenback (1961), a DIN 4.094, Clayton et al (1.982) e Skempton (1986) destaca a influência do tamanho médio das partículas, cujo aumento eleva a resistência à penetração.

O mesmo autor, citando a DIN 4.094 refere que solos uniformes apresentam menor resistência à penetração; citando Terzaghi e Peck (1967), Bazaraa (1967), de Mello (1971), Rodin et al (1974) e Clayton et al (1982) refere a influência da pressão neutra, que em solos finos densos produz dilatação, aumentando a resistência; citando Holubec e D'Appolonia (1973) e a DIN 4.094, cita a angulosidade das partículas, cujo aumento eleva a resistência à penetração; referindo Zolkov e Wiseman (1965), de Mello (1971), Dikran (1983), Clayton et al (1985) e Schnaid e Houlsby (1994) refere a influência do nível de tensões, cujo ampliação vertical ou horizontal aumenta a resistência, registrando ainda a influência da idade dos depósitos já referida anteriormente.

É até um pouco estranho que os modernos métodos de cálculo de capacidade de carga a partir dos dados de resistência de **SPT** e **CPT** não considerem nenhuma variável de natureza geológico-geotécnica, capaz de influenciar as propriedades dos solos granulares na resistência à penetração.

Isto se explica, provavelmente, pela ausência de trabalhos de campo monitorados e trabalhos teóricos sobre o assunto.

Estas características dos solos, decorrentes de sua natureza podem exercer influência determinante nas forças de inércia que são dominantes durante a penetração dinâmica e assim afetando os resultados dos ensaios de **CPT**.

Como na média, a influência das características físicas ou mecânicas do solo tende a se igualar, os resultados são coerentes na análise conjunta, e indicando que os índices são adequados tanto para dados de **SPT** como dados de **CPT**.

5.3.1.1 – INFLUÊNCIA DA NATUREZA GEOLÓGICA

Conforme descrito na Tabela 4.1, os granitos tipo Cerro Grande/Pinheiro Machado são rochas do tipo monzogranitos, com texturas médias a grosseiras, com grãos de quartzo grande. Já os Granitos tipo Morrinhos são sienogranitos de granulação mais fina, com mais matriz argilosa em função disto, com pequenos grãos de quartzo e freqüentemente cisalhados.

Estas feições texturais influenciam a penetração do cone e do amostrador-padrão de Terzaghi diferentemente. O cone parece remover lateralmente os grãos de quartzo no caso dos Granitos tipo Cerro Grande/Pinheiro Machado, influenciadas por composições e texturas geológicas, resultando em menores resistências.

Nestes solos, os dados a partir de **CPT** registram resistências menores do que o **SPT.**

No caso dos Granitos tipo Morrinhos, a grande influência da matriz argilo-siltosa, formada principalmente sobre os constituintes feldspáticos cisalhados, sobre os mecanismos de aferição de resistência também é responsável por uma redução da medida de resistência pelo cone nestes locais, quando comparado com o processo de sondagem à percussão.

Desta forma, fica explicada a ocorrência de variações acentuadas da capacidade de carga dos solos, de um bairro para outro da cidade de Porto Alegre em extensões laterais de terreno muitas vezes consideradas pequenas.

As variações são decorrentes de alterações na fábrica geológica, em função da herança textural recebida pelos solos residuais, de cada uma das rochas que o originou.

Muitas vezes estas variações laterais são suficientes para a ocorrência de recalques diferenciais que levam a problemas na estrutura ou à necessidade de controle de recalques e reforço de fundações.

5.3.1.2– INFLUÊNCIA DA MATURIDADE SOBRE OS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS DO TIPO CERRO GRANDE

A influência da maturidade foi avaliada para os solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande.

As características apresentadas e discutidas na Tabela 4.2 determinam que os valores encontrados mostrem variação relevante em relação a este item.

Danziger et al (1998) reconhecem que os níveis de água, em muitos casos são profundos neste tipo de perfil, onde os solos são geralmente parcialmente saturados.

Ainda assim, ocorrem variações acentuadas da capacidade de carga dos solos em pequenas extensões laterais de terreno em função de diferenças no estágio de maturidade dos solos.

A avaliação dentro de uma mesma unidade litoestratigráfica mostrou diferenças relevantes nesta variável para os perfis considerados dos métodos analisados.

A determinação exata dos fatores influentes vai depender de instrumentação de equipamentos de investigação e estacas e da obtenção de

dados de ruptura de provas de carga para efetivar regressão de dados e obtenção de índices de correlação, *com o controle dos novos parâmetros propostos.* Mesmo assim, é possível levantar hipóteses qualitativas coerentes com os resultados.

A maior resistência encontrada para a penetração do cone, gerada por forças de inércia, nos solos residuais maduros, pode ser explicada pela menor deformabilidade das argilas e materiais finos em geral, em condições estáticas confinadas, nas quais, ao contrário são mais suscetíveis ao procedimento próprio das sondagens à percussão, que implica no corte dos solos e sua inserção no interior do amostrador padrão.

A maior ou menor presença de minerais micáceos ou elementos que produzam cerosidade nos solos pode facilitar ou dificultar ambas as operações. A presença de muito material micáceo pode facilitar a entrada do cone nos solos, e dificultar o corte do terreno pelo amostrador de Terzaghi, se este não estiver convenientemente bizelado.

Da mesma forma, estruturas grumosas e a presença de areias ou relictos de rochas ainda não completamente intemperizados podem ser fatores influentes, facilitando ou dificultando a entrada do cone ou do amostrador de sondagem à percussão. Neste exemplo, a umidade dos materiais é outro fator a influenciar os procedimentos.

A interação entre estes diversos fatores explica a ocorrência de desvio padrão elevado para todas as médias das razões obtidas e explicita os novos parâmetros que devem ser empregados para o controle de execução de provas de carga, objetivando a determinação de dados de ruptura para efetivar regressões de dados e obtenção de índices de correlação em função destes fatores.

5.3.1.3 – INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA NOS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

Berry e Ruxton (1959) já descreveram e demonstraram os fatores decorrentes da influência geomorfológica (Figuras 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4) que interagem com todos os demais fatores, particularmente as condições de drenagem que são determinantes na ocorrência de transformações físico-químicas do solos.

Estes autores já destacavam que em diferentes tipos de taludes, são variáveis as condições dos terrenos. Nos taludes côncavos predominam os processos reptativos com todas as conseqüências previsíveis sobre as curvas de resistências dos solos. Nos taludes convexos, as menores declividades não influenciam de maneira decisiva na evoluções dos terrenos e, por conseqüência, na sua resistência.

Nos taludes côncavos, as curvas de resistência dos solos alternam intervalos de resistências maiores ou menor, de acordo com as reptações

identificadas e a conseqüência deste fenômeno sobre as densidades e, portanto, sobre as resistências ao cisalhamento dos terrenos, que em última análise, é sempre a grandeza medida.

Nos taludes convexos, as curvas de resistência dos solos sofrem incremento contínuo, desde a superfície, até os horizontes saprolíticos de transição entre os solos e as rochas.

Da mesma forma, nos taludes côncavos, ocorrem oscilações de composições granulométricas entre os estratos, enquanto nos taludes convexos, a variação de composição granulométrica é mais linear a medida em que se desenvolvem os perfis de solo.

Este conjunto de fatores se reflete nos perfis adotados e nas médias dos números de golpe de **SPT** e valores de resistência de ponta e resistência lateral de **CPT** e estão demonstrados nos resultados que diferenciam claramente os 2 tipos de populações de valores de resistência calculados em função de um ou de outro tipo de condição geomorfológica.

Os resultados encontrados confirmam estas observações, e apontam na direção de determinação de coeficientes que considerem esta variável nos métodos de cálculo de capacidade de carga dos terrenos, a partir de dados de **SPT** e **CPT**.

As condições de drenagem e confinamento dos terrenos, particularmente a natureza influente ou efluente dos lençóis responsáveis pela poro-pressão tem importância na determinação dos dados que serão levantados pelos equipamentos de investigação, aumentando ou diminuindo suas diferenças. A ausência de dados deste tipo nos perfis de sondagem descritivos de **SPT** e **CPT** analisados, não permitiu a análise destes fatores.

Conforme comprova-se neste trabalho, os fatores considerados que se restringem à composição granulométrica e tipo de fundação, induzem alterações nas estimativas de capacidade de carga, ao omitir fatores geológico-ambientais.

5.3.1.4 – INFLUÊNCIA DAS ZONAS DE FALHA NOS SOLOS DERIVADOS DOS GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

A influência de uma zona de falha nos solos derivados dos granitos do tipo Cerro grande são bem evidenciadas.

Fatores como a presença de zonas de falhamento com milonitização e diferentes quantidades de material micáceo, fragmentos de quartzo leitoso e condições de saturação do terreno, poderão futuramente ser avaliadas com instrumentação de estacas e provas de carga para cálculos de parâmetros de influência. Isto não foi feito aqui, por completa ausência destas informações nos materiais de sondagens analisados.

5.3.1.5 – INFLUÊNCIA DA NATUREZA ALUVIONAR DOS SOLOS

As razões diferentes encontradas para os aluviões, e análise indicando que se tratam de populações diferentes, indica que mesmo para os aluviões, onde predominam solos finos, para o qual foi originalmente desenvolvido o método de **CPT**, ocorrem variações relevantes e trata-se portanto de variável geológico-ambiental relevante.

O amostrador padrão de Terzaghi utilizado no **SPT** parece sofrer menor influência das características físicas dos materiais embora possa sofrer maiores interferências das condições determinadas pelos níveis de saturação.

Isto quer dizer que certas variáveis dependentes exclusivamente do método investigativo em relação ao seu comportamento nos solos, não foram instrumentalizadas e medidas.

Se tivessem sido consideradas por índices de correção, não haveriam diferenças entre os cálculos a partir de **SPT** e **CPT** para nenhum tipo de solo considerado.

Nos aluviões dos depósitos interdigitados, onde predominam materiais de granulação mais fina, os valores de resistência aferidos a partir de **CPT** se aproximam dos valores de **SPT**, com a média das razões de 1,18.

Nos depósitos aluvionares de planície de inundação, onde ocorrem extensas contribuições arenosas, a dificuldade de penetração do cone favorece a medição de resistências, culminando com uma média da razão de 1,87.

Se houvessem coeficientes retro-analíticos que considerassem as variáveis geológico-ambientais propostas, os resultados não seriam tão diferenciados para os fatores citados.

É válido lembrar que o método de cravação estática foi originalmente desenvolvido para a pesquisa das resistências dos terrenos aluvionares, ou de granulação fina ou compressíveis e de baixa resistência (Schnaid, 2000) particularmente argilosos, a partir do ***Delft Laboratory*** *na Holanda, e posteriormente na Europa.*

Nestes materiais as forças de inércia que são determinantes das resistências mensuradas por este equipamento de investigação de solos são similares e capazes de homogeneizar seus efeitos, distribuindo-se igualmente entre os resultados.

Provavelmente, a influência dos terrenos aluvionares que forneceram dados de sondagens e ruptura em provas de carga, usados por estes autores nas determinações retro-analíticas estatísticas que definiram os coeficientes utilizados em função da natureza granulométrica dos materiais, faz com que estes valores numéricos se mostrem mais apropriados para o uso generalizado.

Os desvios padrão menores apresentados pelo tratamento estatístico dos dados dos aluviões de Porto Alegre, em relação aos terrenos residuais da mesma região, Porto Alegre, corroboram esta hipótese.

Obviamente, aluviões em São Paulo são mais parecidos com os aluviões de outra região do que os terrenos residuais, no caso de São Paulo, resultantes da decomposição de rochas sedimentares fracamente diagenizadas de sua bacia

e no caso de Porto Alegre, por exemplo, resultantes da decomposição de maciços graníticos e complexos metamórficos de alto grau, com todas as condicionantes diferenciadas.

São estas variáveis que este trabalho procura definir, para auxiliar em futuras determinações de índices através instrumentação de estacas, provas de carga e regressões estatísticas.

Oliveira (1975) discutindo a origem dos materiais para formação dos solos, descreve a importância que estes processos determinam como herança nas características dos materiais, obviamente nos caracteres físicos também. E, portanto, tem influência sobre os métodos de aferição de resistência dos solos e os resultados alcançados pelos cálculos de determinação de capacidade de carga.

5.4 – TERRENOS DE PASSO FUNDO

5.4.1 – INFLUÊNCIA DAS DIFERENTES VARIÁVEIS GEOLÓGICO-AMBIENTAIS CONSIDERADAS EM PASSO FUNDO

Para testificar se há avaliar se há influência entre as variáveis geológico-ambientais na estimativa da capacidade de carga dos terrenos, foi realizada a análise da variância (ANOVA) para testar as influências de todos as variáveis consideradas entre si.

Como pode ser observado na Tabela 4.15, a avaliação estatística demonstrou que para as variáveis consideradas, grau de maturidade, condições geomorfológicas, houve diferença significativa entre as variáveis para um nível de significância de 0,05, indicando que os solos formados pelas diferentes condições genético-ambientais não se equivalem.

5.4.2 – INFLUÊNCIA DA MATURIDADE

Para os solos de Passo Fundo, é preciso salientar que a quantidade de dados resultantes de sondagens à percussão e sondagens dinâmicas é menor do que em Porto Alegre.

Por motivos vinculados com a maturidade dos perfis de solos sobre as rochas basálticas, parece mais fácil a penetração do cone sobre os horizontes basálticos (médias de razões de 0,88 para terrenos jovens e 0,68 para terrenos maduros).

A ausência de material com granulação arenosa neste perfis, parece ser

fundamental para facilitar a penetração do cone. Estas facilidades não se extendem nem se reproduzem para o amostrador de sondagem à percussão.

Este fato explica grande parte dos problemas com dimensionamento e execução de fundações de edifícios executados na cidade de Passo Fundo. São frequentes casos de recalques em obra, não raro evoluindo para recalques diferenciais, acarretando prejuízos para as obras e muitas vezes necessidade de reforço de fundações.

A situação mais relevante é no caso dos solos maduros (média das razões 0,68), onde a diferença entre os métodos é tão grande, que merece análises mais detalhadas em trabalhos futuros, com a compilação de uma quantidade maior de dados.

Na verdade, não estão ocorrendo incorreções na aplicação da boa engenharia geotécnica dentro dos parâmetros atualmente reconhecidos e vigentes. Os equívocos são decorrentes da utilização por simples transposição de métodos e parâmetros de dimensionamento que precisam ser rediscutidos e redefinidos para as condições regionais.

A determinação precisa dos fatores influentes vai depender de instrumentação de equipamentos de investigação tanto por **CPT** quanto por **SPT** e das estacas, bem como da obtenção de dados de ruptura de provas de carga para efetivar regressão de dados e obtenção de índices de correlação, como nos casos anteriores para os solos de Porto Alegre.

Hipóteses qualitativas coerentes podem atribuir as diferenças, à natureza da fábrica herdada pelos solos formados ***in situ*** pela decomposição dos basaltos.

5.4.3 – INFLUÊNCIA DA GEOMORFOLOGIA

Estes solos, derivados das rochas basálticas, apresentam granulometria fina, predominantemente argilosos e siltosos. Como não ocorre o mineral quartzo nos basaltos, não existem frações arenosas nos solos.

Assim, eventuais porções arenosas resultam de fragmentos basálticos em decomposição formando relictos de maior granulometria, geralmente confinados ao horizonte saprolítico de transição entre os solos e a rocha, fora do alcance dos dados disponíveis das investigações tanto por **CPT** quanto por **SPT**.

A natureza dos materiais que constituem estes terrenos envolve grande quantidade de minerais argilosos cloríticos e argilo-minerais próprios de terrenos latossólicos. Resultante disto é a elevada cerosidade do terreno e seu caráter "macio".

O resultado da média das razões para os taludes côncavos é de 0,46 e para os taludes convexos 0,31.

O nível freático profundo neste tipo de terreno, impede a produção de pressões devidas à confinamento e saturação, facilitando a condição de penetração do cone, e consequentemente, diminuída a resistência medida. As

sondagens à ferramenta de percussão parecem ser menos influenciadas por estes fatores, que parecem determinar alguma distorção no resultado final das capacidades de carga obtidas a partir de dados de **CPT**.

5.5 – CORRELAÇÕES EXISTENTES DE SPT

As primeiras correlações efetuadas para o número de golpes do **SPT**, foram realizadas por Terzaghi e Peck (1967), que definiram seus coeficientes N_c, N_γ e N_q em função do **N** das sondagens, criando tabelas que fornecem diretamente a pressão admissível dos solos com um coeficiente de segurança de 3 para sapatas.

Estes valores serviram para executar cálculos de fundações baseados em Teoria de Elasticidade, cuja premissa é a homogeneidade dos materiais.

Como rapidamente se chegou a um consenso sobre a heterogeneidade própria dos materiais naturais, também nos solos, os cálculos não tiveram mais sua premissa de homogeneidade atendida e foram abandonados, permanecendo como registro histórico.

Posteriormente, Terzaghi e Peck (1967), propuseram relacionar **N** com consistência das argilas (Tabela 5.1 a) e compacidade das areias, (Tabela 5.1 b).

Tabela 5.1 – Correlações de **N** para argilas (a) e areias (b), propostas por Terzaghi e Peck (1967).

N	CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (Kg/cm^2)
2	Muito mole	0,25
2 – 4	Mole	0,25 - 0,50
4 – 8	Médio	0,50 – 1
8 – 15	Consistente	1 – 2
15 – 30	Muito Consistente	2 – 4
30	Dura	4 – 8

(a)

N	COMPACIDADE DAS AREIAS
0 – 4	Muito Fofas
4 – 10	Fofas
10 – 30	Medianamente compactas
30 – 50	Compactas
> 50	Muito Compactas

(b)

Costet e Sanglerat (1975) assinalam que nas tabelas de Terzaghi e Peck (1967) podem ocorrer vários erros, devidos:

- às condições do amostrador;
- às condições das ponteiras do amostrador;
- ao nível freático;
- ao sistema de drenagem interna dos solos;
- ao confinamento dos solos em função da cravação do revestimento;
- ao tempo de desconfinamento devido à colocação de revestimentos;
- à quantidade de composição da perfuração que pode absorver parte da energia dinâmica transferida pelo peso.

Sobre os erros possíveis vários autores discorrem e também alicerçados em nossa experiência, podemos sintetizar os seguintes ítens:

- ♦ variações na altura da queda do peso que transferem diferentes energias ao sistema;
- ♦ o uso de composições com hastes fora do padrão de peso;
- ♦ obstaculização da queda livre por manejo inadequado do guincho;
- ♦ excesso de uso do fluido estabilizador com bentonita, que absorve parte da energia transferida pelo peso à composição;
- ♦ falta de limpeza de detritos no furo quando as operações de lavagem são incapazes de remover todos os resíduos de solos escarificados; e,
- ♦ até mesmo descuido na contagem do número de golpes.

De Mello (1971) faz uma extensa revisão do estado da arte do **Standard Penetration Test** na ***IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering***, em Porto Rico, descrevendo os seguintes fatores como capazes de afetar a resistência à penetração nas argilas:

- ❑ fatores humanos imprevisíveis;
- ❑ variações na energia induzida transferida para a ponta do amostrador; para corrigir este fator, propõe tabelas de correção de acordo com as especificações dos equipamentos e profundidades;
- ❑ fatores associados ao diâmetro do furo;
- ❑ o uso de diferentes lamas de perfuração;
- ❑ a natureza dos solos e suas condições;
- ❑ a presença de "zonas anômalas" ou rompidas no terreno e sua profundidade.

A influência da natureza dos solos e suas condições, referidas por este autor, são observadas, particularmente no comportamento dos materiais argilosos dos taludes côncavos e convexos. A maior ou menor quantidade de vazios destes solos, a presença de nível freático livre ou confinado, e a influência das reptações, influencia as medidas de resistência obtidas pelos equipamentos de SPT e CPT.

Badillo e Rodriguez (1977) descrevem o uso extensivo de **SPT** no México com peso de 190 lb (63,5 Kg) e altura de queda de 30" (76 cm), contando o número de golpes necessário para cravação de 30 cm (ou 1 pé) do amostrador, com coleta de amostra, lavagem e limpeza da perfuração contínua para execução dos ensaios. Atestam a ampla possibilidade de correlação entre a compacidade medida nas areias por este método e os ângulos de atrito interno do material e os valores de resistência à compressão simples (ou q_u) ou coesão nas argilas.

Estes autores apresentam gráficos para correlações de número de golpes (**N**) com compacidade para materiais arenosos e areno-argilosos, reproduzindo também a tabela de Terzaghi e Peck (1967) para argilas.

Bowles (1984) faz uma exposição de **SPT**. padronizado pela norma americana **ASTM** (**D1586**), destacando que originalmente foram desenvolvidos para investigar solos coesivos. Apresenta tabelas detalhadas de correlação de número de golpes (**N**) para areias e argilas.

Costet e Sanglerat (1975) ressaltam que o **SPT** é relativamente pouco empregado na Europa, mas de uso sistemático em toda a América, onde suas modalidades de aplicação estão definidas em numerosas especificações.

*Quando estudamos as diferenças entre **SPT** e **CPT**, estamos involuntáriamente comparando métodos desenvolvidos e amplamente utilizados na América, com procedimentos criados, evoluídos e muito empregados na Europa.*

Portanto a tentativa de legitimar novas variáveis interferentes nos processos de avaliação da resistência dos solos pelos 2 métodos, faz sentido diante de nossa realidade de geologia, geotecnia, clima e demais fatores, que são diferenciados na Europa e podem nem existir, caso dos amplos perfis de solos residuais, resultantes de climas tropicais úmidos.

Assim, avaliações sobre influência do nível freático, não são iguais em climas diferentes. Terzaghi e Peck (1967) propõem, por exemplo, avaliações particulares para as areias finas, onde um **N'** (número de golpes obtido abaixo do nível d'água) deve sofrer uma correção, proposta por estes autores, para obtenção de **N**:

$$N = 15 + 1/2\ (N'-15)$$

onde

N = Número de golpes para penetração de 30 cm do amostrador padrão

N' = número de golpes obtidos abaixo do NA

Esta observação é parcialmente verdadeira para certos tipos de terrenos em certas condições.

Por exemplo, no caso das argilas onde a retirada de amostras indeformadas é mais simples que nos materiais granulares, podem ser adotadas

soluções teoricamente satisfatórias, construindo escalas de consistência a partir de suas resistências à compressão simples "q_u", sendo adotada pela maioria dos autores a convenção da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Correlações entre resistência à compressão simples e valores de **N** de **SPT**, segundo Costet e Sanglerat (1975).

CONSISTÊNCIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	TERZAGHI N (SPT)
Argilas muito moles	$q_u < 2,5$ t/m^2	0 a 2
Moles	$2,5 < q_u < 5$ t/m^2	3 a 4
Médias	$5 < q_u < 10$ t/m^2	5 a 8
Rijas	$10 < q_u < 20$ t/m^2	9 a 15
Muito rijas	$20 < q_u < 40$ t/m^2	16 a 30
Duras	$q_u > 40$ t/m^2	N > 30

Os dados acima são análogos aos de Terzaghi e Peck (1967).

Para as argilas siltosas, as características plásticas do conjunto do material permite que sejam adotados os mesmos parâmetros da tabela de consistência apresentada. Também podem ser classificadas as argilas em função da plasticidade. Antigamente era utilizada a terminologia **magra ou gorda** para referir a plasticidade.

Para a escala de plasticidade estes autores recomendam a seguinte escala prática:

- Pouco plástica - IP < 40%;
- Medianamente plástica - 40% < IP < 100%;
- Muito plástica - IP > 100%.

Com a classificação dos solos enfatizando a granulometria associada às características plásticas a partir dos Limites de Atterberg, é possível obter melhor uniformidade nas interpretações.

Nas argilas, é definido o Índice de Consistência (IC) analogamente ao que se adota com o GC para as areias, considerando então o teor de umidade como um bom indicador de consistência de uma argila, e adotando os Limites de Liquidez e de Plasticidade como representativos dos extremos de variação do mesmo em circunstâncias comuns.

IC = LL - h / LL - IP

Para determinação do Índice de Consistência não são necessárias amostras indeformadas, mas as correlações podem ser prejudicadas porque uma vez destruída a estrutura interna das argilas, os índices podem ter significados diferenciados, particularmente devido à sensibilidade da maioria das argilas.

Considerando que o teor de umidade é usado para indicar a densidade dos solos, os critérios anteriormente adotados somente seriam válidos para solos

saturados.

A tendência moderna é de enfatizar as classificações quanto à natureza geológico-geotécnica dos solos, num procedimento qualitativo de grande valor prático na engenharia de fundações, como aqui executado.

Nos solos arenosos, as dificuldades de obtenção de amostras indeformadas para determinação dos índices físicos como densidade aparente da amostra seca ou saturada, índice de vazios, porosidade e resistência à compressão, são maiores.

Em estudos realizados objetivando a determinação do grau de compacidade (ou Densidade Relativa, Dr) através do ensaio de penetração dinâmico, Gibbs e Holtz (1975), assinalam que a relação entre GC e N_{SPT} não pode ser estabelecida de maneira tão direta como mostram Terzaghi e Peck (1967), pois o Grau de Compactação das Areias é também uma função da profundidade (carga efetiva) em que se encontra o material ensaiado (Figura 5.1).

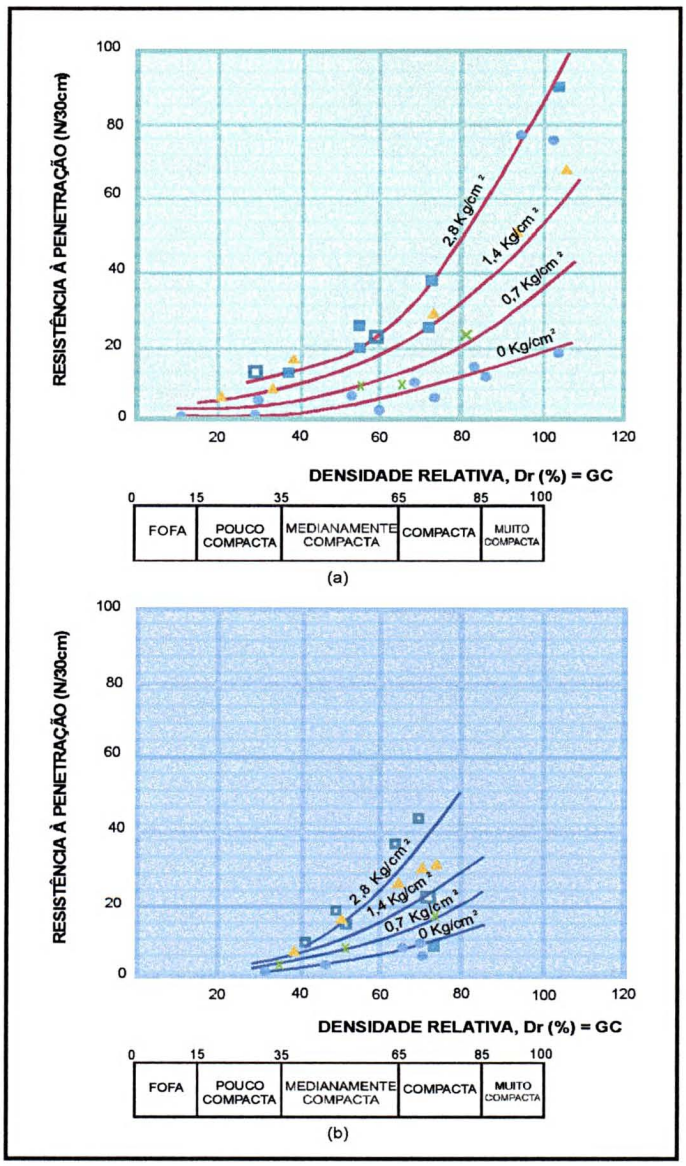


Figura 5.1 - Interrelação entre N_{SPT}, GC e sobrecarga. (a) Areia Grossa; (b) Areia fina (Gibbs e Holtz,1975).

*O número de golpes **N** obtido a pequenas profundidades, em geral é muito baixo. A uma grande profundidade, o mesmo solo, tem sua densidade relativa elevada, apresentando valores bem mais altos para **N**.*

Considerando que a resistência ao cisalhamento dos solos é função da densidade, o aumento do peso dos solos sobrepostos, ou seja sobrecarga de solos, influi ao elevar a densidade relativa, e consequentemente em aumentar a resistência à penetração do amostrador.

As influências do peso do próprio solo sobre as resistências medidas é nítida nos diversos tipos de terreno avaliados em Porto Alegre. Solos residuais do tipo granítico são mais densos.

Solos jovens também são mais densos do que solos maduros, onde já houve completa decomposição da rocha e mesmo processos de migração.

Solos de taludes, devido a processos de transporte reptativo, muitas vezes tem sua densidade diminuída, e portanto influenciam menos no aumento da resistência dos terrenos sotopostos.

Terrenos aluvionares tem menor densidade e influenciam menos na compactação dos materiais que estão abaixo, produzindo menores índices de crescimento das resistências com o aumento das profundidades.

Para os terrenos de decomposição basáltica, os variados processos de migração das argilas e a ausência de materiais granulares devido à composição mineralógica da rocha não apresentar quartzo.

O quartzo, quando presente, permanece na forma de grão na fração mais grosseira dos solos, resistindo ao intemperismo físico-química, faz com que a influência do peso sobre o crescimento da resistência com a profundidade seja menor.

Até mesmo autores antigos como Terzaghi e Peck (1962) e também Burmister (1948), já haviam percebido que "**a resistência à penetração de um amostrador em solos granulares é um indicativo de seu grau de compacidade**", mas não tinham interligado o fato com a tensão de confinamento a que estariam submetidos os terrenos, ou com outros parâmetros, como aqui apresentados, ou seja:

1. a natureza geológica dos terrenos;
2. o grau de maturidade;
3. as condições geomorfológicas.

Gibbs e Holtz (1975) apresentam um gráfico relacionando a resistência a penetração com a densidade relativa de areias. Na Figura 5.2 é apresentado este gráfico.

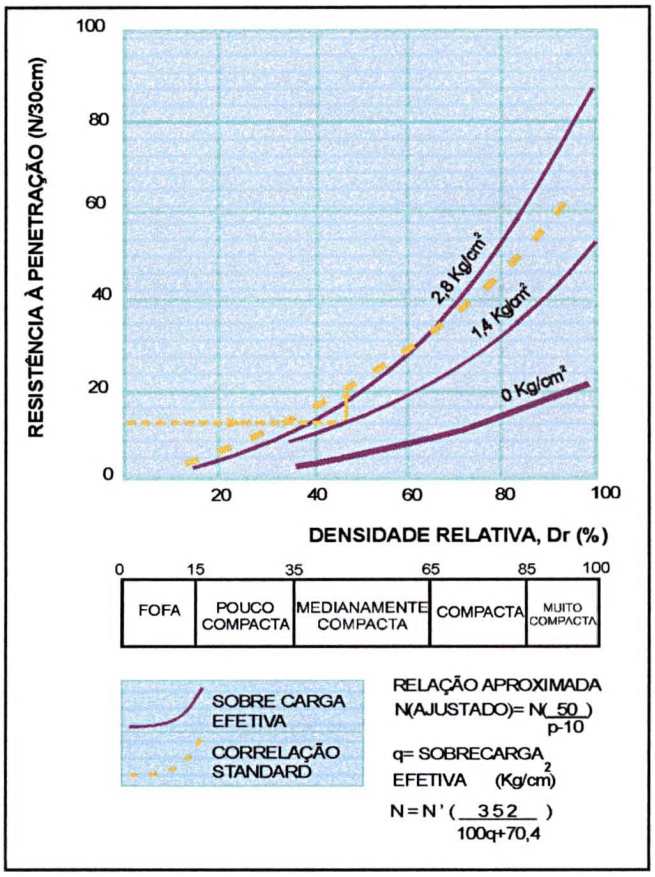


Figura 5.2 - Relação entre a Resistência à Penetração e a Densidade Relativa de Areias (Gibbs e Holtz, 1975).

A influência da profundidade pode ser traduzida como:

$N' = \mathbf{N} \times (352 / 100\ q + 70,4)$

onde: N' é o valor corrigido da resistência à penetração, **N** é o valor de resistência à penetração obtido no ensaio de campo e q é a sobrecarga em kg/cm^2 oscilando até 2,8, considerando o peso específico submerso dos solos, quando abaixo do nível freático.

Quando o valor de N' exceder o dobro do valor de **N**, é recomendado o uso de um Fator de Segurança em torno de 1,5; para valores de N' igual ou maior a três vezes o valor de **N** de campo, é recomendado adotar um fator de correção igual a 2.

Os resultados de Gibbs e Holtz (1975) são válidos quando 10% do diâmetro está abaixo do diâmetro de 0,035 mm para areias finas e do diâmetro de 0,35 mm para areias grossas, com coeficientes de compressibilidade igual ou abaixo de 10 e de 6, respectivamente.

Schultze e Meltzer (1965) verificaram que em função de alterações nestes parâmetros, as alterações em Dr atingem oscilações no desvio padrão de até 7%. Para outras condições geológico-geotécnicas as alterações podem atingir a ± 20%. Também citam que a correlação entre N / Dr não é válida para areias finas saturadas.

Estas alterações densidade das areias pode ser um dos fenômenos que justifique as diferenças encontradas entre as estimativas de capacidade de carga quando se consideram diferentes naturezas geológicas. E ainda mais, esta alteração na densidade das areias em função da resistência, modifica de maneira mais acentuada as aferições de capacidade de carga executadas a partir de equipamentos do tipo CPT do que SPT.

O CPT nitidamente parece ter dificuldades de "criar" espaços para penetrar em meio a materiais arenosos em densidade elevada, que dificultam seu deslocamente lateral.

Neste cenários, o cone tende a avaliar resistências superiores a realidade das densidades, pela dificuldade de operação criada pelo material granular.

Terzaghi e Peck (1962) afirmam que em solos finos submersos (argilas, siltes, argilas areno-siltosas, siltes arenosos e areias finas) com valores de **N** do **SPT** acima de 15, deve ser efetuada a seguinte correção:

$$N' = 15 + (N - 15) / 2$$

Esta correção considera que o índice de vazios crítico para estes solos ocorre aproximadamente para **N** = 15 e que o coeficiente de permeabilidade é tão baixo que provoca o surgimento de pressões neutras que, quando positivas, tendem a reduzir o valor do número de golpes **N** (no caso solo impermeáveis de baixa compacidade ou consistência); quando estas pressões neutras são negativas (solos impermeáveis de alta compacidade ou consistência, com $N \geq 15$) tendem a aumentar o valor de **N.**

Este é um dos fatores que explica o motivo da influência da natureza geológica dos terrenos, estágio de maturidade e condições geomorfológicas sobre as resistências aferidas nos solos para cálculo das capacidades de carga.

Mas com exceção das situações onde é possível determinar a capacidade de carga dos solos através de ensaios de resistência à compressão simples, os índices de resistência à penetração do amostrador tipo Terzaghi são a melhor maneira para determinar a consistência ou compacidade de um terreno para o dimensionamento de fundações.

A grande maioria das obras de engenharia no Brasil tem seu projeto geotécnico desenvolvido sobre dados de sondagens geotécnicas à ferramenta de percussão. Mesmo que empíricas ou genéricas, as correlações entre o **N** do **SPT** e parâmetros como resistência dos solos, compressibilidade, densidade, ângulo de atrito interno, coesão, índices de plasticidade e até mesmo tensão geoestática efetiva são extremamente úteis nas aplicações em projetos geotécnicos.

A correlação entre **N** do **SPT** e o peso específico aparente (γ) ainda que bastante genérica é apresentada por Berberian (1986) e reproduzida na Figura 5.3.

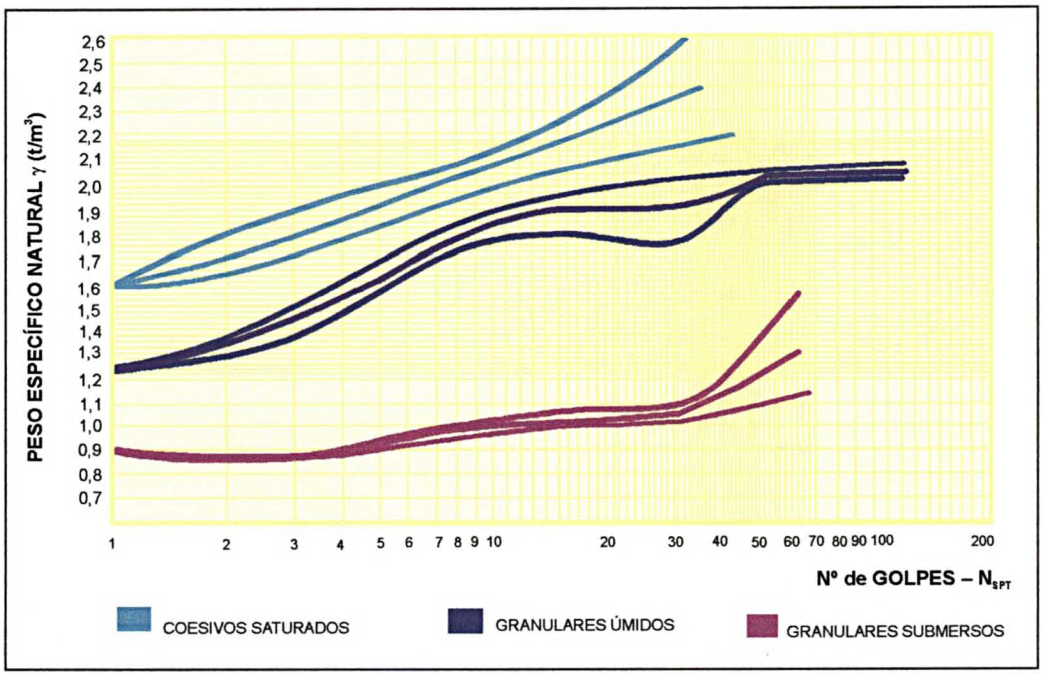


Figura 5.3 - Correlação em N_{STP} x γ (Berberian, 1986).

Lambe (1951) apresenta uma correlação para estes valores considerando sobrecargas de até 12 m, com $\gamma = 1,6$ t/m^3.

Esta correlação, apresentada por Peck et. al. (1953) é conservativa para profundidades menores que 12 m.

Peck et al. (1953) apresentam uma correlação entre **N** do **SPT** e ângulo de atrito interno (ϕ), não considerando os efeitos de sobrecarga. Esta relação é apresentada na Figura 5.4.

Meyerhof (1956) apresenta várias correlações para estimativa do ângulo de atrito interno das areias com base no Grau de Compacidade (GC ou Dr) das areias. Para materiais arenosos, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). propõe:

$\phi = 30° + 0,15$ Dr

onde Dr é estabelecida em percentuais.

Rochas com maiores ângulos de atrito interno ou seja texturas mais resistentes, produzem solos mais resistentes. Esta relação já é bem conhecida da geotecnia. Nos solos que tem sua maior resistência derivada apenas dos efeitos das matrizes texturais, o comportamento do CPT parece muito similar ao do SPT.

Nos solos residuais onde a maior resistência deriva também da presença de material de maior granulometria, o CPT tende a estimar menores valores de resistência dos terrenos.

E nos terrenos de origem aluvionar onde a composição granulométrica é mais fina, os valores de resistência medidos pelo CPT tendem a medir maiores resistência dos terrenos, quando comparados com

os valores de SPT.

Nos solos derivados de rocha basáltica, de granulação extremamente fina, encontrados em Passo Fundo, o CPT mostra medir menores resistências do que o SPT.

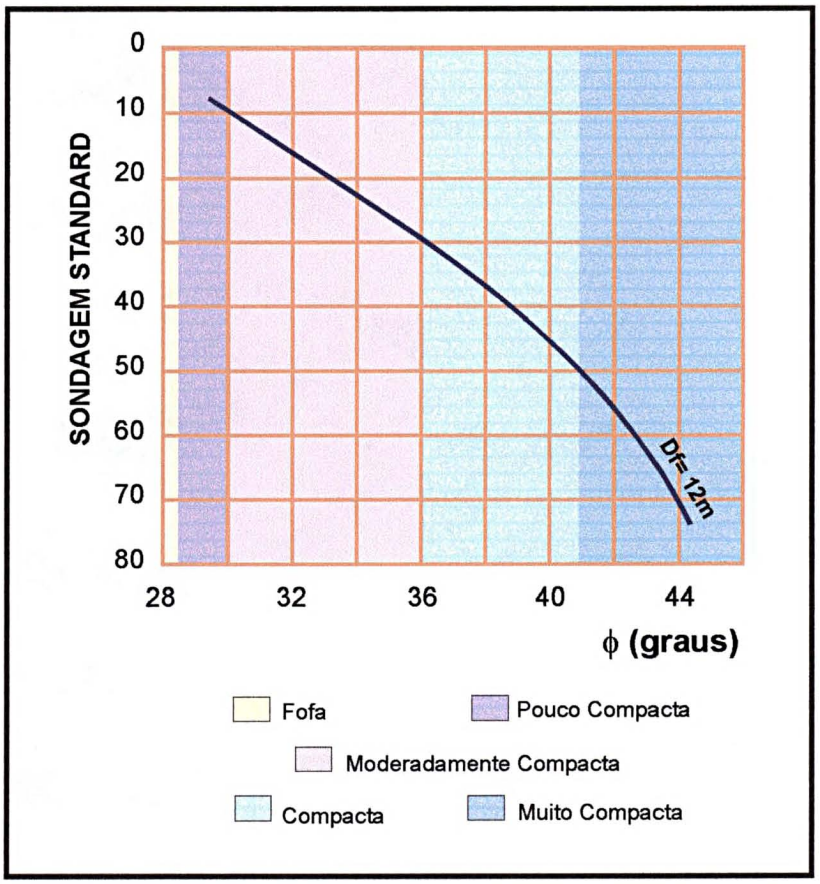


Figura 5.4 - Correlação entre o ângulo de atrito e N_{SPT} (Peck et al., 1953).

Zeevaert (1972) faz uma proposta para determinação de ângulo de atrito interno em areias bem graduadas:

$\phi = 26 + 0{,}2\ Dr$

onde Dr é a densidade relativa.

De Mello (1971) apresenta a seguinte expressão:

$(1{,}49 - Dr) \tan \phi = 0{,}712$

onde Dr é a densidade relativa.

De Mello (1967) procurou estabelecer a relação entre ϕ e os valores de **N** e P_v (tensão geoestática efetiva) sem o passo intermediário, tão discutido, de obter a Dr das areias.

Na Figura 5.5 são apresentados os valores numéricos desta equação, onde as retas fornecem os valores de ϕ para areias finas, grosseiras e misturas de ambas.

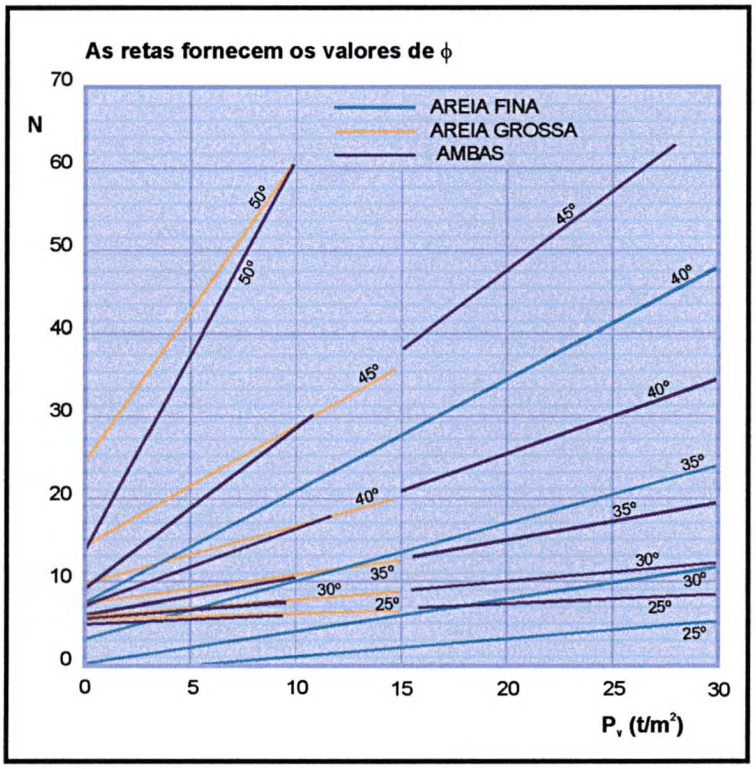


Figura 5.5 - Relação entre ϕ, P_v e **N** (**SPT**) (De Mello, 1967; Gibbs e Holtz, 1975).

A relação comumente aceita para coesão com o **N** do **SPT** é a seguinte:

$c = \mathbf{N} / \alpha$

onde c é a coesão, **N** é o número de golpes obtido no campo e α um índice que adota os seguintes critérios:

- $\alpha = 27$ para argilas de baixa plasticidade CL, e siltes argilosos MC, segundo a classificação do SUCS;
- $\alpha = 15$ em outras situações, tomando por referência o padrão geral estabelecido por Terzaghi e Peck (1967).
- $\alpha = 13$ para argilas de plasticidade intermediária, do tipo CL segundo o SUCS;
- $\alpha = 8$ para argilas de alta plasticidade, do tipo CH do SUCS;

O **US Navy**, em 1971, apresenta correlações entre coesão e **N** considerando $q_u = 2c$, onde c é a coesão. Esta correlação é apresentada na Figura 5.6.

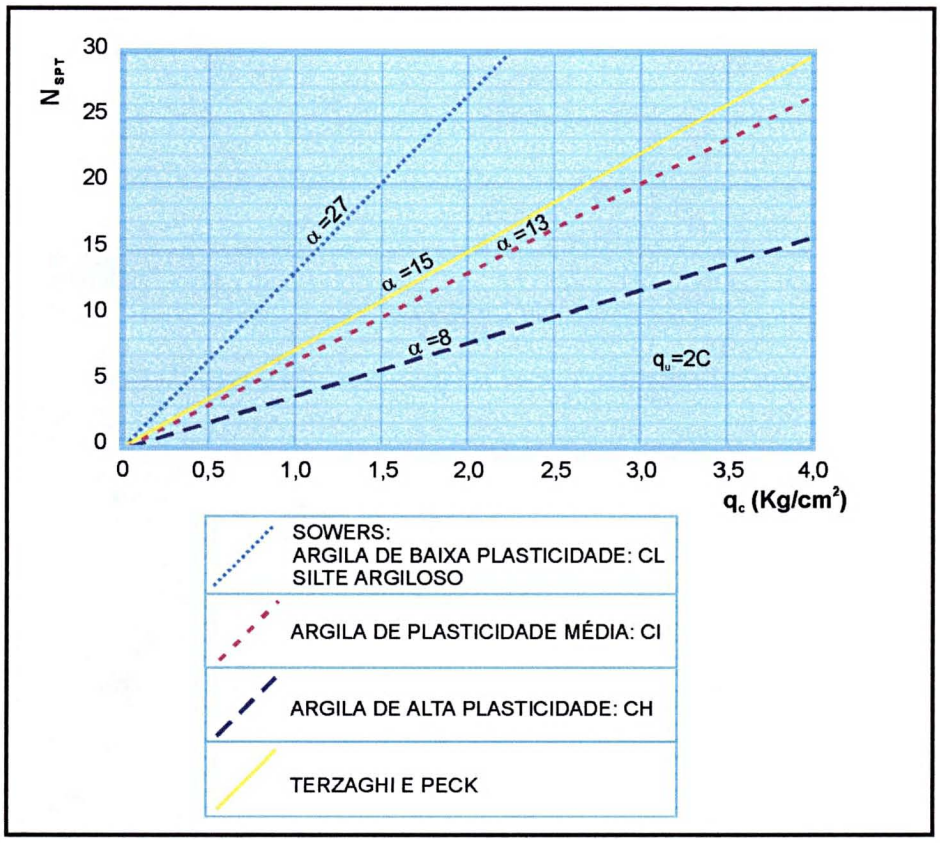


Figura 5.6 - Correlações entre N_{SPT} e c (US Navy, 1971).

Existem indicações de que para uma mesma resistência q_u o valor de **N** do **SPT** cresce com aumento da relação de pré-adensamento da argila (**OCR** razão de sobre-adensamento).

Em contraposição Schmertmann (1975) e De Mello (1971) mostram que o valor de **N** decresce com o grau de sensibilidade "S" das argilas.

A coesão também pode ser obtida a partir da relação entre Índice de Plasticidade (IP) das argilas, e tensão geoestática efetiva (P_v) que atua sobre a camada de interesse. Esta relação é apresentada na Figura 5.7 extraída de Berberian (1986).

A curva deste gráfico foi construída para argilas normalmente adensadas de grau de sensibilidade baixos ou médios ($S \leq 4$). Por este gráfico é possível determinar o grau de pré-adensamento da argila com o valor de coesão, pois com c e IP é possível determinar a tensão geoestática efetiva correspondente. A seguir é determinado o valor de P_{vr} que quando for igual a P_v indica que a argila é normalmente adensada. Se P_{vr} é menor que P_v a argila encontra-se em estado pré-adensado, uma vez que a relação c/P_v para uma determinada argila é aproximadamente constante.

Conforme é possível concluir dos gráficos, nas argilas de alta plasticidade, é menor a influência da coesão sobre o aumento da resistência do SPT. Este fato é perfeitamente observado nos perfis de sondagens à percussão de Passo Fundo, em solos de decomposição de basalto que se

encontram em estágio de maturidade avançada. Nestes locais, os aumentos de resistência de SPT com o aumento de profundidade não são lineares, e a influência sobre as aferições de resistência obtidas a partir de CPT são ainda maiores.

Isto corresponde a afirmar que com o valor de IP, c e com o grau de confinamento efetivo que atua sobre a amostra no campo, todo o ponto plotado com o par de coordenadas (IP, c/P_v) que ficar acima da reta, que é a reta de pré-adensamento (PP) indicará que a argila é pré-adensada. O pré-adensamento será tanto maior quanto mais o ponto se afastar da reta na vertical.

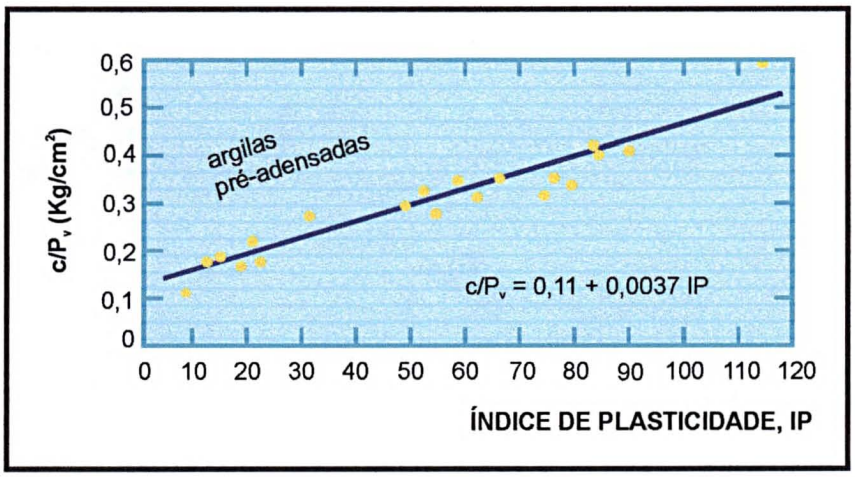


Figura 5 7 - Relação entre IP e c / P_v (Berberian, 1986).

Schmertmann (1975) sugere que as argilas podem ser consideradas como normalmente adensadas quando:

N < profundidade (m) / 1,66

Bjerrum (1973) demonstra a obtenção de parâmetros de resistência intrínseca de uma argila normalmente adensada, com quantidades variáveis de material arenoso a partir do IP.

Tokimatsu (1988), Seed e De Alba (1986) e Chang (1988) apresentam revisões sobre a avaliação das propriedades dinâmicas dos solos a partir dos resultados do **N** do **SPT**.

Skempton (1986) e Seed e Harder (1990) fazem análises sobre os fatores que afetam os resultados do método, confirmando vários itens discutidos anteriormente.

Mitchell (1988) apresenta uma análise de novos equipamentos desenvolvidos para sondagens especiais com testes de penetração, mas estes equipamentos não são de uso corrente nas obras, não havendo muitos resultados destes tipos de ensaio disponibilizados.

Wroth (1988) faz uma revisão da análise dos problemas de interpretação das curvas de resistência à penetração do amostrador nos ensaios de **SPT,** também corroborando e acrescentando novos dados às interpretações clássicas.

Ranzini (1988) aprimorou o tradicional ensaio **SPT**, sugerindo a obtenção

do atrito lateral através da medida do torque máximo necessário para vencer a aderência amostrador-solo.

O estudo destas relações implicita a consideração de outras variáveis à interpretação dos dados das investigações geotécnicas através de SPT e CPT sob o enfoque da mecânica dos solos.

As razões encontradas neste trabalho, simulando diferentes naturezas geológicas das fábricas texturais dos solos, em diferentes estágios de evolução e condições geomorfológicas, confirmam que mais variáveis podem e devem ser consideradas nas interpretações realizadas para execução dos cálculos de capacidade de carga a partir dos elementos definidos nos procedimentos investigativos mecânicos.

Na verdade, esta visão naturalista se contrapõe a uma visão mecanicista dos solos, como material independente de variáveis naturais.

5.6 – CORRELAÇÕES EXISTENTES DE CPT

As correlações que tem por base resultados de ensaios de **CPT** permitindo a determinação de parâmetros de resistência são estabelecidas tendo por premissas condições que conduzem a um comportamento não-drenado (*depósitos de solos saturados coesivos*) ou a um comportamento drenado (*em depósitos de solos não-coesivos*).

Em materiais com granulometria grosseira não cimentados e saturados, onde os ensaios de penetração ocorrem em condições em que não haja desenvolvimento de pressões neutras, os resultados do ensaios podem ser utilizados para avaliar a resistência ao cisalhamento drenado, expressa através do ângulo de atrito interno efetivo.

Para solos de granulometria fina, saturados e com baixa permeabilidade, o ensaio de penetração ocorre em condições essencialmente não-drenadas e neste caso, os resultados dos ensaio são utilizados para avaliar a resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais representadas pela resistência ao cisalhamento não-drenada c_μ.

A interpretação dos resultados dos ensaios em condições intermediárias de drenagem é dificultada devido ao grande número de variáveis e fatores envolvidos.

Neste trabalho serão analisadas apenas as correlações mais comuns existentes entre os resultados de **CPT** e ângulo de atrito interno, densidade relativa e módulo de deformação.

De Beer (1974) para determinar a natureza da relação entre q_c e f_s e as propriedades mecânicas dos solos, diz ser conveniente elaborar uma análise dimensional de todos os parâmetros envolvidos.

Para solos coesivos a resistência à penetração do cone é uma função da geometria do carregamento, da sobrecarga, do grau de adensamento, da densidade relativa (nos solos granulares), da distribuição granulométrica,

da estrutura e da deformabilidade do esqueleto dos grãos, da velocidade de penetração, e ainda de outras variáveis.

Este trabalho de De Beer (1974) apresenta uma tendência que posteriormente evoluiu e que se materializa no presente trabalho. Os fatores que este autor considera, são resultantes de variáveis aqui propostas.

Meyerhof (1974) indica que abaixo da profundidade crítica, para solos não-coesivos ou arenosos, normalmente adensados, o ângulo de atrito interno pode ser obtido de maneira aproximada e de forma direta a partir da resistência de ponta limite (o valor máximo de q_c, obtido na profundidade crítica, abaixo do qual a resistência à penetração apresenta pequena ou nenhuma variação)

Os parâmetros destas relações são empíricos e estão exibidos na Figura 5.8 baseando-se em ensaios realizados na França e Alemanha.

Se todas as relações mecanicistas executas com solos eram empíricas, muito mais justificadas estão as correlações propostas neste trabalho, que apresentam parâmetros de controle muito objetivos e nada empíricos.

Todas as relações entre valores de resistência, como ângulo de atrito interno e coesão, ao se relacionarem com os parâmetros granulométricos, indiretamente estão considerando a natureza geológica dos terrenos.

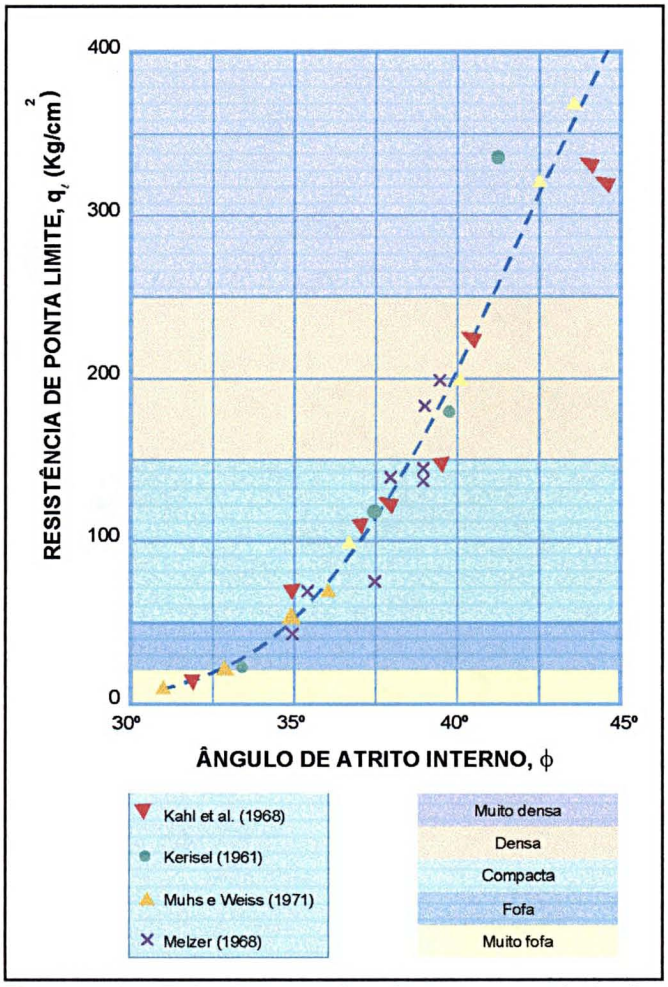


Figura 5.8 - Relação aproximada entre a resistência de ponta limite q_l e o ângulo de atrito interno, ϕ de areias (Meyerhof, 1974).

As características granulométricas e outros fatores parecem ser mais importantes nas correlações dos solos densos, em mais um indicativo da importância dos fatores geológicos-geotécnicos.

Na Tabela 5.3 são apresentadas as relações aproximadas entre densidade relativa, resistência à penetração do cone e ângulo de atrito interno para solos não coesivos.

Tabela 5.3 - Relações aproximadas entre o grau de compacidade, Dr, N, q_c, e ϕ para solos não coesivos (Meyerhof, 1974).

GRAU DE COMPACIDADE	Dr – DENSDADE RELATIVA	N – SPT (golpes / 30 cm)	q_c - CPT (kg/cm^2)	ÂNGULO ϕ (graus)
Muito fofa	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Fofa	0,2 - 0,4	4 – 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 – 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 – 50	120 - 200	40 - 45
Muito densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Existem gráficos como o fornecido por Trofimenkov (1974) que determinam o ângulo de atrito interno efetivo a partir da tensão de sobrecarga e da resistência à penetração do cone que é usado na Rússia. O gráfico é empírico e teórico não sendo fornecidos detalhes de sua construção, sendo válido para tensões efetivas de sobrecarga de até 1,0 kg / cm^2. (Figura 5.9).

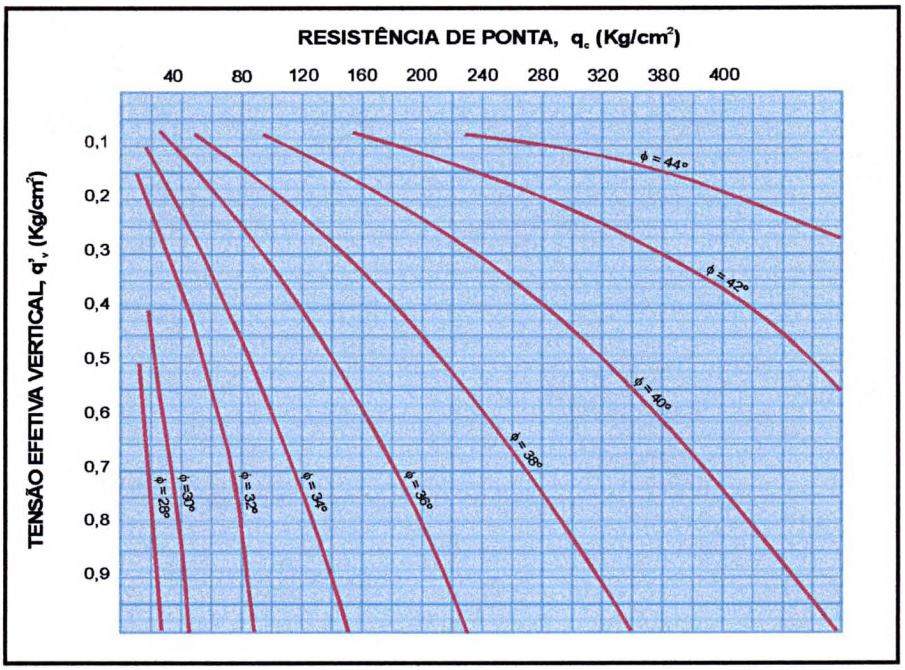


Figura 5.9 - Relação entre o ângulo de atrito interno de areias, q_c e a tensão efetiva vertical, q_v (Trofimenkov, 1974).

Begemann (1974) assinala que para a determinação do ângulo de atrito interno na Bélgica e na Holanda, é utilizada a equação derivada da Teoria de Prandtl sem o segundo termo. Este autor exibe um gráfico (Figura 5.10) apresentando as soluções sugeridas para N_q segundo Caquot, Koppejan e De Beer.

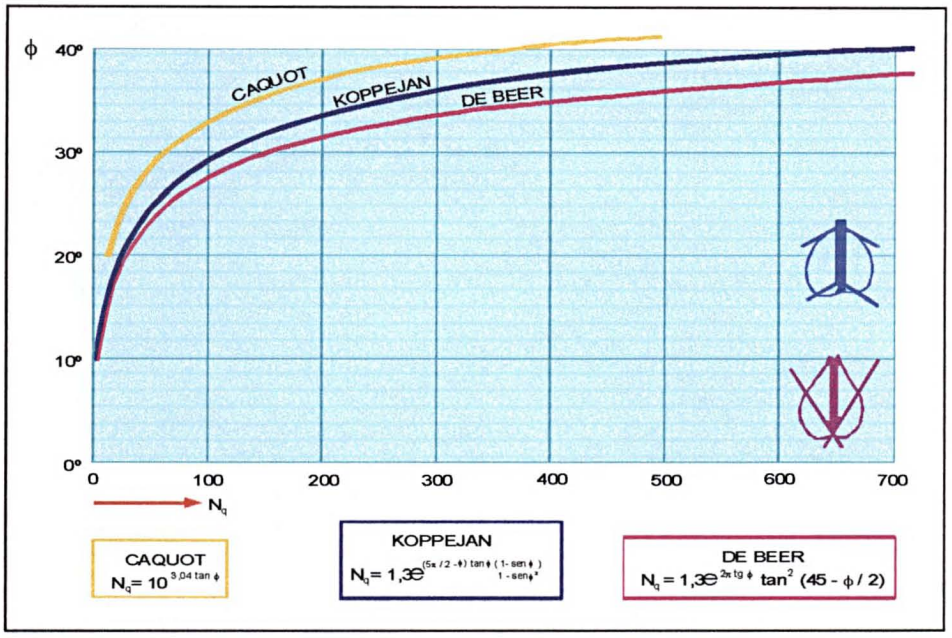


Figura 5.10 - Relação entre N_q e o ângulo de atrito interno, ϕ (Begemann, 1974).

Schmertmann (1978), indica que, de um modo geral, os resultados dos ensaios de **CPT** são usados diretamente para estimar o comportamento desejado, principalmente a capacidade de carga dos solos para fins de dimensionamento de fundações profundas.

A resistência de ponta no ensaio de cone proporciona uma indicação da densidade relativa das areias. Uma série de correlações com ensaios triaxias e câmaras de calibração foram avaliados por Schmertmann (1978), conduzindo às correlações apresentadas na Figura 5.11, que são aplicáveis para depósitos de areias recentes e saturadas.

Os mecanismos de utilizar um parâmetro intermediário na determinação de resistência ou capacidade de carga de solos ou perfis de terreno são amplamente utilizadas a partir da prática com sondagens à percussão, onde a primeira dificuldade é a própria transformação do valor de resistência dinâmica medido em campo para um fator de capacidade de suporte estático.

Uma forma de estimativa do ângulo de atrito interno a partir dos dados do **CPT** são estimativas utilizando como parâmetro intermediário as densidades relativas conforme apresenta Burmister (1948), na Figura 5.12 (Schmertmann, 1978).

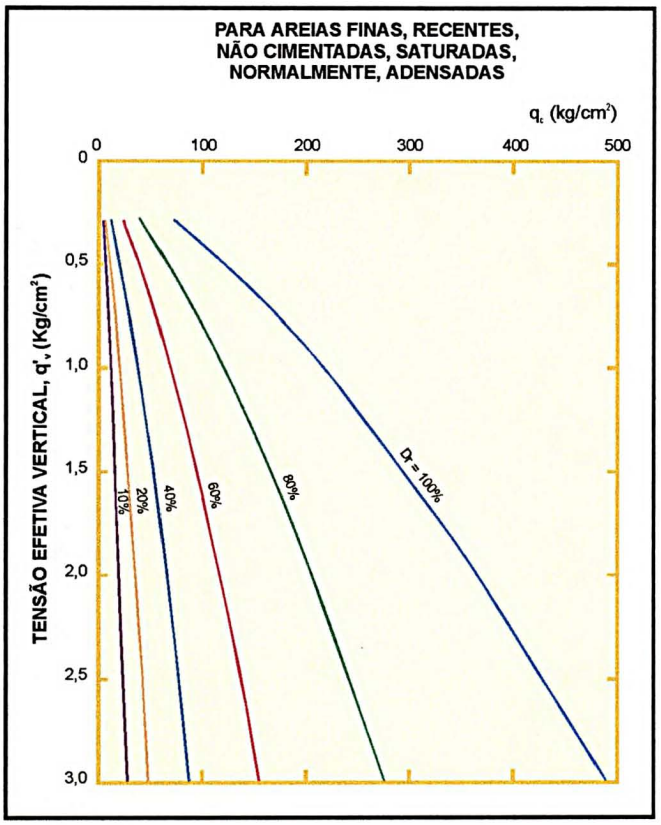


Figura 5.11 - Estimativa da densidade relativa a partir de q_c e da tensão efetiva vertical, q'_v (Schmertmann, 1978).

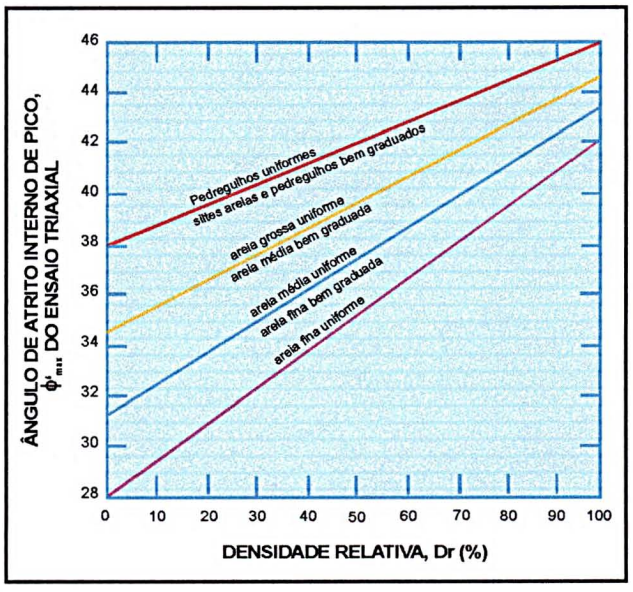


Figura 5.12 - Estimativa do ângulo de atrito interno de areias a partir da densidade relativa (Burmister, 1948; Schmertmann, 1978).

Na determinação da capacidade de carga de uma fundação são estimados os fatores de carga N_γ e N_q como frações de q_c em um intervalo de 0 a 1,5 B abaixo da base da fundação.

Muhs e Weiss (1971) expressaram esta relação como:

$0{,}8\ N\gamma \cong 0{,}8\ N_q \cong q_c$

onde: q_c é o valor médio da resistência de ponta no intervalo de profundidade de 0 a 1,5 B abaixo da base da fundação.

Com os valores de $N\gamma$ e N_q são estimados os valores de ϕ a partir de qualquer um dos gráficos já publicados, podendo ser utilizado também o gráfico de Janbu e Senneset (1974) da Figura 5.13.

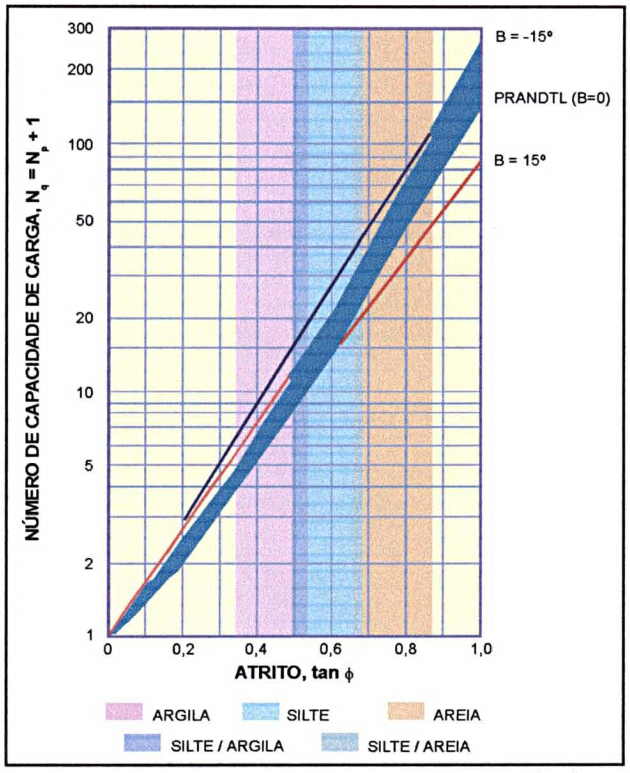


Figura 5.13 – Valores de N_q versus tan ϕ (Janbu e Senneset, 1974).

Para os solos residuais em geral, que são misturas em proporções variadas de argilas e areias com materiais siltosos, Schmertmann (1978) assinala que são mais complexas as determinações de propriedades mecânicas dos solos necessárias em projetos de engenharia.

Para estimativas preliminares são utilizados os dados fornecidos pelos ensaios de penetração com a premissa de serem considerados solos puramente coesivos, ou seja argilas puras. Estes valores interpolados fornecem as propriedades para os solos residuais e alterações em geral, num procedimento que frequentemente apresenta discrepâncias com a situação real de campo.

*Os resultados obtidos com as simulações dos perfis executadas para a estimativa da capacidade de carga a partir dos dados de **CPT** comparados com **SPT** nos solos residuais de Porto Alegre e de Passo Fundo confirmam estas observações de forma insofismável.*

Robertson e Campanella (1983) destacam que não é surpreendente que não haja relações únicas entre resistência de ponta, tensões efetivas ***in situ*** e densidade relativa, já que fatores como compressibilidade e outros também

afetam a resistência à cravação do cone.

O mesmo pode ser dito sobre qualquer investigação de campo e sobre as correlações e gráficos apresentados. Fundamentalmente este trabalho busca respostas a partir de dados de campo para os parâmetros propostos para os cálculos de resistência, tendo por base tanto dados de CPT como de SPT. Se tudo estivesse perfeitamente determinado não ocorreriam diferenças com os cálculos tomando dados de um e de outro método investigativo de campo, nos diferentes tipos de solos e terrenos analisados.

Ao contrário das análises dedutivas e reducionistas sempre aplicadas, ainda que com extremo rigor teórico, a análise comparativa desenvolvida é indutiva, baseada em perfis de campo agrupados de acordo com a natureza dos terrenos e calculados segundo métodos semi-empíricos que propõem várias constantes de ajustamento ou calibração de acordo com a natureza dos terrenos e tipos das fundações.

Esta contribuição metodológica acrescenta um novo paradigma epistemológico ao desenvolvimento das investigações geológico-geotécnicas dos terrenos e está fundamentada na visão geológica da natureza em suas vertentes mais clássicas.

Robertson e Campanella (1983) assinalam que uma revisão de inúmeros ensaios em câmaras de calibração com uma variedade de areias mostra um intervalo significativo das relações entre densidade relativa e resistência de ponta, em parte devido a variações no tamanho das câmaras e condições de contorno (Figura 5.14).

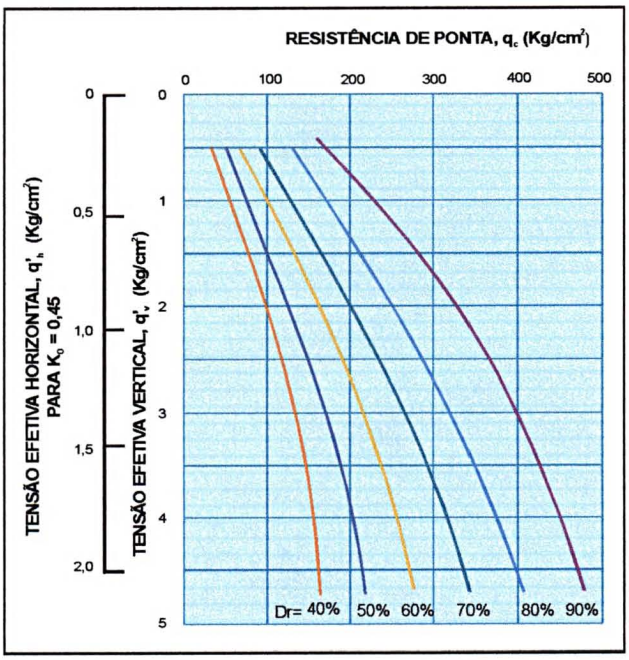


Figura 5.14 - Relação entre a densidade relativa, tensões efetivas e a resistência de ponta q_c para areias quartzosas, recentes, não cimentadas (Baldi et al., 1982; Robertson e Campanella, 1983).

No gráfico estes autores apresentam a plotagem de curvas relacionando as tensões efetivas verticais e a resistência de ponta para areias de compressibilidades diferentes (alta, moderada e baixa) e densidades relativas de 40 a 80%, mostrando uma comparação entre as curvas propostas por Schmertmann (1976), Villet e Mitchell (1981) e Baldi et. al. (1981). As curvas foram corrigidas considerando o efeito do tamanho das câmaras.

Os ensaios de calibração mostram a importância da compressibilidade das areias, pois para uma tensão efetiva vertical e densidade relativa determinada, os valores de q_c apresentam uma variação significativa.

É válido perguntar: e todas as demais propriedades? E a relação entre elas interage de que forma na determinação das resistências? Será que é possível determinar todas as interrelações ou interações complexas entre as propriedades em laboratório? Se for possível, será adequado? Ou é mais fácil a determinação de campo implicitando a tudo?

Acreditando que os cálculos finais de capacidade de carga, e as demais relações entre qc, N e Profundidade, devem implicitar os vários fatores intervenientes, executamos o presente trabalho, concluindo também que existem outros fatores, além dos atualmente considerados, que se mostram relevantes para a correta determinação das correlações através dos diferentes métodos de investigação geotécnica.

Baldi et. al. (1982) propõem relações entre densidades relativas, tensões efetivas verticais e resistência à penetração do cone, considerando a correção devido ao tamanho da câmara.

As correlações foram desenvolvidas para areias recentes, normalmente adensadas e não cimentadas, onde K_o é igual a 0,45. Para areias pré-adensadas devem ser utilizadas as tensões efetivas horizontais em substituição às tensões efetivas verticais.

Os autores sugerem que esta relação, apresentada na Figura 5.15 deve ser usada apenas como estimativa. Resultados razoáveis são obtidos para areias quartzosas e limpas.

Robertson e Campanella (1983) asseveram que as estimativas de ângulo de atrito interno podem ser obtidas utilizando as teorias de capacidade de carga em areia, cujas compressibilidades pode ser negligenciada.

O gráfico da Figura 5.15 fornece uma estimativa do ângulo de atrito interno em função da resistência de ponta do cone e da tensão efetiva vertical associada.

A análise dos resultados de ensaios em câmaras de calibração, tendo por premissas teorias de capacidade de carga clássicas, permite determinar as correlações entre a resistência à penetração de ponta medida q_c e o ângulo de atrito interno da areia, obtido a partir de ensaios triaxiais drenados, executados sob tensões confinantes aproximadamente iguais às tensões efetivas horizontais das câmaras de calibração antes dos ensaios de cone.

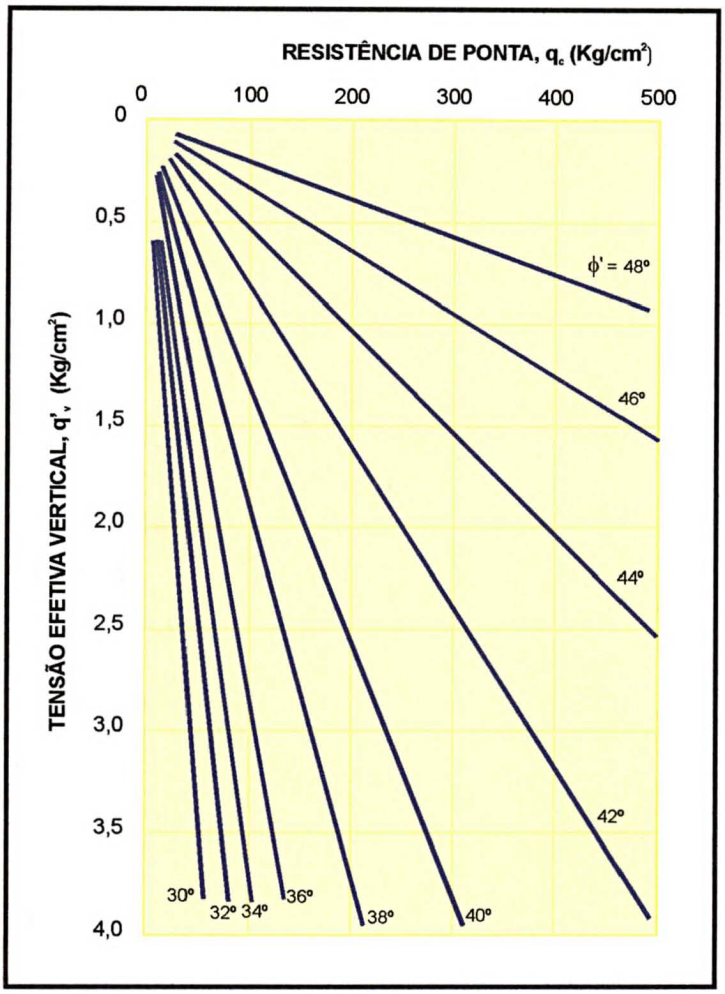


Figura 5.15 - Estimativa do ângulo de atrito interno de pico em função da resistência de ponta do cone e a tensão efetiva vertical para areias quartzosas, não cimentadas (Robertson e Campanella, 1983).

O gráfico da Figura 5.15 fornece boas estimativas para areias quartzosas (com razão de atrito aproximadamente de 0,5%), normalmente adensadas, moderadamente incompressíveis. Para areias com maior compressibilidade, ou seja com maior argila intersticial ou cimentação de grãos, as previsões tendem a ser conservadoras.

Que são argilas intersticiais senão resultantes de matrizes que expressam a natureza geológica dos terrenos?

Em geral a razão de atrito para areias aumenta com o aumento da compressibilidade. Isto é muito lógico considerando que este aumento de compressibilidade na verdade é conferido ao material pelo aumento da presença de argilas intersticiais ou de cimentação ferruginosa ou ainda disseminação de siltes argilosos.

Joustra e De Gijt (1982) descrevem areias carbonatadas compressíveis com razão de atrito da ordem de 3, enquanto areias quartzosas, tipicamente incompressíveis possuem razão de atrito em torno de 0,5. A razão de atrito, portanto pode ser usada para a identificação dos materiais, conforme já foi discutido.

Em areias normalmente adensadas, as relações entre densidade relativa e resistência de ponta q_c, são grandemente afetadas pela compressibilidade, normalmente associada às argilas, conforme já observado por Meigh (1987). Este autor afirma que a resistência de ponta diminui em materiais compressíveis, ou seja com maior contribuição argilosa.

Esta contribuição argilosa está vinculada diretamente com a natureza geológica dos terrenos, com a geomorfologia e com o grau de maturidade.

A Figura 5 16 mostra os valores de densidade relativa plotados em função das resistências de ponta q_c e tensões efetivas verticais, aplicáveis para areias predominantemente quartzosas, normalmente adensadas, não cimentadas, limpas e relativamente uniformes, onde K_o (razão entre a tensão efetiva horizontal e vertical) é aproximadamente 0,45.

Os valores da Figura 5.16 foram derivados de ensaios de calibração (Jamiolkowski et. al., 1985) e requerem correções para o tamanho das câmaras utilizadas. A correção é feita dividindo q_c por Kp, onde Kp é um fator de correção:

$$Kp = 1 + 0,2 (Dr - 30) / 60$$

Ensaios em câmaras de calibração tem demonstrado que Dr é melhor correlacionado com tensões efetivas horizontais do que com tensões efetivas verticais.

A Figura 5.16 pode ser utilizada para areias com a substituição das tensões efetivas verticais por tensões efetivas horizontais, se estas forem conhecidas ou puderem ser estimadas. As estimativas de Dr neste caso tem margens de variações de até 20%. O fator de correção Kp também deve ser considerado.

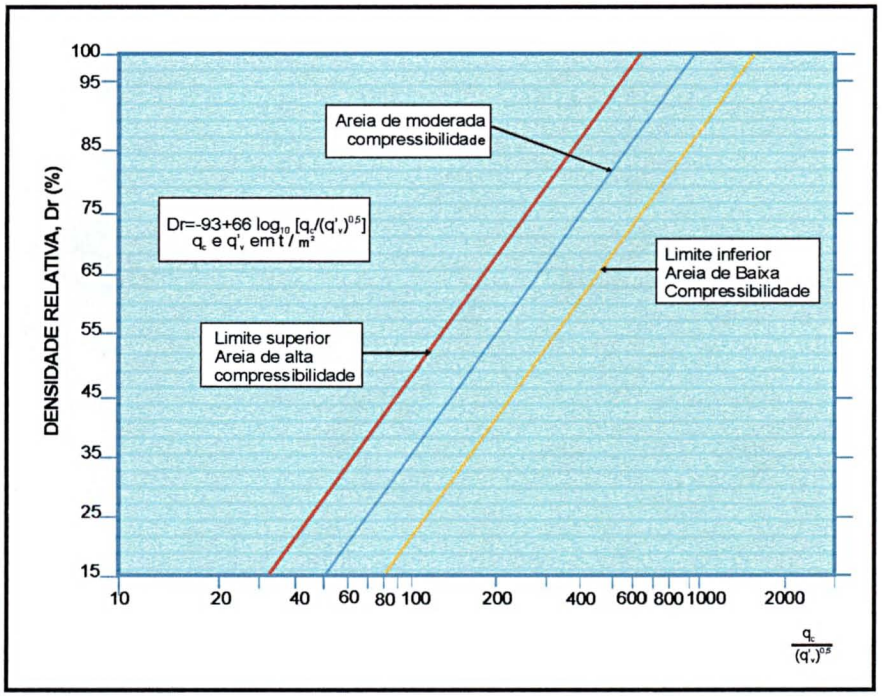


Figura 5.16 - Relação entre a densidade relativa e a resistência à penetração do cone para areias quartzosas, não cimentadas. (Jamiolkoswki, et al., 1985; Meigh, 1987).

Com uma estimativa do OCR (grau de pré-adensamento), os valores de K_o e as tensões efetivas horizontais podem ser estimadas usando as relações propostas por Schmertmann (1978).

Meigh (1987) apresenta uma correlação direta entre q_c e o ângulo de atrito interno para areias quartzosas normalmente adensadas e não cimentadas, derivada da teoria da capacidade de carga desenvolvida por Durgunoglu e Mitchell (1975), usando uma razão de rugosidade de 0,5 e um coeficiente de empuxo lateral K_o = 1 - sen ϕ'. A teoria ignora o efeito de compressibilidade (Figura 5.17).

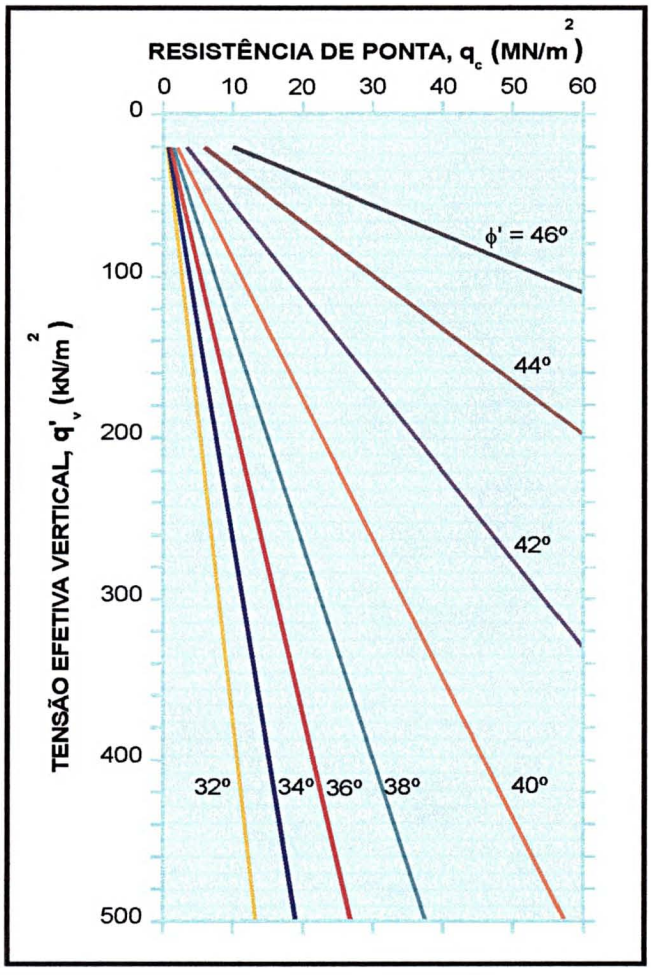


Figura 5.17 - Relação entre o ângulo de atrito interno e a resistência à penetração do cone para areias quartzosas, não cimentadas. (Durgunoglu e Mitchell, 1975; Meigh, 1987).

Em solos argilosos e areias cimentadas o ângulo de atrito interno efetivo pode ser significativamente maior do que o valor interpolado a partir do gráfico da figura anterior. O uso deste procedimento em areias superestima o ângulo de atrito interno entre 1 e 2°. Esta proposição também não considera a curvatura da envoltória de Mohr. Em altas tensões de confinamento, o ângulo de atrito interno interpolado é um pouco menor, e a diferença aumenta com o incremento da densidade relativa.

A análise dos resultados das estimativas de capacidade de carga

efetuadas com base nos perfis e dados dos solos residuais e aluvionares de Porto Alegre e Passo Fundo indica que as variações maiores devido a presença de materiais arenosos ou granulares entre os dados obtidos a partir de **CPT** comparados com **SPT** são maiores em terrenos residuais, e menores nos terrenos aluvionares, onde as diferenças são sistemáticas e de valor menor.

As explicações para esta observação podem estar vinculadas com a preponderância da atuação das forças inerciais sobre os terrenos aluvionares e de ações mecânicas sobre os solos residuais.

Abaixo do nível freático, as tensões de confinamento produzidas pelas pressões hidrostáticas, predominam sobre as ações mecânicas derivadas da granulometria, das resistências ao cisalhamento e das texturas geológicas.

5.7 – CORRELAÇÕES EXISTENTES ENTRE SPT E CPT

Tschebotarioff (1951) sugeriu e supervisionou os primeiros estudos comparativos entre **SPT** e **CPT** em 1948 e 1949 concluindo que os resultados são concordantes. Observou que os ensaios estáticos são mais sensíveis às mudanças na densidade do solo do que os ensaios dinâmicos, mas ambos mostram a mesma tendência.

Em outro estudo comparativo na Filadélfia, o autor assinala a impossibilidade do cone de Delft penetrar materiais granulares densos com mais de 50 a 70 golpes por pé do tipo Sprague e Henwood, registrando as limitações em seu uso, que não deve ser generalizado sem controle.

A correlação entre os dados de ensaios de **SPT** e **CPT** é uma preocupação bem antiga na engenharia de fundações, na mecânica dos solos e da geotecnia em geral. As conclusões iniciais apresentadas por Tschebotarioff (1951) são instigadoras. De um modo geral os ensaios são concordantes.

Quanto e como são concordantes, que diferenças acabam apresentando nos cálculos de capacidade de carga mais comuns existentes, que sensibilidades relativas apresentam entre si na avaliação da resistência dos solos em campo abrangendo implicitamente todas as condições apresentadas pelas camadas de solo, nas condições específicas de regiões e tipologias de solo é o escopo desta contribuição.

As correlações entre os dois ensaios também são importantes na medida em que a maioria dos dados disponíveis no Brasil é de investigações do tipo **SPT**, e as correlações podem fornecer dados adicionais importantes para facilitar o processo decisório associado aos projetos de fundações, quando somente resultados de **CPT** estiverem disponíveis.

Desta forma, a longa experiência acumulada com dados de **SPT** pode ser disponibilizada para otimizar as análises quando houverem somente dados de **CPT**.

De Mello (1971) comenta que a avaliação de todos os efeitos produzidos pela transmissão de energia através de impacto sobre todos os parâmetros pode

ser mais significativa do que tem sido considerado e sempre dificulta a parametrização entre os diferentes tipos de investigação.

De Mello (1971) assinala que esta correlação é muito dependente da sensitividade, citando vários trabalhos anteriores que propõem correlações entre Rp (Resistência de Ponta) e **N** (Número de golpes do **SPT**), expressas pela equação:

$$Rp = c\,N$$

onde: Rp = Resistência de Ponta;

c = coesão

N = Número de golpes do **SPT**.

De Mello (1971) propõe, para as areias puras uma função linear, passando pela origem :

$$Rp = J\,(SPT)$$

onde: Rp = Resistência de Ponta;

(**SPT**) = Número de golpes indicado pelo **SPT**;

J = constante que aumenta gradualmente de materiais plásticos para não-plásticos.

De Mello (1971) apresenta uma tabela extraída de Sutherland (1963) com valores de **J** (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 - Valores propostos para J, segundo De Mello (1971).

FONTES	DESCRIÇÃO DOS SOLOS	J
Glasgow	Areia siltosa	2,5
Meyerhof (1956)	Areia e Areia grosseira	3,6
Schultze e Knausenberg (1957)	Materiais não-coesivos	3,6
Meigh e Nixon (1961)	Areia fina e areia fina siltosa	4
Rodin (1961) – Local 2	Areia fina a média	4,8
Rodin (1961) – Local 3	Areia com cascalho	8
Glasgow	Areia fina a média	10
Costa Nunes (1961)	Areia	10
Meigh e Nixon (1961)	Cascalho arenoso	8 – 18
Meigh e Nixon (1961)	Areia grosseira	12 – 16

Danziger e Velloso (1986) pela primeira vez destacam que "***a idéia de se agrupar os solos de mesma formação parece representar a situação ideal***". *De fato, sempre transparece na discussão entre engenharia e geologia na interface da mecânica de solos, uma visão mais materialista, na acepção de tipo de material (granulometria), por parte dos engenheiros, com os geólogos contrapondo uma visão* ***geneticista*** *ou seja, em função da origem e formação dos solos.*

Danziger e Velloso (1986) analisam os dados de forma global e por tipos de solos e faixas de profundidade, através de correlações lineares e não lineares, concluindo que os "***coeficientes de correlação encontrados foram significativamente melhores na análise parcial dos dados do que na análise global dos dados***".

Danziger e Velloso (1986) com base na relação K = Rp/**N**, exibem correlações lineares em função da profundidade (Figura 5.18).

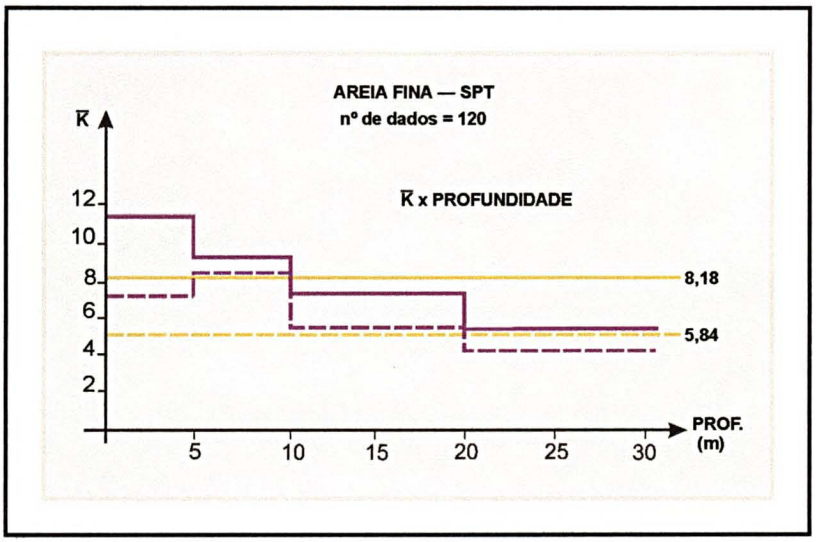


Figura 5.18 - Variação com a profundidade da média dos valores individuais de Rp/**N**, $\bar{K}$, tanto para a análise global (linha cheia), como para a análise parcial dos dados (linha pontilhada). Também está indicado o valor de $\bar{K}$ sem distinção de profundidade (Danziger e Velloso, 1986).

Danziger e Velloso (1986) constatam que a aplicação de um coeficiente denominado K_c resultante da correlação de duas variáveis (Rp e **N**) em vez de uma variável (Rp/**N**) aplicada para o cálculo de $\bar{K}$, obtém maior rigor estatístico, apresentando resultados mais estáveis (Figura 5.19).

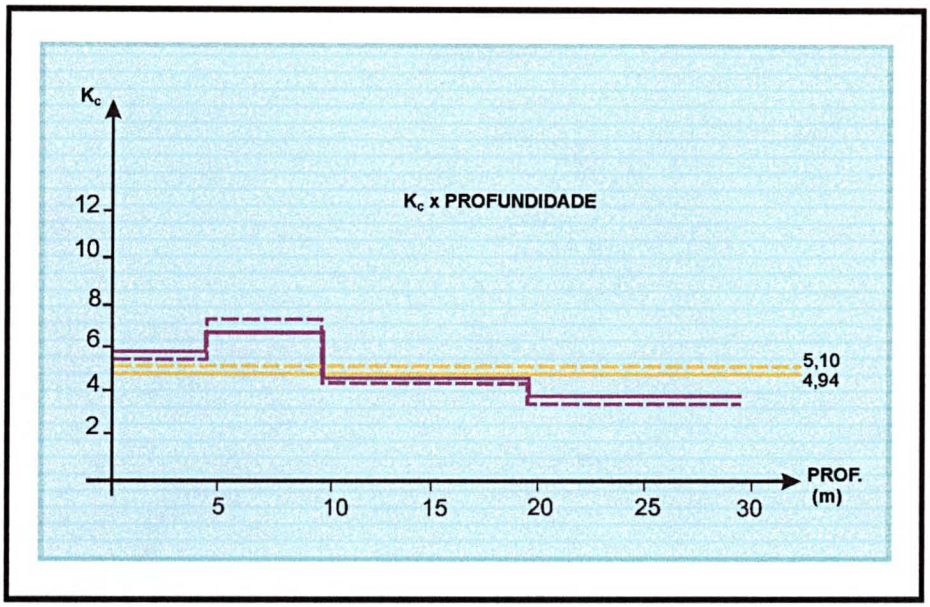


Figura 5.19 - Variação com a profundidade da média dos valores de K_c para análise global (linha cheia) e análise parcial (linha pontilhada). Também os valores médios de K_c sem distinção de profundidade (Danziger e Velloso, 1986).

Danziger e Velloso (1986) apresentam ainda uma curva média entre os valores discretos obtidos da correlação linear passando pela origem, pois os valores de K_c "***não apresentaram variação sensível quando se passou da análise global para a análise parcial dos dados***". (Figura 5.20).

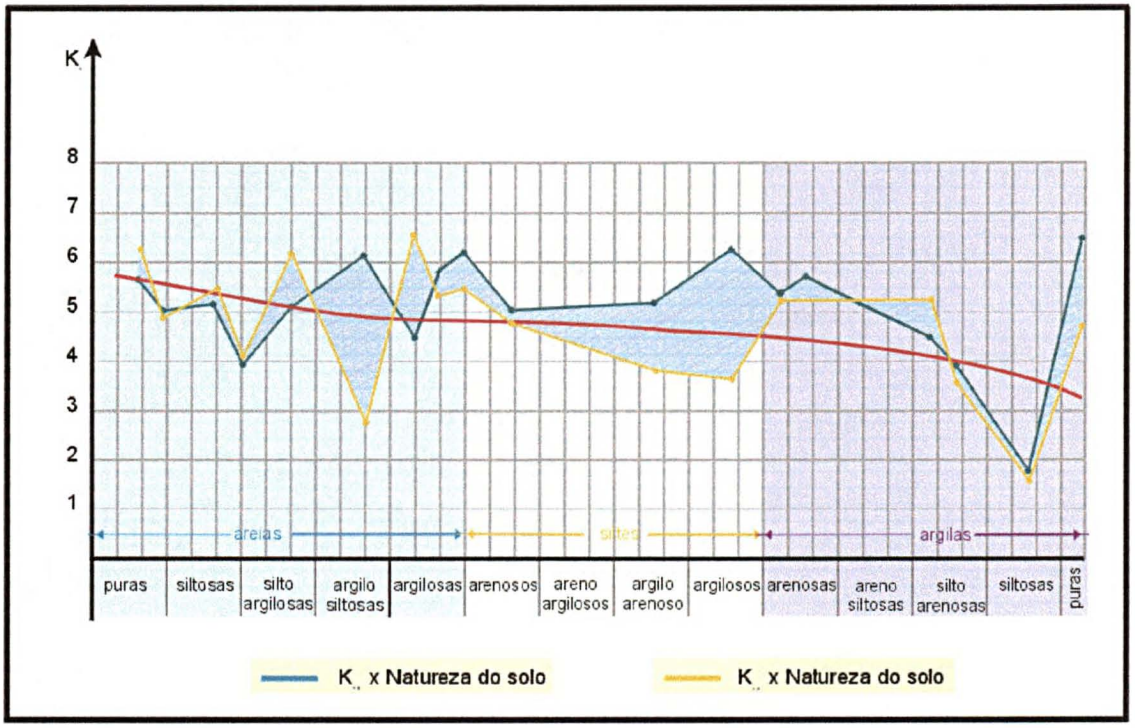


Figura 5.20- Curva simplificada da variação de K_{cg} (valor do coeficiente angular da reta ajustadora que passa pela origem com base na análise global de dados) e K_{cp} (valor do coeficiente angular da reta ajustadora que passa pela origem, com base na análise parcial de dados) com a granulometria do material (Danziger e Velloso, 1986).

As correlações anteriores existentes na bibliografia estão apresentadas a seguir, ressaltando que a correlação típica é do tipo Rp = K.**N**, com o valor de **K** sendo obtido por correlação linear (equivalente aos valores de Kc que apresentam) ou calculando simplesmente a média de valores obtidos para a relação K= Rp/**N** (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 - Valores de K sugeridos nos trabalhos mais importantes, segundo Danziger e Velloso (1986).

Sanglerat (1972)	K = 2,5 a 8 para areias (por diversos autores)
Meigh e Nixon (1961)	K = 2,0 para areias grossas e 3,0 a 4,0 para areias pedregulhosas
Kantey (1951)	K = 2,2 para depósito sedimentar de areia na África do Sul.
Meyerhof (1956)	K = 4,0 para solos arenosos K = 2,5 a 3,0 para solos argilosos
Martins e Furtado (1963)	K > 4,0 para areias fofas K < 4,0 para argilas K diminui com o aumento da compacidade
Engenheiros de Cimentaciones Especiales de Madrid	K = 3,0 para furos executados com lama bentonítica K = 10,0 para solos arenosos contendo pedregulhos.
Narahari e Aggarwal (1967)	K = 6,0 para areia e solos arenosos K = 2,0 para solos argilosos
Schmertmann (1970)	K = 2,0 para siltes, siltes arenosos e misturas pouco coesivas de siltes e areias K = 3,5 para areias puras, finas a médias e areias pouco siltosas K = 5,0 para areias grossas e areias pouco pedregulhosas K = 6,0 para areias pedregulhosas e pedregulhos
Da Costa Nunes e Fonseca (1959)	K = 2,0 para argilas, argilas siltosas e siltes argilosos K = 3,5 para argilas arenosas e silto-arenosas K = 5,5 para siltes arenosos K = 6,0 para areias argilosas K = 10,0 para areias
Alonso (1980)	Valores de K variando de 2,0 para depósito de silte argiloso com areia fina a 9,4 para um depósito de areia argilosa.

Danziger e Velloso (1986) com base nos trabalhos desenvolvidos com base em solos do Rio de Janeiro propõe valores de K variando de 2,5 para argilas até 6,0 para areias, e concluem que seus dados mostram a mesma tendência dos demais.

Lunne et al. (1997) em seu monumental compêndio sobre o estado da arte dos ensaios de **CPT**, denominado **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice,** apresentam dados recentes sobre estas discussões.

Lunne et al. (1997) descrevem que "***very few papers have been published on the use of CPT in residual soils, and especially related to***

***interpretation in terms of soil parameters*".**

Este trabalho corrobora a afirmação anterior, centrada no fato de que as correlações existentes desconsideram as interpretações vinculadas com os parâmetros dos solos para os terrenos residuais.

Brand e Philipson (1985) e Chang (1988) citados por Lunne et al. (1997) asseveram que o cone de penetração frequentemente pode sofrer dificuldades em solos residuais, devido a presença de pequenos núcleos pétreos imersos nos solos.

Peuchen et al. (1995) citado por Lunne et al. (1997) registra a experiência com **CPT** em solos residuais de Singapura, Tailândia e Malásia, com um equipamento de 20 t de torque, descrevendo profundidades médias de 6 m e máxima de 22 m, para 163 ensaios em Singapura; profundidade média de 14 m, e máxima de 22 m, para 662 ensaios na Tailândia e profundidade média de 16 m, e máxima de 21 m para 65 ensaios na Malásia. Estes autores admitiram uma inclinação máxima de 15°, e observaram rápido incremento na inclinação do penetrômetro. Também limitaram em 100 kN as leituras de carga, pois consideraram melhor evitar expor o equipamento a condições adversas. O mesmo pode ser dito em relação à carga máxima empregada.

Lunne et al. (1997) citam os trabalhos de Chang (1988), Ajaiy e Balogun (1988), e Rocha Filho e Carvalho (1989) que desenvolveram correlações entre os dados de **CPT** e **SPT**.

O trabalho de Ajayi e Balogun (1988) está apresentado na Figura 5.21.

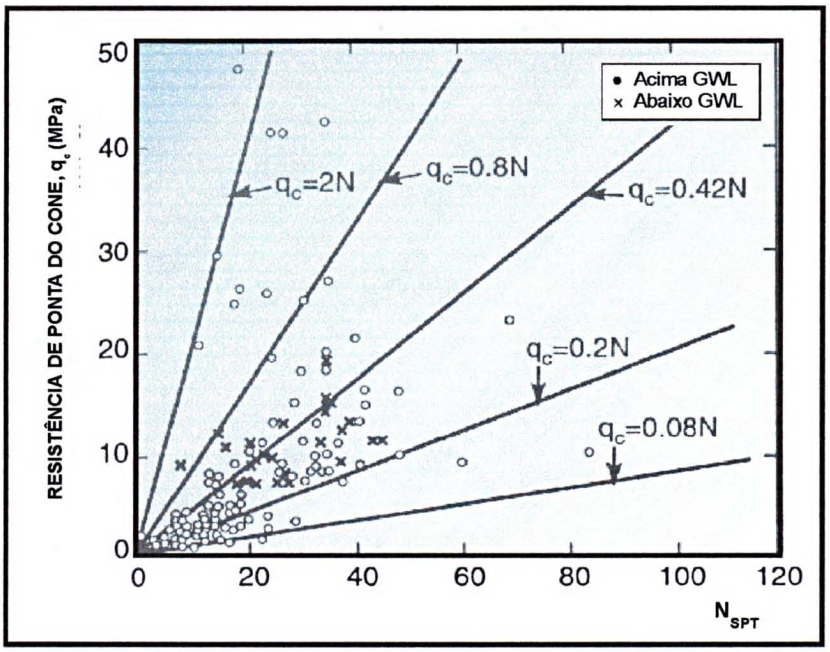


Figura 5.21 - Gráfico de correlação de q_c (resistência de ponta) do ensaio de **CPT** contra **N** (número de golpes do **SPT**) para solos residuais da Nigéria, África (Ajayi e Bologun, 1988).

No gráfico é possível observar que quando aumentam os valores de resistência de ponta em relação ao **N** (número de golpes) do **SPT** maior é o fator de correlação, com $q_c = 2$ N, para valores de **N** abaixo de 20. A correlação oposta é análoga, com $q_c = 0{,}08$ N para valores de q_c abaixo de 10 MPa, e atingindo valores de **N** de até 100 ou 120 golpes.

Os trabalhos de correlação apresentados por Chang (1988) referidos em Lunne et al. (1997) são apresentados na Figura 5.22. Neste gráfico é possível observar que as razões entre q_c (resistência de ponta) do **CPT** e **N** (número de golpes) do **SPT** são maiores para maiores valores de q_c e menores para maiores valores de **N**, apresentando variações em função dos materiais.

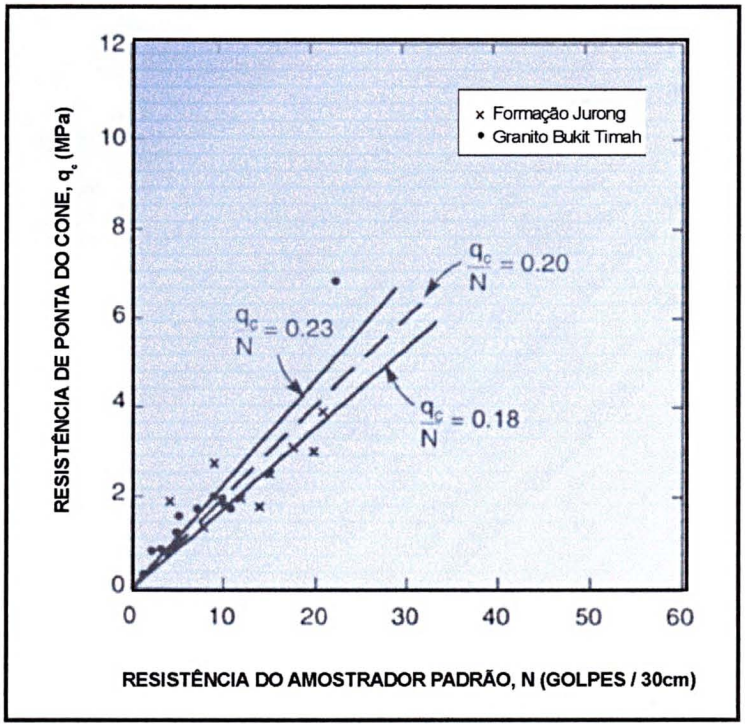


Figura 5.22 - Valores de correlação entre q_c (resistência de ponta do **CPT**) e **N** (número de golpes do **SPT**) para solos residuais de Singapura (Chang, 1988).

Berry et al. (1998) apresentam correlações para q_c/N_{60} X diâmetro médio dos grãos para o "Mid-Mississippi River Valley", ressaltando que o **CPT** apresenta muitas vantagens sobre o **SPT,** como precisão, repetibilidade, baixos custos e registro contínuo da resistência à penetração com a profundidade, destacando que estas vantagens são especialmente importantes em depósitos aluvionares, onde a estratigrafia varia significantemente nas direções vertical e horizontal em distâncias pequenas.

Lunne et al. (1997) apresentam os dados com a média das correlações apresentadas pelos 3 trabalhos citados e mostrados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Correlação de valores de **N** do **SPT** e q_c (Lunne et al. (1997).

PAÍS	CORRELAÇÃO q_c EM MPa	NOTA
Nigéria	$q_c = 0,49\ N - 1,59$ $q_c = 0,19\ N + 5,26$	Acima do nível de água Abaixo do nível de água
Singapura	$q_c = 0,23\ N$ $q_c = 0,18\ N$	Formação "Jurong" Granito "Bukit Timah"
Brasil	$q_c = (0,3\text{-}0,5)\ N$	Solo residual de gnaisse

Lunne et al. (1997) concluem que "***Due to the large variations in the published correlations it is not possible to recommend any particular correlation. Local correlations should be developed wherever possible***".

Desta forma ficam ressaltadas as propostas deste trabalho, de buscar uma correlação entre SPT e CPT onde os dados derivados destes ensaios tem sua maior importância no contexto das formulações e metodologias empregadas para a determinação da capacidade de carga dos terrenos, pois não é por outro motivo que se realizam estes ensaios.

5.8 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS CORRELAÇÕES EFETUADAS

Ao agrupar os solos segundo variáveis geológico-ambientais, calculou-se K (q_c/**N**) para os diversos grupos, para comparar com os valores encontrados na bibliografia. A Tabela 5.7 apresenta os valores encontrados.

Tabela 5.7 - Valores de K encontrados nos agrupamentos de solos estudados de Porto Alegre.

VARIÁVEL	K (média)
Granitos tipo Cerro Grande	**2,77 (1,03 a 5,94)**
Granitos tipo Morrinhos	**4,58 (0,48 a 10,98)**
Maturidade Jovem sobre solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande	**4,19 (3,02 a 6,91)**
Maturidade Madura sobre solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande	**7,60 (1,40 a 14,00)**
Taludes Convexos sobre solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande	**3,63 (1,10 a 16,78)**
Taludes Côncavos sobre solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande	**5,79 (1,10 a 10,46)**
Adjacências fora da zona de falha sobre solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande	**3,52 (1,15 a 7,93)**
Interior da zona de falha sobre solos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande	**2,65 (0,55 a 6,01)**
Aluviões de Planície de Inundação	**5,98 (1,41 a 15,87)**
Aluviões de Depósitos Interdigitados	**4,48 (1,85 a 10,14)**

Na Tabela 5.5 são apresentados os valores de K encontrados por vários autores com oscilações entre 2,5 a 8 (Sanglerat, 1972), passando a 2 a 6 (Schmertmann, 1970) e 2 a 10 (Da Costa Nunes e Fonseca, 1959). Os valores encontrados situam-se nos intervalos propostos pelos autores.

É interessante notar na Tabela 5.5, por exemplo, que Meigh e Nixon (1961) propõem K = 2 para areias grossas e K de 3 a 4 para areias pedregulhosas, enquanto Da Costa Nunes e Fonseca (1959) propõem K = 10 para as areias enquanto Alonso (1980) propõe K = 9,4 para areias argilosas. A grande variação dos valores de K, proposta por diversos autores para o mesmo material granulométrico deve estar sendo influenciada por outros fatores não considerados, como por exemplo, as variáveis geológico-ambientais aqui propostas.

As variações de maior ou menor amplitude entre as razões que apresentamos, estão relacionadas com aspectos granulométricos, aqui considerados subsidiários das variáveis geológico-ambientais e não o contrário.

A lógica deste raciocínio pode ser observada comparando as Tabelas 4.1 a 4.4, com os valores encontrados para as oscilações de K na Tabela 5.7 acima.

Os Granitos tipo Cerro Grande, são mais grosseiros e produzem solos de maior granulometria, mas sendo mais homogêneos, exibem menor oscilação de K do que os Granitos tipo Morrinhos.

Os solos de maturidade jovem produzem menores oscilações do que os terrenos maduros, e os taludes convexos exibem maior variação do que os taludes côncavos.

Danziger et al. (1998) conclui: "**Correlations between CPT and SPT for different types of residual soils from different parent rocks have been established**" ressaltando que os resultados de seu trabalho levam a esta conclusão. Complementando afirma que **"The correlations presented a larga scatter, mainly due to intrinsic heterogeneity of residual soils."**

Os resultados que apresentamos, nas estimativas de capacidade de carga e nos diagramas de Kc X profundidade e **N** X qc mostram que estas variações tem influência de variáveis geológico ambientais, como a natureza geológica, já ressaltada por aqueles autores, e também de co-variáveis como o grau de maturidade, condições geomorfológicas e interferência de zonas de falha.

Danziger et al. (1998) numa conclusão análoga a este trabalho, complementa que **"Different parent rocks generally produced different correlations for the same soil type as far as particle size distribution is concerned"**.

Nos aluviões de planície de inundação, com perfis de granulação mais fina, as oscilações de q_c/**N** são maiores do que nos depósitos de planície interdigitada, de granulação mais grosseira.

Em geral, pode-se afirmar que quanto mais fina a granulação do depósito mensurado, mais a razão entre q_c e **N** tende a ser maior. A resistência de ponta do cone em solos de granulação fina mede maior valores do que o amostrador do tipo Terzaghi do **SPT**.

As tendências exibidas por esta razão e suas variações pode ser melhor observada nos diagramas de dispersão entre as médias de K e as profundidades e q_c x **N(SPT)**.

Para as amostras dos terrenos provenientes das litologias dos Granitos do tipo Cerro Grande, as médias de K sofrem pequena elevação e depois decrescem até ser encontrado o nível saprolítico de transição entre solos e rochas, quando então a razão K cresce. Isto indica que quando aumenta a granulometria e a quantidade de seixos e pedregulhos no interior dos solos, os valores de q_c crescem mais do que os de **N**. A Figura 5.23 apresenta este diagrama.

As correlações entre Número de Golpes (**N**) e resistência de ponta (q_c) são exibidas no diagrama da Figura 5.24 que apresenta uma baixa correlação entre os dois valores, com a dispersão crescendo com a profundidade, em função do comportamento da medida de resistência de ponta do cone, ao encontrar material grosseiro.

A correlação se mostra boa até o número de golpes 30, quando então as dispersões produzidas pelos aumentos randômicos de q_c, tornam as correlações baixas.

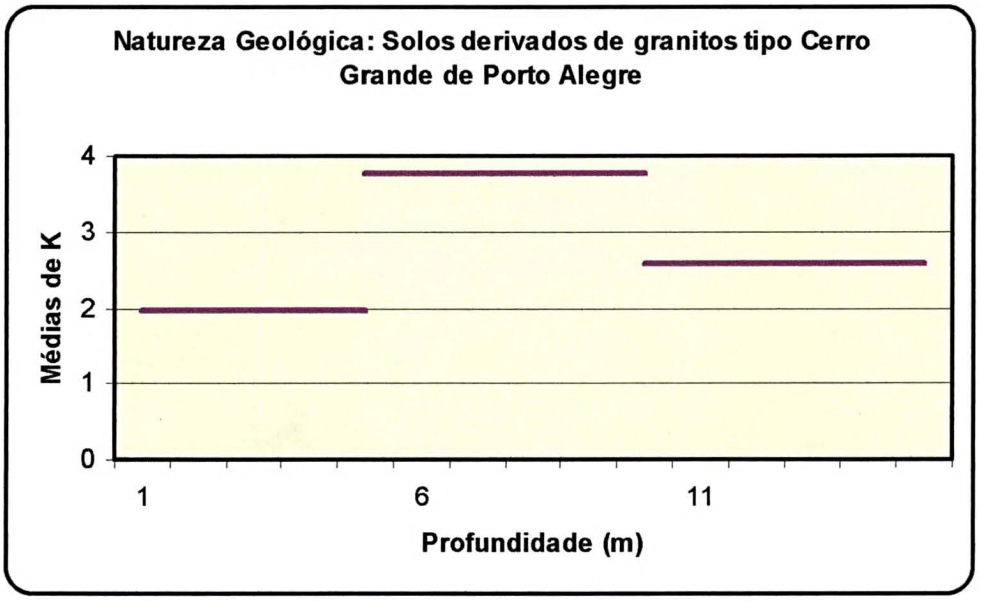


Figura 5.23 – Médias das razões de K em função da profundidade para solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

É interessante notar no gráfico da Figura 5.23 e nos demais gráficos de médias de K x Profundidades até o final do presente capítulo, que para os solos derivados de cada unidade litoestratigráfica diferenciada considerada, ocorre um registro ou "desenho" típico e próprio para os patamares médios de cada 5 m, ou seja "escadarias", ascendentes, descendentes ou mistas diferenciadas de acordo com o agrupamento de perfis considerado em função da natureza da variável geológico-ambiental considerada.

A simples comparação visual entre estes gráficos de K médio a cada 5 m x profundidade, muito utilizados por Danziger e Velloso (1986) exatamente na diferenciação de "formações" geológicas diferentes, permite observar as diferenças entre as variáveis geológico-ambientais propostas e consideradas.

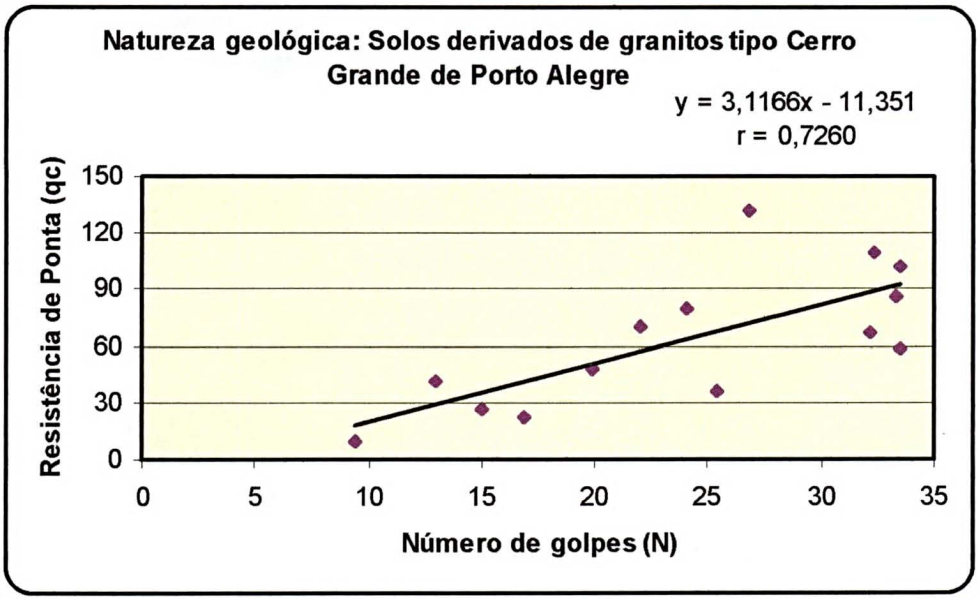


Figura 5.24 – Correlações entre o Número de Golpes (**N**) e a Resistência de Ponta (q_c) para solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

Para os terrenos derivados dos Granitos do tipo Morrinhos, as médias de K, em função da profundidade, decrescem constantemente a partir da superfície, sofrendo uma elevação apenas no horizonte de transição saprolítica (Figura 5.25).

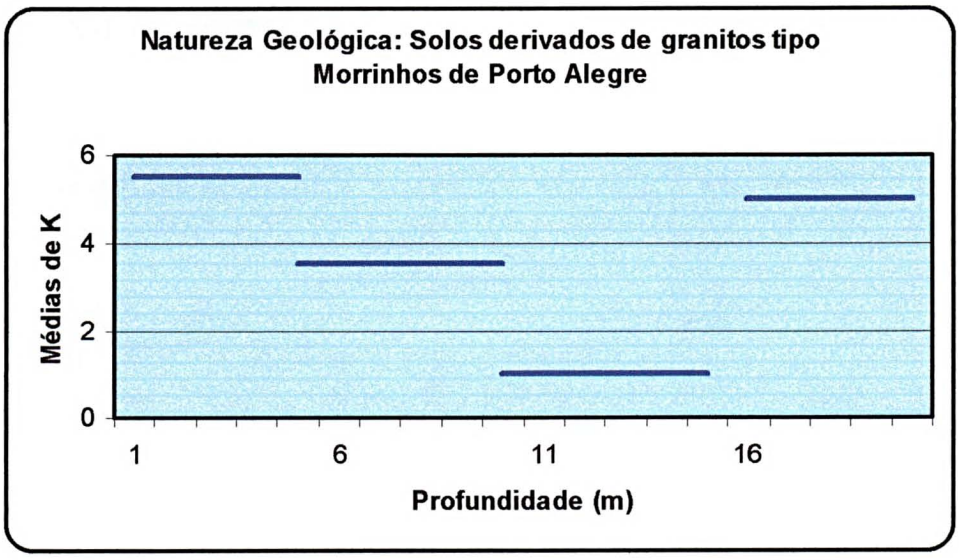


Figura 5.25 - Médias das razões K em função da profundidade para solos derivados dos granitos do tipo Morrinhos de Porto Alegre.

Na Figura 5.26, é apresentado o diagrama de dispersão para N e q_c dos terrenos derivados de Granitos do tipo Morrinhos.

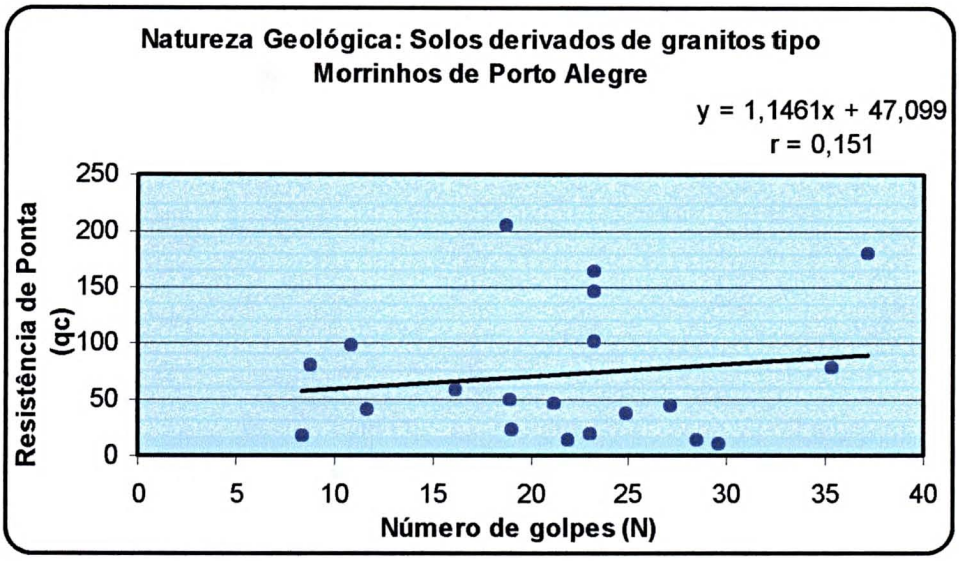


Figura 5.26 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) dos solos derivados de Granitos do tipo Morrinhos de Porto Alegre.

Nos solos de maturidade jovem, as razões K expressam valores em torno de 4, e se mantém quase constantes neste tipo de terreno, conforme se observa na Figura 5.27.

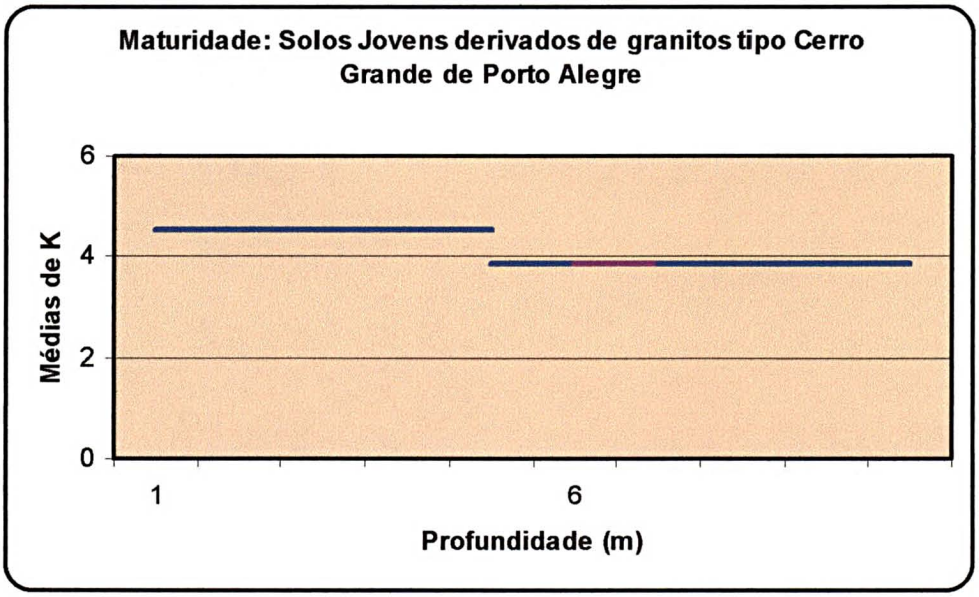


Figura 5.27 - Médias das razões K em função da profundidade para solos de maturidade jovem de Porto Alegre.

A Figura 5.28 apresenta a correlação entre **N** e q_c, para os terrenos jovens, que se mostra muito elevada, ou seja, 0,67.

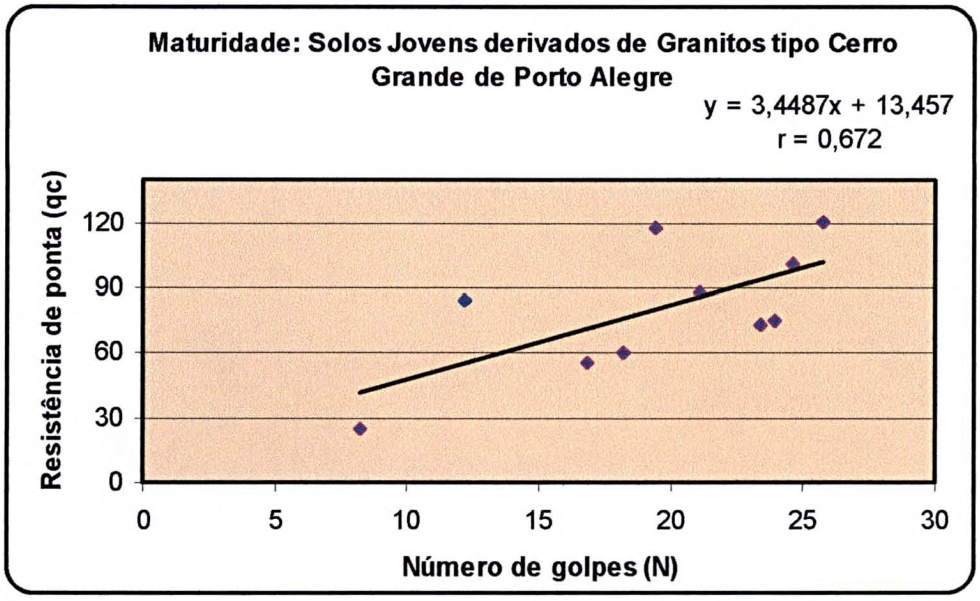


Figura 5.28 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a resistência de ponta (q_c) para solos jovens de Porto Alegre.

Nos terrenos maduros, a razão K diminui com a profundidade, aumentando apenas no horizonte saprolítico (Figura 5.29).

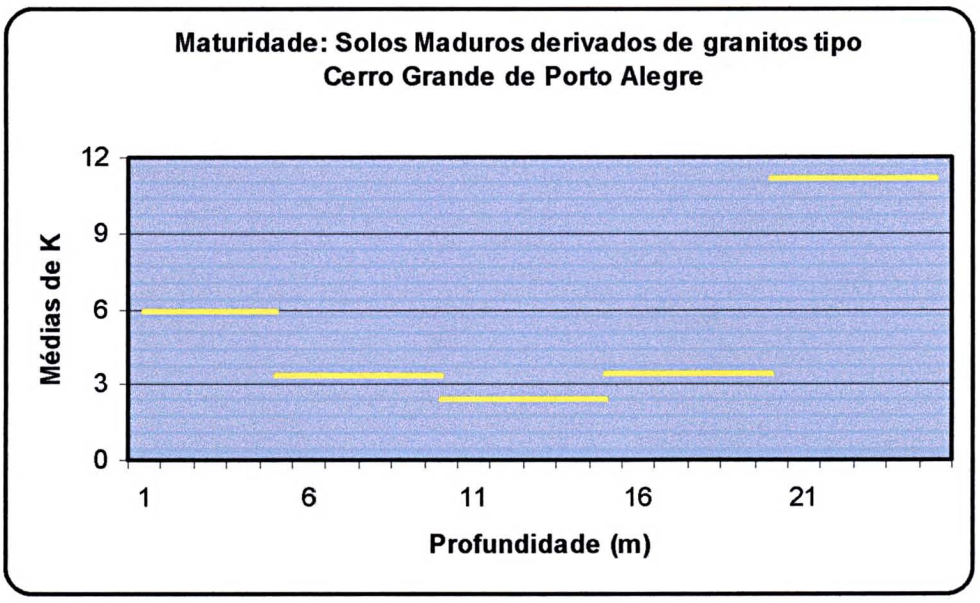


Figura 5.29 – Médias das razões K em função da profundidade para solos maduros de Porto Alegre.

Ao contrário dos solos jovens, quando a razão K se mantém quase contínua com a profundidade, neste caso, a razão diminui claramente com a profundidade, até ser encontrado o horizonte transicional.

A correlação entre **N** e q_c, nos solos maduros, é 0,209, inferior a 0,5, indicando baixa correlação (Figura 5.30), ao contrário dos solos jovens, onde a correlação é muito boa (0,67).

Cabe destacar as observações de Lunne et al (1997), citando o trabalho de Ajayi e Bologun, (1988) para observar como são grandes as dispersões entre **N** (**SPT**) e q_c em solos residuais (Figura 5.21).

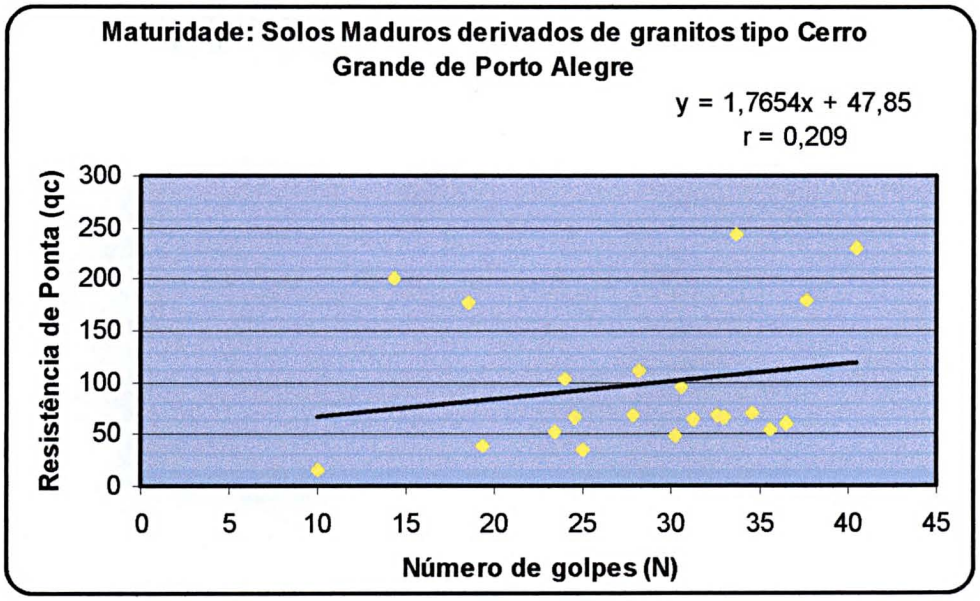


Figura 5.30 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a resistência de ponta (q_c) para solos maduros de Porto Alegre.

Nos taludes convexos a média de K decresce inicialmente com o aumento de profundidade e depois aumenta continuamente (Figura 5.31).

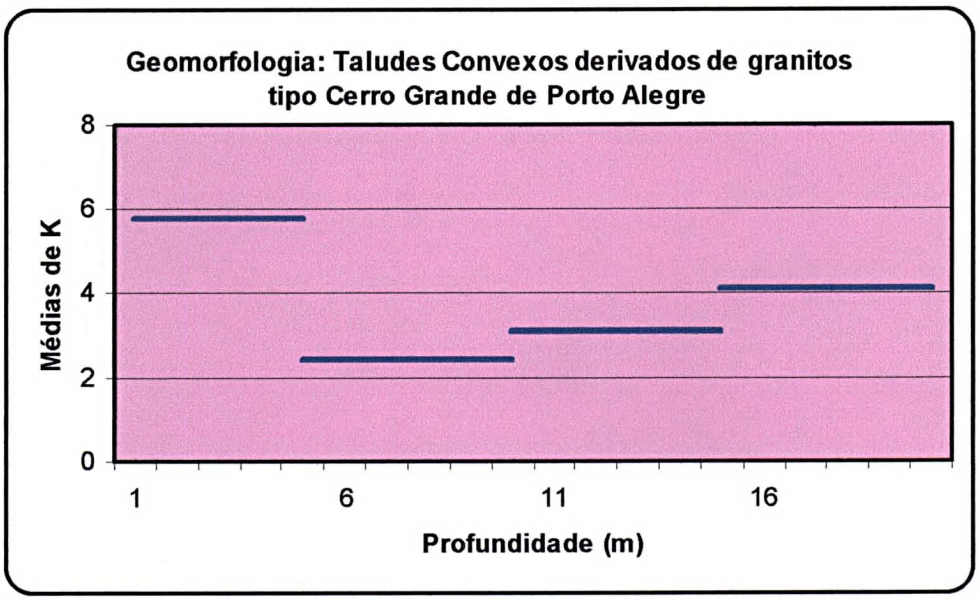


Figura 5.31 – Médias das razões K em função da profundidade para taludes convexos de Porto Alegre.

Na Figura 5.32 é apresentada a correlação entre **N** e q_c para taludes convexos.

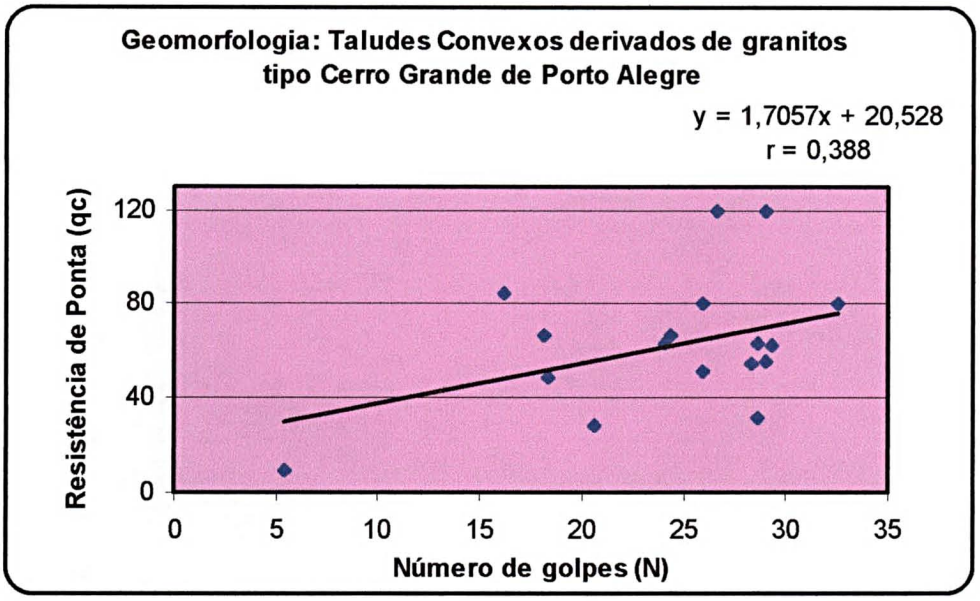


Figura 5.32 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes convexos de Porto Alegre.

Nos taludes côncavos de Porto Alegre, as médias das razões de K aumentam com a profundidade, conforme se observa na Figura 5.33.

A contrário dos taludes convexos, não ocorre um decréscimo a partir de uma razão inicial alta, para depois haver uma elevação constante.

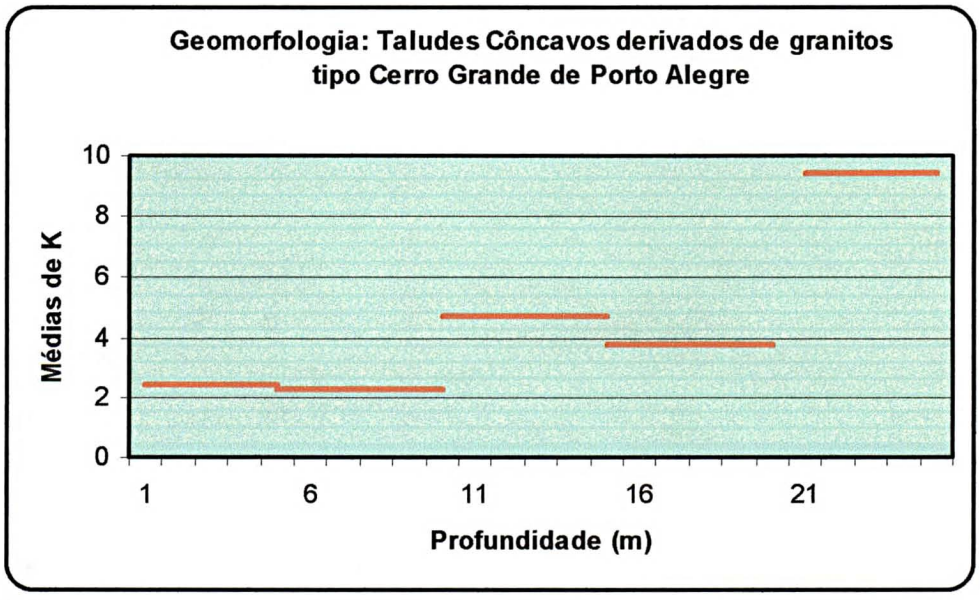


Figura 5.33 – Média das razões K em função da profundidade para taludes côncavos de Porto Alegre.

Na Figura 5.34 é apresentada a correlação entre **N** e q_c para os taludes côncavos. Para estes, a correlação entre as medidas de campo é um valor significativo, com correlação superior a 0,5. Nos taludes convexos a correlação é 0,388, com uma grande dispersão de dados apresentada no gráfico da Figura 5.32 acima.

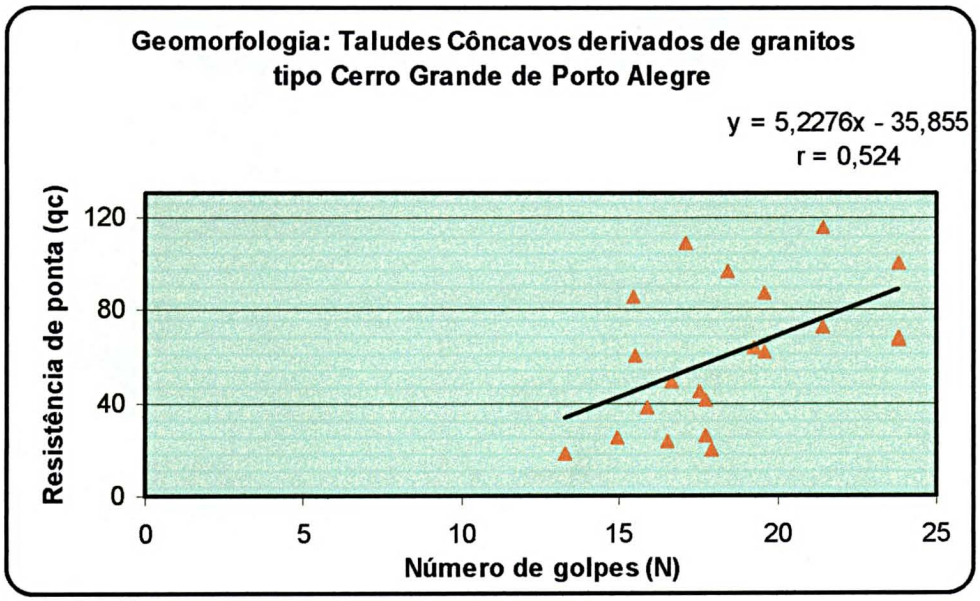


Figura 5.34 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes côncavos de Porto Alegre.

Nas adjacências fora das zona de falha testada, as razões de K apresentam valor de 4 inicialmente, passando a valores baixos na base do perfil (Figura 5.35).

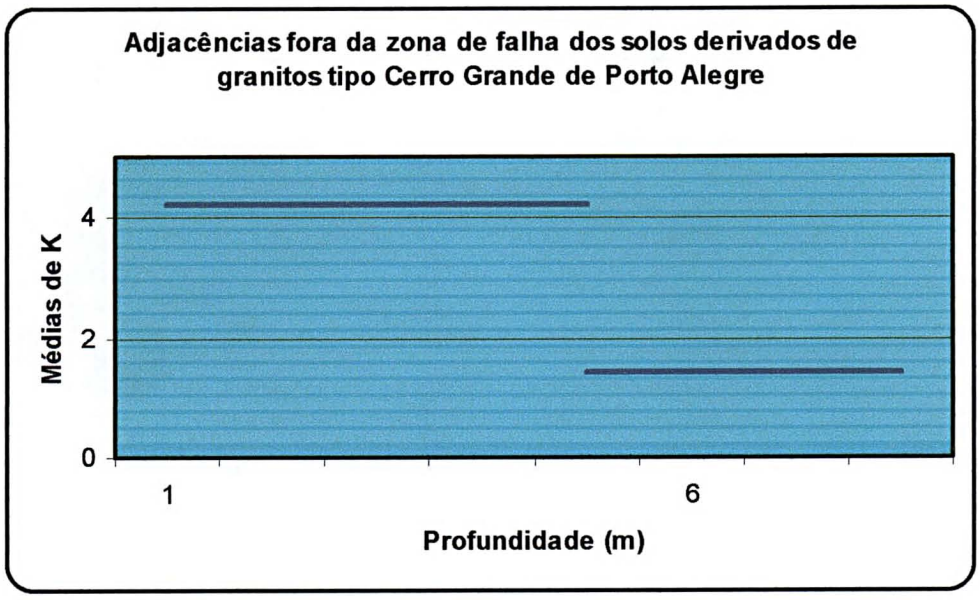


Figura 5.35 – Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para as adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

A correlação entre a resistência de ponta e o número de golpes é baixa (0,270) nos pontos amostrados (Figura 5.36).

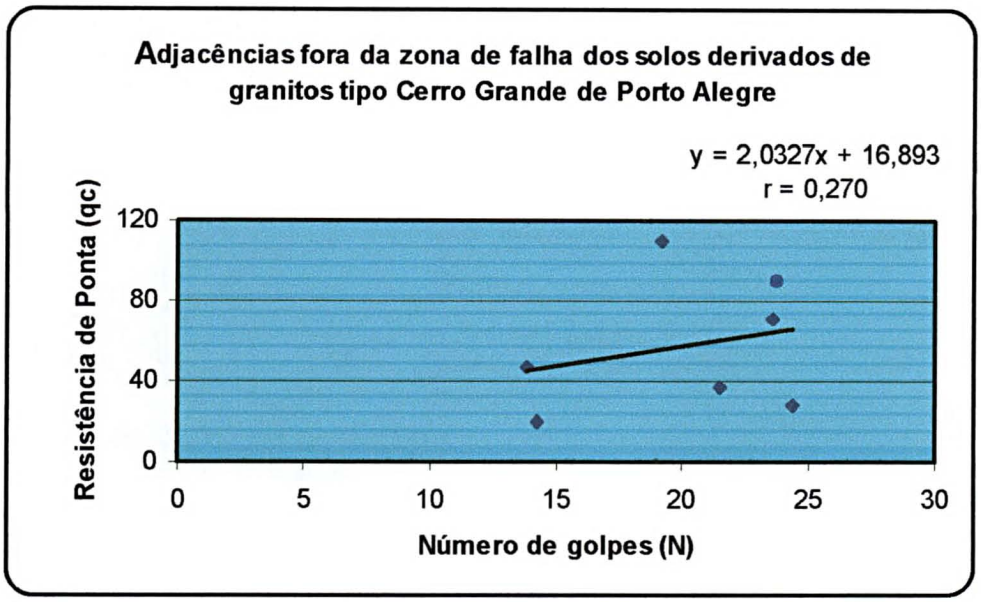


Figura 5.36 – Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para as adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

No interior da zona de falha, as médias de K em função da profundidade são menores dos que nas zonas adjacentes, variando entre 2 e 3, com uma oscilação diferenciada (Figura 5.37).

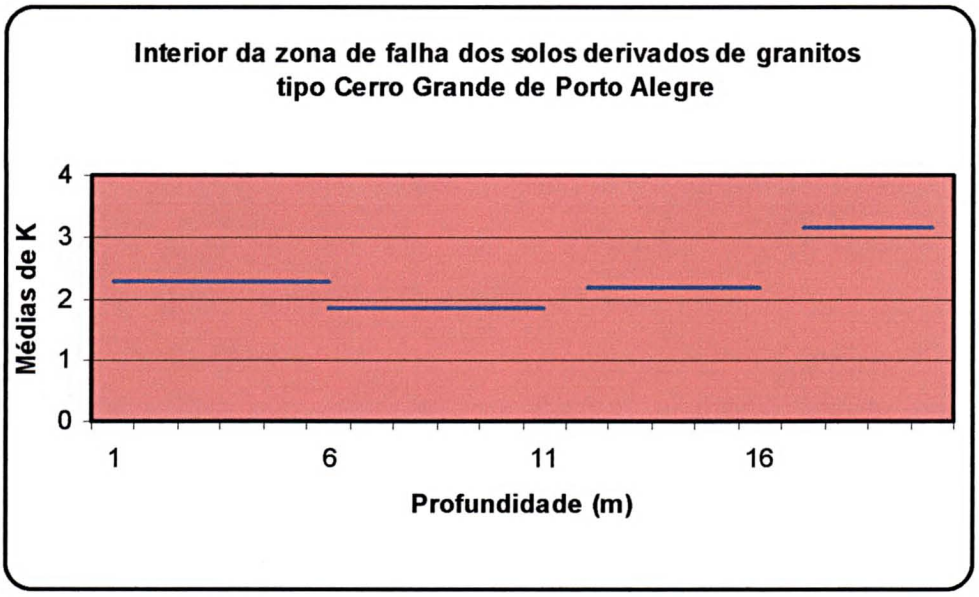


Figura 5 37 - Média das razões K em função da profundidade para o interior da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

A correlação entre resistência de ponta e número de golpes é alta, quase 0,7, nos solos do interior da zona de falha no atual estágio, nos solos derivados de materiais cataclasados, formados sobre os litotipos derivados dos Granitos tipo Cerro Grande.

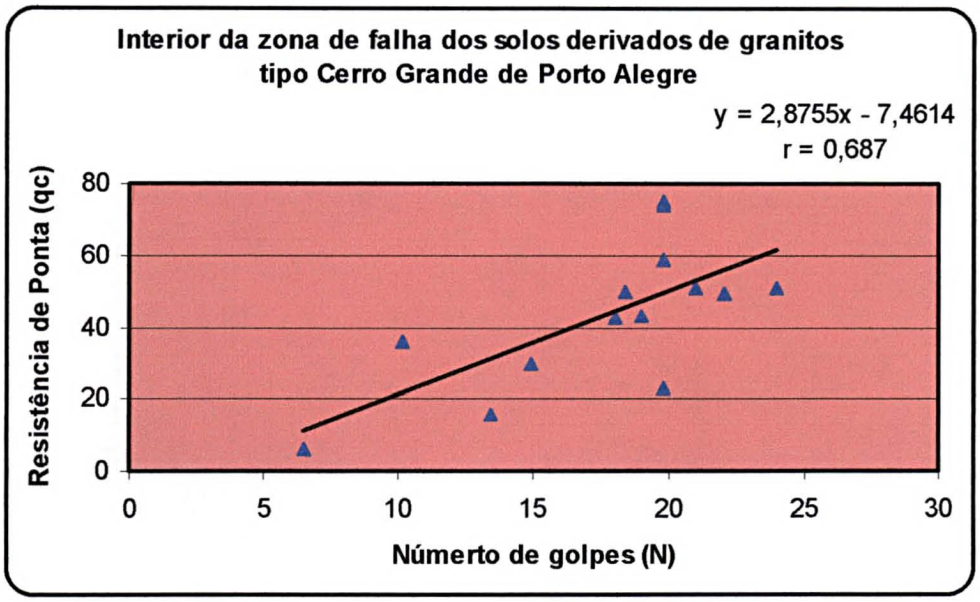


Figura 5.38 – Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para o interior da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande de Porto Alegre.

Nos aluviões de planícies de inundação as médias de K aumentam com a profundidade e depois diminuem constantemente até o diastema com o embasamento cristalino (Figura 5.39).

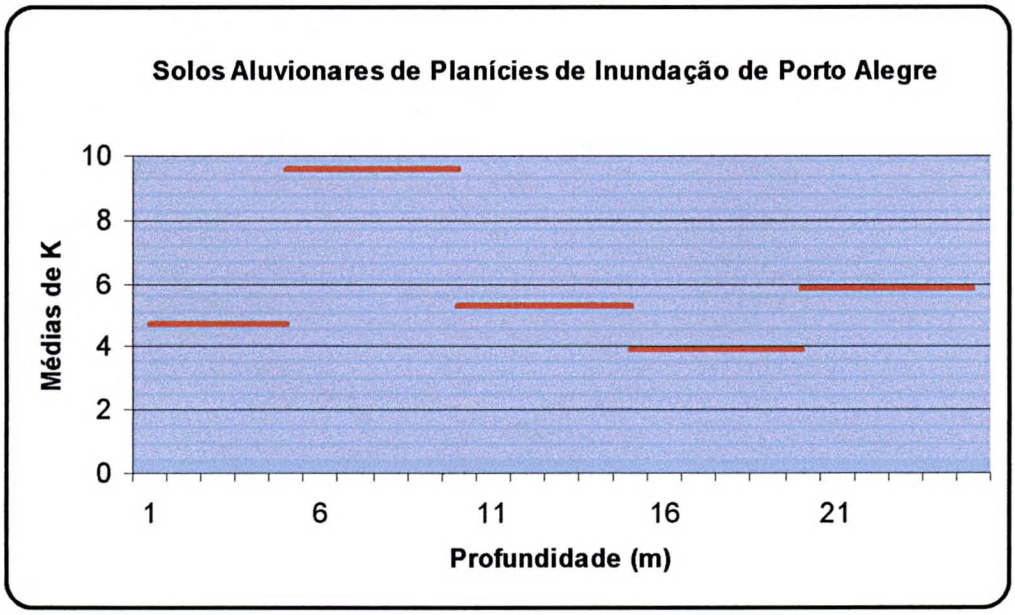


Figura 5.39 - Média das razões K em função da profundidade para aluviões de planície de inundação de Porto Alegre.

Na Figura 5.40, a correlação entre **N** e q_c para solos aluvionares de planície de inundação é bastante significativa, superior a 0,7.

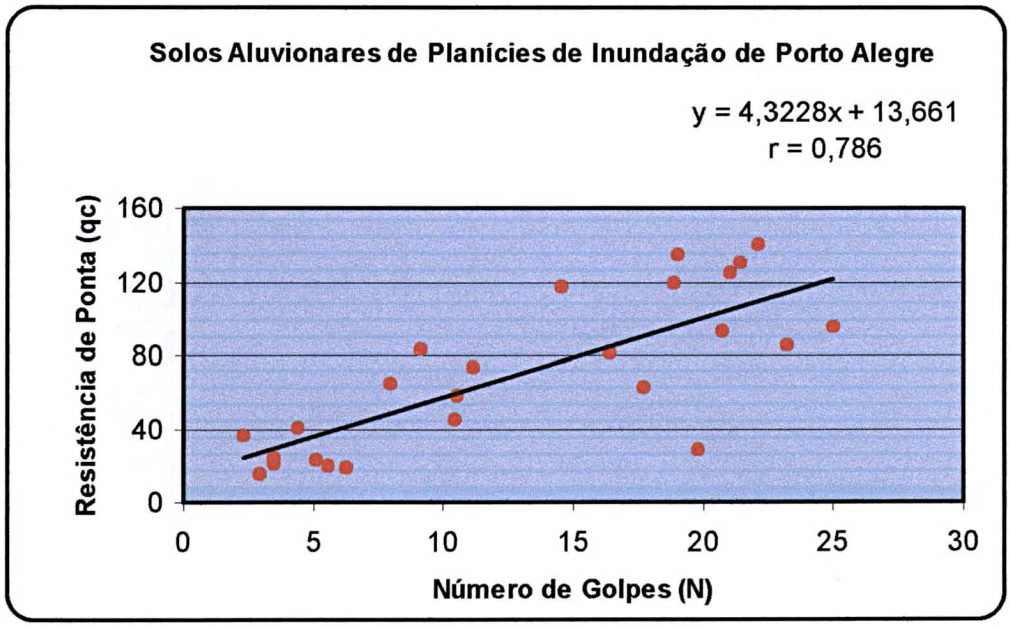


Figura 5.40 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para aluviões de planícies de inundação.

Nos aluviões de depósitos interdigitados, o valor de K se mantém quase constante entre 4 e 5, não variando muito (Figura 5.41).

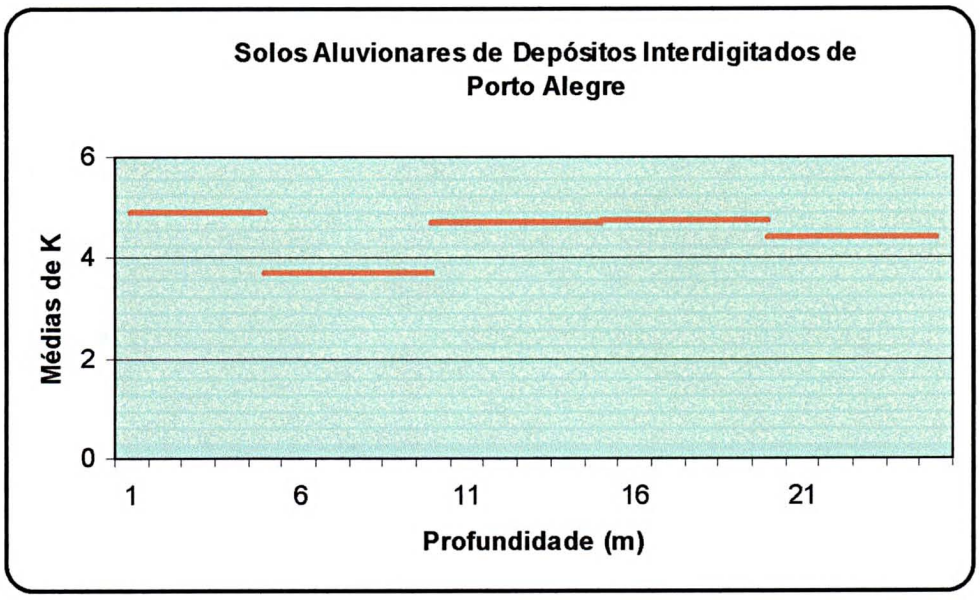


Figura 5.41 - Médias das razões K em função da profundidade para aluviões de depósitos interdigitados de Porto Alegre.

As correlações entre **N** e q_c para aluviões de depósitos interdigitados são também significativas, superior a 0,7 (Figura 5.42).

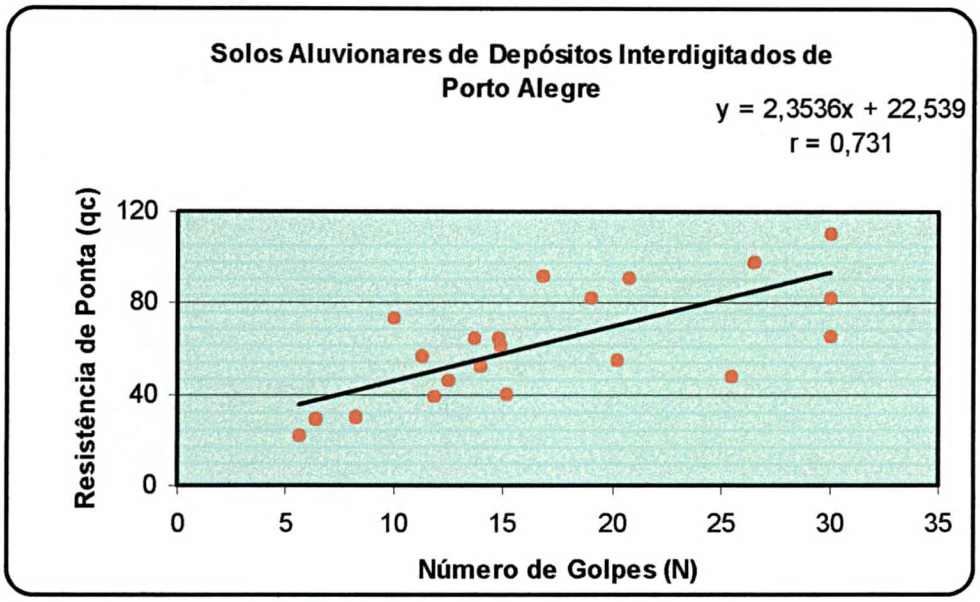


Figura 5.42 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para aluviões de depósitos interdigitados de Porto Alegre.

Em linhas gerais, até agora, parece lícito afirmar que as resistências obtidas a partir de **CPT** em todos os solos, e particularmente nos terrenos residuais necessitam maiores e melhores correlações do que simplesmente comparar q_c (resistência de ponta) com **N** (número de golpes do **SPT**) como foi feito até o momento.

É necessária a obtenção de dados de relacionais entre investigações, ruptura de estacas, natureza geológica da fábrica do terreno, estágio de maturidade, condições geomorfológicas, e influênciua das zonas de falha, dentre outros, para a melhor determinação de coeficientes correlacionais.

Este trabalho comprova as influências de vários fatores geológico-ambientais sobre as determinações de parâmetros de resistência dos terrenos, baseado em dados de **SPT** e **CPT**, mas não esgota o assunto, nem propõe novos fatores de correlação, pela ausência de ensaios monitorados de campo para efetivar novas retro-análises estatísticas controladas.

Velloso (1998) afirma que "As correlações baseadas no **SPT** são malditas porém são necessárias. Ainda assim, pelo uso indevido da metodologia, há ocasiões em que me arrependo de tê-las publicado" (In Schnaid, 2000, p. 163).

Este caminho tem sido perseguido pela engenharia de fundações, mas não tem sido suficientemente acompanhado pela geologia, que tem muito a contribuir na evolução do tema.

Dobky (1971) destaca que a atrito lateral, particularmente abaixo do nível freático altera as correlações entre os dados, recomendando correlações locais para estabelecer correlações em função da densidade relativa dos solos arenosos em diversas profundidades.

Isto justifica uma análise considerando condições geomorfológicas, intimamente relacionadas com o nível freático.

Jamiolkowski et al. (1985) destacam a importância da relação AN/AT sobre os resultados abaixo do nível d'água pela influência da poro pressão. Para estes autores AN = $d^2 \pi / 4$ e AT = $D^2 \pi / 4$, sendo a = AN/AT (onde AN é a área da secção transversal na haste e AT é a área da secção transversal no cone, com "d" = diâmetro da haste e "D" = diâmetro da ponta), e neste caso qt (resistência do cone corrigida pela poro-pressão) = $q_c + u (1 - a)$.

Estes vetores não tem sido considerados pelo uso comercial dos ensaios.

Lunne et al. (1997) assinalam que "**The pore water pressure correction is especially important in soft fine-grained saturated soils, where pore pressure can be large relative to the cone resistance**" (p. 26).

Não se dispõem destas correções para os dados utilizados que poderiam alterar os resultados. Mas é importante ressaltar que os processos de cálculo também não consideram esta questão tornando a correlação válida pela similaridade de condições.

E é exatamente fundamentada nas observações de campo, corroboradas de forma incontestável pela bibliografia, que as conclusões deste trabalho indicam que, para os terrenos estudados, fatores tais como a fábrica textural de natureza geológica, e as condições geomorfológicas, e, possivelmente, outras causas, precisam ser consideradas e monitoradas nos trabalhos para determinação mais adequada dos coeficientes de correlação dos métodos aplicados.

A análise das tabelas que descrevem as diferentes características entre os perfis de solo quanto aos fatores acima citados, as fotografias e as descrições dos terrenos, a média dos valores de resistência aferidos no campo e os resultados das simulações de cálculos, tratados estatisticamente, indicando se tratar de populações diferenciadas, quando considerados os fatores acima citados, confirmam as conclusões deste trabalho.

Amaral e Rocha Filho (1985) estudando comparativamente as diversas proposições de previsão de capacidade de suporte da base das fundações através de dados de **CPT** citam diversos métodos para concluir que a razão entre resistência de ponta de uma estaca e do cone será sempre maior do que 0,5 desde que a resistência do cone aumente com a profundidade, citando trabalhos de Begeman (1963), Te Kamp (1977), Thornburn (1976), Tong et al. (1981), Van der Veen e Boersma (1957), Philipponat (1980) e Zhou et al. (1982).

Os cálculos com as médias das aferições de resistência ao cisalhamento dos terrenos, medidos a partir do cone, confirmam estes trabalhos.

Menezes et al. (1991) assinalam que para uma variação de 2 a 11 golpes no **SPT**, q_c (resistência de ponta do cone) oscila entre 0,8 e 3,0 MPa enquanto f_s (atrito lateral) varia entre 30 e 200 kPa, com aumento dos valores proporcional à profundidade.

O extenso intervalo de oscilações certamente inclui outras variáveis além da profundidade, não discutidas por estes autores, mas exaustivamente apresentadas

neste trabalho, cuja quantificação depende de estudos de maior profundidade, com ampla instrumentação e monitoramento, a partir de concepções adequadas dos terrenos, dentro de uma abordagem multidisciplinar, integrada e dinâmica.

Tanaka e Diniz Filho (1991) concluem que os métodos de previsão da capacidade de carga de uma estaca baseados nos resultados de cone ou piezocone subestimam o valor, comparado com a prova de carga, estudando solos aluvionares.

Voyiadjis et al. (1994) mostram resultados em ensaios com miniatura de piezocone em laboratório, para assinalar ***a pequena influência da natureza granulométrica dos solos e da tensão horizontal nos resultados***, destacando a importância do tempo de dissipação das tensões na ponta do amostrador na influência do histórico de tensões no solo.

Conforme comprovam os dados do presente estudo, estes fatores, citados neste e em outros trabalhos, estão muito mais relacionados com a natureza geológica dos solos e as condições geomorfológicas, dentre outros, do que com os simples fatores granulométricos considerados pelos processos de cálculo.

Desta observação, deriva que, se a influência da natureza granulométrica é pequena, fatores como a fábrica textural geológica e outros são mais significativos. E corroborando a assertiva de Bernardes e Nordal (1991), os elementos que influenciam e controlam as forças de inércia, como o tempo de dissipação das tensões no amostrador e a influência do histórico anterior das tensões no solo, podem ser tornar fatores importantes.

As simulações das estimativas das capacidades de carga realizadas no presente trabalho a partir dos perfis de terreno representativos propostos se diferenciam exatamente pela natureza dos terrenos, seu estágio de maturidade e a condição geomorfológica.

Por isso, a origem genética dos solos, além de outros fatores como a situação geomorfológica e as condições de poro-pressão, devem ser fatores determinantes para a determinação de variáveis de controle para a execução de provas de carga que possibilitem efetivar regressões de dados e obtenção de índices de correlação relacionados a estes aspectos.

Para isto, é necessário que os perfis geotécnicos das investigações dos solos, passem não apenas a descrever as resistências em função das profundidades, mas também caracterizem com clareza elementos dos fatores geológicos e geomórficos aqui propostos, para que se possam:

1. efetuar estudos visando a obtenção de fatores de correlação relevantes;
2. utilizar corretamente os dados, utilizando os fatores de correlação acima citados, para efetivar o cálculo correto das capacidades de carga dos terreno.

A exata determinação dos fatores atuantes e de sua influência, vai depender de instrumentação de equipamentos de investigação e estacas e da obtenção de dados de ruptura de provas de carga para efetivar regressão

de dados e obtenção de índices de correlação, com o controle dos novos parâmetros propostos, que significa, uma parametrização geológica, ao menos na fase de investigação dos terrenos.

Belincanta e Cintra (1998) analisando as variantes no método ABNT para a execução de **SPT** concluem que o uso de dispositivos para queda livre do martelo tornam as sondagens de 8,8% a 11,8% mais eficiente; roldanas móveis tornam as sondagens 9% a 19,6% menos eficiente; os tipos de martelo podem tornar as sondagens de 10,1 a 14,2% menos eficiente; a massa da cabeça do martelo pode fazer as sondagens desde 4% mais eficiente a 12,1% menos eficiente; o estado de conservação da composição de hastes faz diminuir a eficiência de 4,8% a 7,7% e por fim, o método de avanço da perfuração feita com o próprio amostrador, torna o valor de **N** até 58% superior.

Isto significa que todas as diferenças derivadas de problemas operacionais das sondagens à percussão, são menores do que os resultados quando são considerados outros fatores geológicos e geomórficos, como aqui realizados. Ou seja, não se pode atribuir à incorreções operacionais as diferenças que encontramos e apresentamos.

Como se pode observar dos resultados apresentados por estes autores, com exceção do último item, provavelmente devido ao aumento das tensões confinantes, todas as demais diferenças entre as variáveis do método ABNT para a execução de SPT ***são menores do que as diferenças entre os métodos de SPT e CPT em solos aluvionares para a estimativa da capacidade de carga dos solos, e muito menores do que as diferenças obtidas nos solos residuais, particularmente sobre terrenos graníticos.***

Os resultados das simulações obtidas,para os solos de Porto Alegre, com as compilações de dados e perfis de solo propostos, tratados estatisticamente pelo teste "t" de Student, demonstram que os terrenos apresentam variações em sua resistência, e conseqüentemente nos cálculos de capacidade de carga em função:

1. ***da natureza geológica dos terrenos;***
2. ***das condições de maturidade para um mesmo tipo de litologia;***
3. ***e das condições geomorfológicas para um mesmo tipo de litologia;***
4. ***da influência de uma zona de falha num mesmo tipo de litologia.***

Baillot e Júnior (1999) comparando os processos manuais e automáticos de **SPT** descrevem que os processos são "compatíveis entre si". Estes autores lembram com base nos resultados das comparações que efetuaram que "A coleta do índice **SPT**, como processo metrológico, implica na interação entre pessoas, equipamentos e condições ambientais." E por isso os resultados obtidos embutem uma "variabilidade intrínseca", que estes autores calculam e que para um grau de confiança de 95,45% correspondente à "dm + ou – 2S" situa-se entre 85 e 91% dos dados que obtiveram.

Para estes autores, os principais fatores que causam pequenas variações nos resultados do **SPT** são: "tipo de haste, dimensões do amostrador e falha ou subjetividade humana".

Este trabalho demonstra que os processos manuais tendem a produzir índices **SPT** superiores aos do processo mecanizado, a medida que as sondagens se aprofundam. Asseveram: "tal comportamento é considerado uma evidência de que a menor rigidez e a maior excentricidade (das hastes) são os fatores causais preponderantes para tal resultado, e não a inércia.

Baillot e Júnior (1999) em suas conclusões, afirmam que:"em vista das condições reais em que geralmente são comercialmente oferecidos os serviços de sondagem, com equipamentos fora de especificação e práticas não recomendáveis, perde relevância o tratamento teórico refinado do tema".

O trabalho destes autores utiliza estatística padrão para o tratamento dos dados porque compara dados da mesma natureza, e na mesma unidade, o que não ocorre quando comparamos dados de **SPT** com **CPT**, quando os métodos e a própria unidade de medida é diferente. Por isso empregamos razões, capazes de ressaltar diferenças e o método "t" de Student, capaz de separar populações de dados com diferenças relevantes.

Das conclusões destes trabalhos de comparação de sondagens **SPT** e das demonstrações executadas ao longo deste trabalho, materializa-se a conclusão que é necessário considerar, no mínimo, a fábrica textural geológica da origem do solo e as condições geomorfológicas, para a determinação mais correta dos fatores influentes.

Outros fatores também poderão ser considerados, desde que se possa determinar critérios técnicos e geográficos que os distingam.

Estas determinações dependem da instrumentação de equipamentos de investigação e estacas e da obtenção de dados de ruptura de provas de carga para efetivar regressão de dados e obtenção de índices de correlação. Desta forma, os métodos de cálculo corrigirão adequadamente as influências de outros fatores, além da granulometria e tipo de estaca, na determinação da capacidade de carga dos terrenos.

As diferenças decorrem de considerar apenas fatores mecanicistas granulométricos, sem avaliar outros fatores, como aqui propostos ou mesmo questões operacionais, como a influência das forças de inércia, o tempo de dissipação das tensões nos amostradores e o histórico anterior das tensões no solo. (Bernardes e Nordal, 1991).

Por outro lado, o mesmo raciocínio legitima o uso destes métodos em todo o Brasil, da forma que se faz, porque conforme se comprova, não são as variáveis consideradas pelos métodos de cálculo ou pela região em que foram desenvolvidos – São Paulo – os maiores responsáveis por variações que venham a ocorrer.

O tipo de estaca é obviamente fundamental nestas equações, pois estacas escavadas diminuem a tensão de confinamento em relação à situação da investigação, e estacas cravadas aumenta a densidade dos terrenos durante sua cravação, elevando a resistência ao cisalhamento e o conjunto das tensões do solo.

Estas razões confirmam a hipótese levantada para os solos residuais: quanto mais favorável a penetração do cone, menor a resistência aferida por este equipamento investigativo nas resultantes dos cálculos padrões de

dimensionamento de capacidade de carga em estudos comparativos.

Ao contrário, o amostrador padrão de Terzaghi utilizado no **SPT** sofre menor influência dos fatores citados no parágrafo anterior, embora possam sofrer maiores interferências das condições determinadas pelos níveis de saturação.

O método de cravação estática foi originalmente desenvolvido para a pesquisa das resistências dos terrenos aluvionares, particularmente argilosos, a partir do **Delft Laboratory** na Holanda, e posteriormente na Europa.

Nestes materiais as forças de inércia que são determinantes das resistências mensuradas por este equipamento de investigação de solos são similares e capazes de homogeneizar seus efeitos, distribuindo-se igualmente entre os resultados.

Provavelmente a influência dos terrenos aluvionares que forneceram dados de sondagens e ruptura em provas de carga, usados pelos autores (Aoki e Velloso, 1975) dos métodos de dimensionamento das capacidades de carga, determinados por retro-análises estatísticas que definiram os coeficientes utilizados em função da natureza granulométrica dos materiais fazem com que estes valores numéricos se mostrem mais apropriados para o uso generalizado.

Isto porque aluviões são saturados e de granulometria semelhante em qualquer lugar, e tendem a reagir da mesma forma quanto às forças inerciais, dissipação de tensões e relações com histórico de tensões anteriores dependentes de confinamentos.

Na Tabela 5.8 são apresentadas as razões de K (q_c/**N**) para os agrupamentos de solos considerados de Passo Fundo.

Tabela 5.8 – Valores de K para solos de Passo Fundo.

VARIÁVEL	K (média)
Maturidade Jovem	1,20 (0,51 a 1,99)
Maturidade Madura	0,49 (0,24 a 0,87)
Taludes Côncavos	0,36 (0,17 a 1.21)
Taludes Convexos	1,15 (0,33 a 4,00)

Os valores são em geral pouco inferiores aos propostos por diversos autores na Tabela 5.5 e vários fatores já resumidos nas Tabelas 4.6 e 4.7 concorrem para esta constatação.

Nos solos de maturidade jovem de Passo Fundo, as médias de K permanecem praticamente constantes com o aumento da profundidade, em valores que oscilam entre 1 e 1,5, conforme se observa na Figura 5.43.

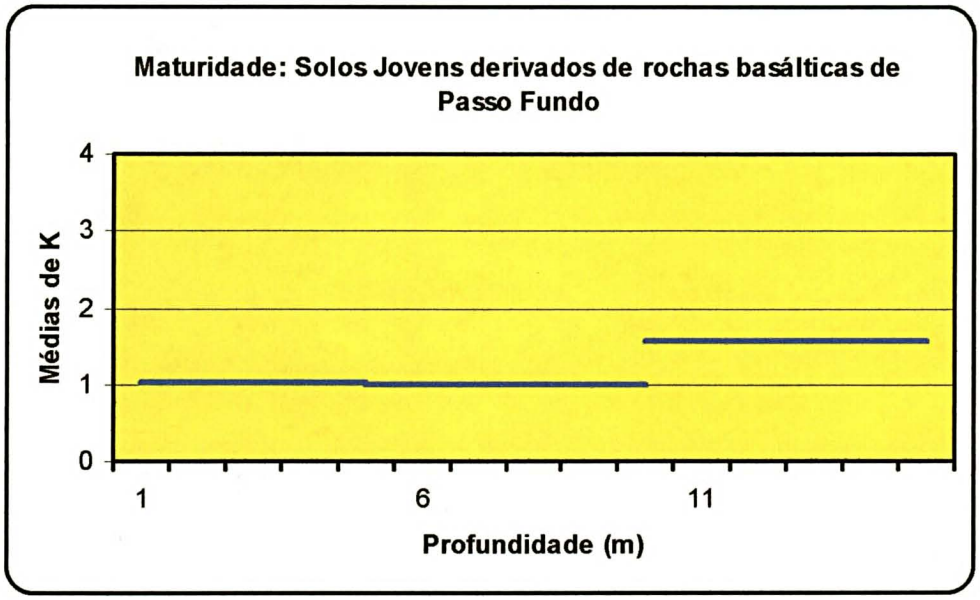


Figura 5.43 - Médias das razões K em função da profundidade para solos jovens derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

A correlação entre **N** e q_c apresentada na Figura 5.44 a seguir é muito boa, apresentando o valor significativo de 0,88.

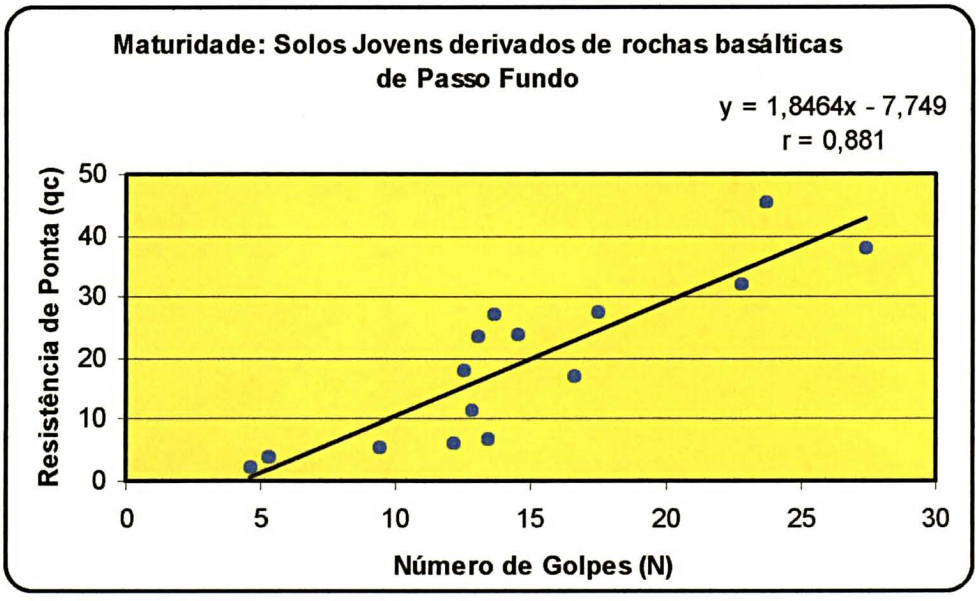


Figura 5.44 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para solos jovens derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

Nos solos maduros de Passo Fundo, as médias de K praticamente não se alteram com o aumento da profundidade, em razões sempre inferiores a unidade (Figura 5.45).

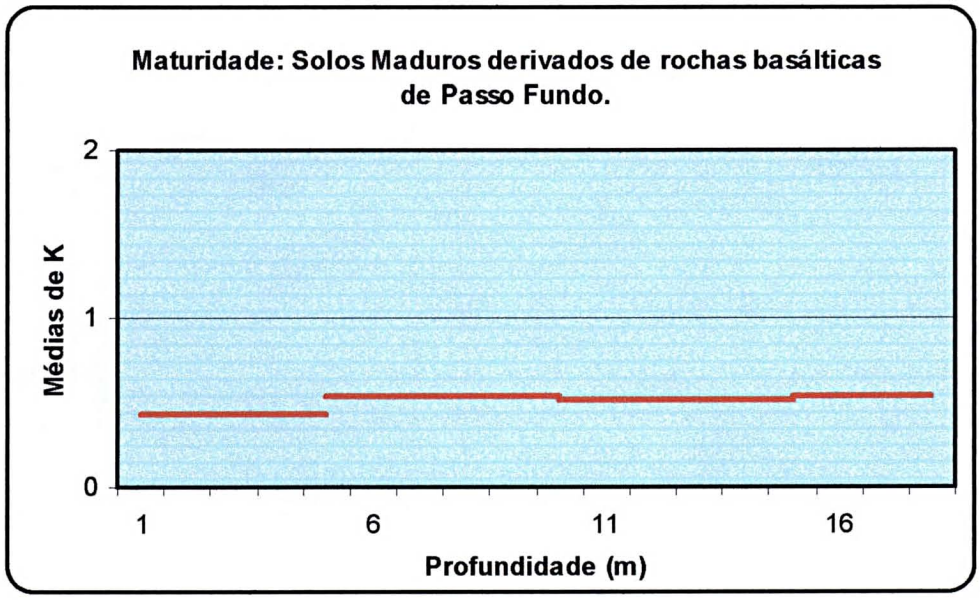


Figura 5.45 - Médias das razões K em função da profundidade para solos maduros derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

A correlação entre **N** e q_c é menor que nos solos jovens, mas ainda é significativa, situando-se próxima a 0,7 (Figura 5.46).

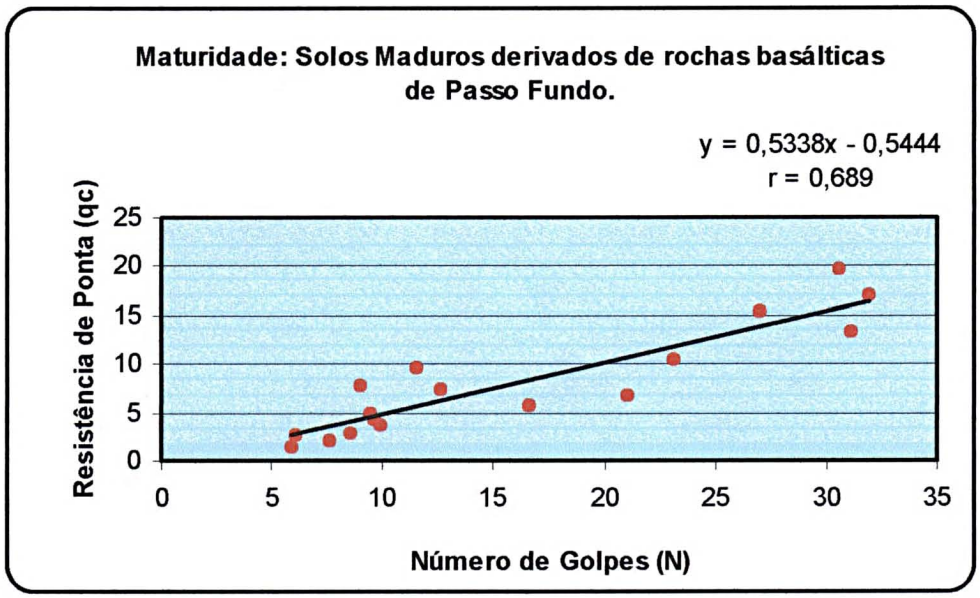


Figura 5.46 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para solos maduros derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

A média de K em função da profundidade para os taludes côncavos também varia pouco em função do aumento da profundidade (Figura 5.47).

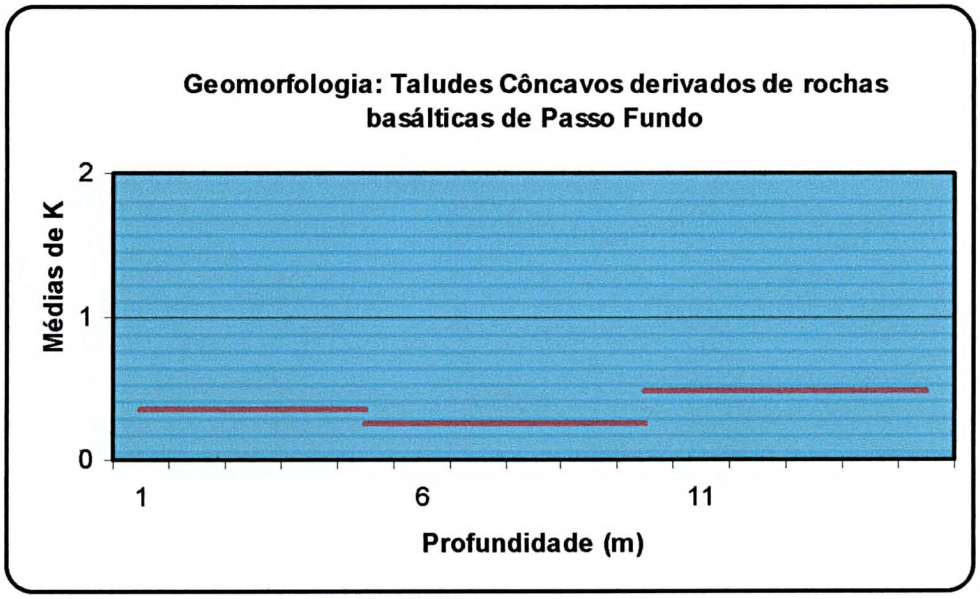


Figura 5.47 - Médias das razões K em função da profundidade para taludes côncavos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

As correlações entre **N** e q_c apresentam valores significativos de 0,8 (Figura 5.48).

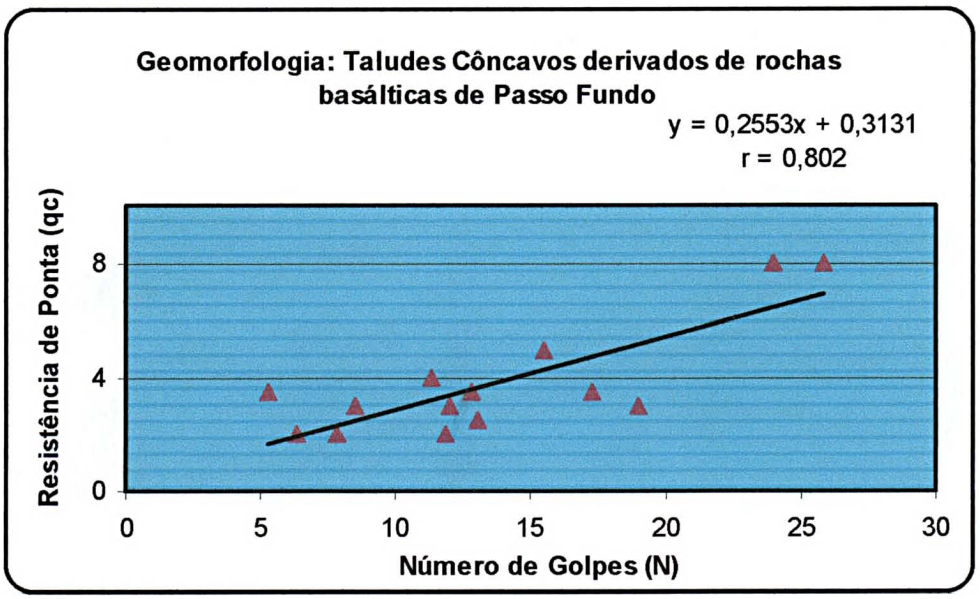


Figura 5.48 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes côncavos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

Nos taludes convexos, a média de K cresce levemente com o incremento da profundidade (Figura 5.49).

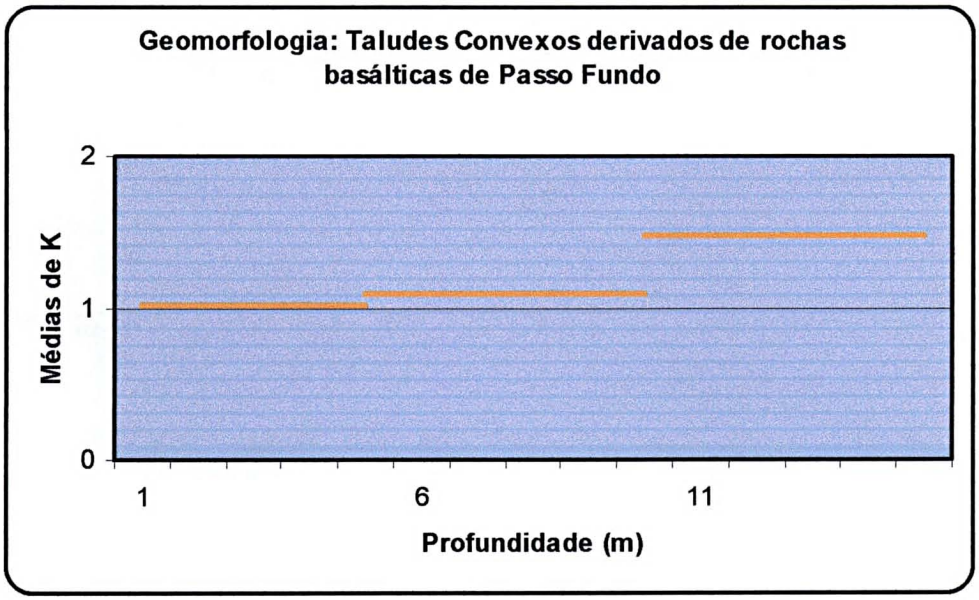


Figura 5.49 - Médias das razões K em função da profundidade para taludes convexos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

Nestes solos são baixas (0,4) as correlações entre **N** e q_c (Figura 5.50).

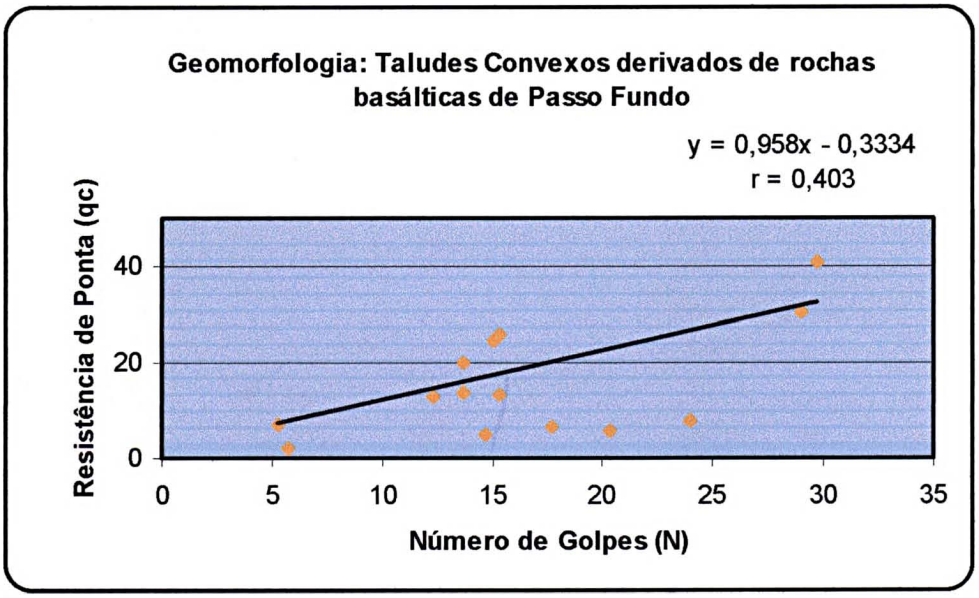


Figura 5.50 - Correlações entre o Número de golpes (**N**) e a Resistência de ponta (q_c) para taludes convexos derivados de rochas basálticas de Passo Fundo.

Para os terrenos de Passo Fundo, há influência do estágio de maturidade dos terrenos e da variável geomorfológica, conforme comprovam as análises estatísticas dos resultados dos cálculos das capacidades de carga para os 2 métodos nos perfis de solo testados, que representam a influência destas variáveis.

Os solos residuais resultantes da decomposição do basalto, de Passo Fundo, exibem granulometria fina, sendo predominantemente argilosos e siltosos. Como não ocorre o mineral quartzo nos basaltos, não existem frações arenosas nos solos. Ou melhor, eventuais porções arenosas resultam de fragmentos basálticos em decomposição formando relictos de maior granulometria, geralmente confinados ao horizonte saprolítico de transição entre os solos e a rocha, fora do alcance dos dados disponíveis das investigações tanto por **CPT** quanto por **SPT**.

A natureza dos minerais que constituem estes terrenos envolve grande quantidade de minerais argilosos cloríticos e argilo-minerais próprios de terrenos latossólicos. Resultante disto é a elevada cerosidade do terreno e seu caráter **macio**.

Na região do Planalto Sul-Riograndense, o nível freático profundo determina a inexistência de pressões devidas ao confinamento e saturação, e desta forma é facilitada a operação de penetração do cone, fenômeno que diminui a resistência medida. Ao contrário do que ocorre por exemplo nos perfis de solos aluvionares de Porto Alegre.

As sondagens à ferramenta de percussão parecem ser menos influenciadas por estes fatores, que podem determinar alguma distorção no resultado final das capacidades de carga obtidas a partir de dados de **CPT**.

O fato de as condições geomorfológicas serem uma variável relevanta para os terrenos de decomposição de basalto de Passo Fundo está ligado a granulometria.

Na variável considerada "estágio de maturidade dos terrenos", a granulometria é claramente granocrescente em profundidade. No caso da variável geomorfologia, não ocorre variação granulométrica clara nos perfis, e a influência do nível freático é muito diversa. Na base dos taludes convexos, a presença de nível freático confinado aumenta a influência das forças inerciais, preponderantes sobre a evolução da cravação do cone.

Nos taludes convexos, ao contrário, as taxas de escoamento superficial e as infiltrações, combinadas, não produzem aqüíferos confinados, influenciado menos a evolução da cravação do cone.

Sobre as sondagens à percussão, tal fator é considerado irrelevante pela bibliografia (De Mello, 1971; Belicanta e Cintra, 1998), e pelos estudos aqui apresentados.

O trabalho executado enfatiza os aspectos da natureza geológica dos solos, seu estágio de maturidade ou evolução e ressalta ainda que as condições geomorfológicas e a influência das zonas de falha existentes devem ser fatores considerados nas determinações dos estudos futuros.

Vários autores destacam ainda a necessária importância da relação entre o diâmetro de ponta do cone e o diâmetro da haste de cravação para a correção da

resistência de ponta quanto às pressões neutras (Amaral e Rocha Filho, 1985; Lunne, 1997). Não tem sido habitual o uso destes dados, que não estão disponibilizados na presente análise, mas cuja importância se destaca aqui pelas alterações fundamentais dos resultados que produziria.

Existem várias relações entre diâmetro de ponta e diâmetro lateral do cone, que podem influenciar os resultados neste método de investigação (Lunne et al, 1997). No entanto, cabe ressaltar que os processos de cálculo também não consideram esta questão tornando a correlação válida pela similaridade de condições.

O extenso intervalo de oscilações nas correlações diretas entre **N** (número de golpes do **SPT**) e q_c (resistência de ponta do **CPT**) nos vários trabalhos existentes, certamente indica e deixa implícito que outras variáveis além da profundidade e natureza dos solos são interferentes. Caso contrário não seriam tão variáveis os resultados da tabela 5.5, que dividem a resistência de ponta do **CPT** pelo número de golpes do **SPT**.

Vários trabalhos (Lunne et al, 1997), concluem que os métodos de previsão da capacidade de carga de uma estaca baseados nos resultados de cone ou piezocone subestimam o valor, comparados com a prova de carga, confirmam a necessidade de considerar também os fatores aqui discutidos como a natureza da fábrica geológica, o estágio de maturidade dos solos, a situação geomorfológica e a presença de zonas de falha, e mesmo a influência do nível freático, aqui não considerada por falta de dados confiáveis.

Deve ser feita portanto prova de carga sobre elementos estruturais de transferência de carga, executados em terrenos, depois de considerar os fatores geológicos influentes neste local, a fim de possibilitar a definição de coeficientes de correlação relevantes por retro-análises estatísticas.

Já importantes pesquisas demonstram, que a influência da natureza granulométrica dos solos é pequena, sendo mais importante a tensão horizontal nos resultados, destacando a importância do tempo de dissipação das tensões na ponta do amostrador na influência do histórico de tensões no solo (Amaral e Rocha Filho, 1985, Bernardas e Nordal, 1991 e outros).

Neste trabalho são apresentados também, outros fatores influentes no estado de tensão, como a natureza geológica das fábricas e elementos conexos, tem que se considerados nos estudos futuros.

E confirmando a abordagem proposta, ainda existem outros elementos que são citados como influentes, como e como as forças de inércia, o tempo de dissipação das tensões no amostrador e a influência do histórico anterior das tensões no solo. Estes elementos podem ser tornar fatores dominantes, e não foram considerados nos estudos atuais.

Assim, é válido sugerir que as investigações geotécnicas e o refinamento dos métodos de cálculo das capacidades de carga se direcionem cada vez mais a parâmetros geológicos, geotécnicos e pedológicos, como natureza da fábrica envolvida na inter-relação dos constituintes físicos, condições geomorfológicas, parâmetros de resistência diferenciados, estado de tensões dos solos, e outros.

A maioria dos autores não discute estes fatores, levantados neste trabalho, cuja quantificação depende de trabalhos de maior profundidade, com ampla

instrumentação e monitoramento, a partir de concepções adequadas dos terrenos, dentro de uma abordagem multidisciplinar, integrada e dinâmica.

Concluindo, ***nos solos residuais sobre perfis graníticos, natureza geológica dos solos, a maturidade, as condições geomorfológicas e a influência de zonas de falha, dentre outros, devem ser elementos determinantes para a execução de provas de carga que possibilitem efetivar regressões de dados e obtenção de índices de correlação relacionados a estes aspectos.***

Nos solos sobre perfis basálticos, o estágio de maturidade e as condições geomorfológicas dos solos são fatores relevantes.

A correta avaliação dos fatores atuantes e de sua influência, vai depender de instrumentação de equipamentos de investigação e estacas e da obtenção de dados de ruptura de provas de carga para efetivar regressão de dados e obtenção de índices de correlação, *com a influência dos novos parâmetros propostos nas variáveis de controle dos solos.*

A restrição maior se deve a não considerar a natureza geológica das fábricas dos solos, seu estágio evolucionai, as condições geomorfológicas e a presença de zonas de falha, além de outros fatores aqui não considerados como poro-pressão, condições climáticas, e demais características pedológicas e geotécnicas, que na área agronômica e geológica são mais valorizadas. Os métodos de cálculo que se originam da engenharia civil consideram apenas a natureza granulométrica do material.

6. Conclusões

6.1 - CONCLUSÕES

1. Os estudos comparativos comprovam que nos solos residuais de Porto Alegre, **são fatores relevantes**, nas variações encontradas entre os métodos de **SPT e CPT** na aferição da resistência dos solos, no dimensionamento da capacidade de carga dos terrenos e no comportamento dos diagramas K (resistência de ponta do cone(q_c) /número de golpes da sondagem à percussão(**N**)) x profundidade e q_c x **N**:

- *a natureza geológica dos terrenos, considerando solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande e solos derivados dos granitos tipo Morrinhos;*
- *a maturidade dos terrenos, as condições geomorfológicas, e a influência de uma zona de falha testadas em solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande;*
- *e a natureza aluvionar dos terrenos.*

2. Na avaliação da natureza geológica, considerando solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande e solos derivados dos granitos tipo Morrinhos, as estimativas de capacidade de carga apresentam variação estatística relevante e as razões K variam entre 2 e 3 para o primeiro solo e entre 1 e 5 para o segundo, com variações típicas em função da profundidade. As correlações entre resistência de ponta x número de golpes são elevadas nos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande até o número de golpes de 30, sendo baixas nos solos derivados dos granitos tipo Morrinhos.

3. A co-variável maturidade, testada em solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, há variação nas estimativas de capacidade de carga entre solos jovens e maduros. Nos solos jovens, as razões de K x profundidade oscilam ao redor de 4, elevando-se um pouco no horizonte saprolítico. Nos solos maduros, as razões de K oscilam entre 2 e 6, atingindo o valor de 9 no horizonte saprolítico. Os terrenos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, classificados como solos jovens exibem boas correlações de q_c x **N**. Os solos classificados como maduros exibem baixa correlação entre q_c x **N.**

4. A co-variável gemorfologia, considerando taludes convexos e côncavos sobre solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande, apresenta variações significativas nas estimativas de capacidade de carga. Nos taludes convexos, a razão K varia com a profundidade entre 2 e 6, enquanto nos taludes côncavos esta variação é entre 2 e 10, em ambas com padrões de variação

própria em função da profundidade. Nos taludes convexos sobre solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande, as correlações entre q_c x **N** são baixas, enquanto nos solos classificados como taludes côncavos, as correlações entre q_c x **N** são significativas com valor de 0,52.

5. A co-variável influência de uma zona de falha, testada em solos residuais derivados dos granitos tipo Cerro Grande mostra variações estatisticamente relevantes no dimensionamento das estimativas da capacidade de carga por **SPT** e **CPT**. As razões K x profundidade, para os terrenos adjacentes à zona de falha, tem razão 4 na parte superior, baixando para 2 no horizonte inferior. No interior da zona de falha, a razão situa-se em torno de 2, subindo para 3 apenas na transição solo/rocha. Nas adjacências da zona de falha, a razão q_c x **N** é baixa, enquanto no interior da zona de falha é alta.

6. Nos solos derivados de diferentes tipos de planicies aluvionares também são significativas as variações. Nos dados derivados de investigações por **SPT** e **CPT** em planícies de inundação, em ambientes flúvio-deltaicos, as razões de K variam com a profundidade entre 4 e 10, cabendo ressaltar que as maiores razões encontradas entre todos os tipos de solo para a resistência de ponta do cone/número de golpes do **SPT** ocorrem em solos argilosos impregnados com matéria orgânica. Nos solos aluvionares de depósitos interdigitados, de origem mais lagunar entre relevos graníticos, as razões de K x profundidade, oscilam em torno de 4. Em ambos os casos, as correlações entre q_c x **N** são boas, sendo maiores nas planícies de inundação.

7. Nos solos de Passo Fundo, derivados da decomposição sobre rochas basálticas, os estudos geotécnicos comparativos demonstram que **são fatores relevantes**:

- ✓ *o estágio de maturidade dos solos;*
- ✓ *e as condições geomorfológicas.*

8. Nos solos jovens derivados de rochas basálticas de Passo Fundo, as estimativas de capacidade de carga sempre apresentam resultados superiores com o emprego de dados de **CPT** em relação à **SPT**, aos resultados obtidos com os dados em solos maduros. Os gráficos de K x profundidade apresentam médias em torno de 1, com pequenas variações para os solos jovens em torno de 0,5, com pequenas variações para solos maduros. Ambos os tipos de terrenos exibem boas correlações entre q_c x **N**.

9. A verificação da influência da geomorfologia sobre os solos derivados de rochas basálticas, em Passo Fundo, apresenta resistências ainda mais baixas

quando empregados dados de **CPT** em relação a **SPT**, com populações estatisticamente diferenciadas para os tipos testados. As razões de K x profundidade são inferiores a 0,3 nos taludes côncavos, com pequenas variações e são próximas a 1 nos taludes convexos, onde crescem um pouco no extremo inferior. As correlações entre q_c x **N** são elevadas nos solos derivados de rocha basáltica classificados nos taludes côncavos e baixas nos solos classificados como taludes convexos.

10. A análise conjunta dos resultados aqui apresentados pelas simulações executadas com os perfis propostos, com as referências bibliográficas e os estudos da bibliografia e de casos discutidos, permitem concluir que se a influência da natureza granulométrica, tal como proposto pelos métodos usuais de cálculo, é importante, outros fatores como a natureza geológica entre solos derivados de diferentes litologias; o estágio de maturidade e as condições geomorfológicas, e a influência de uma zona de falha, sobre solos derivados de uma mesma litologia, também são relevantes entre os solos residuais; enquanto a natureza do terreno aluvionar também diferencia os resultados.

6.2 - RECOMENDAÇÕES

I. A determinação destes fatores e sua importância somente poderá ser mensurada com a execução de estudos de investigações geotécnicas seguidos de execução de cálculos de capacidade de carga dos terrenos e a execução de estacas e provas de carga sobre as estacas, com elaboração de retro-análises estatísticas, considerados os diferentes elementos influentes, conforme as situações de campo existentes e discutidas.

II. É recomendável que estes estudos geotécnicos sejam monitorados e apoiados em análises geoestatísticas, que representam a melhor interpolação possível entre propriedades com variação espacial.

II. Considerando variáveis geológico-ambientais, e instrumentalizadas as medidas, as diferenças existentes entre os cálculos a partir de **SPT** e **CPT** nos diferentes solos, seriam absorvidas e incorporadas aos índices de correlação e correção dos métodos de estimativa das capacidades de carga e das características dos terrenos, resultando em melhor padronização dos resultados.

7. Referências Bibliográficas

AB'SABER, A. N. Participação das superfícies aplainadas nas paisagens do Rio Grande do Sul. **Geomorfologia**. São Paulo, v.11, p.1-18,1969.

_____. Domínios Morfo-Climáticos e Solos do Brasil. In: ALVAREZ V., V. H.; FONTES F., L. E.; FONTES F., M. P. (Edit.) **O Solo nos grandes Domínios Morfoclimáticos do Brasil e o Desenvolvimento Sustentado.** Viçosa, MG: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo – Departamento de Solos, UFV, 1996. p. 1-18.

ALBIERO, J. H. Correlação entre resistência de cone (Qc) e Resistência à Penetração (SPT) para solos lateriticos. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações**, 9, v. 2, p. 187-194, Salvador, 1990.

ALEVA, G. J. J. Bauxitic and other duricrusts in Suriname: a review. **Geologie en Mijnbouw**. v. 58, n. 3, p. 321-336, 1979.

ALEVA, G. J. J. Essential Diferences between Bauxite Deposits along the Southern and Northern Edges of the Guiana Shield, South América. **Economic Geology.** v. 76, p.1142-1152, 1981.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo. Editora Edgar Blúcher,1983.

ALPERSTEIN, R.; LEIFER, S. Site investigation with static cone penetrometer. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE, v. 102, n. 5, p. 539-555, 1976.

AMARAL, C. S.; ROCHA F°, P. Estudo Comparativo entre diversas proposições de previsão de capacidade de suporte da base de fundações através de CPT. **Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas**. Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFGRS, v. 2, p. 13-28, 1985.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Penetration Test and Split-Spoon Sampling of Soils**: D-1586. Philadelfia, Pa., 1973.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. **5th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineer,** Buenos Aires, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos; procedimento. Rio de Janeiro, 1979.

._____. **NBR 6502**: rochas e solos; terminologia. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 7520**: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento de solos; procedimento. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edificios; procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 12.069**: solo: ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

AYALA L. **Contribuição ao estudo da Formação Graxaim do Cenozóico da Planície Costeira do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 1980. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Instituto de Geociências, UFRGS, 1980.

AZEVEDO, S. L. **Sistematização dos Resultados de sondagens de simples reconhecimento dos solos de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1990. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Escola de Engenharia, UFRGS, 1990.

BADILLO, E.J.; RODRIGUEZ, A. R. **Fundamentos de la Mecanica de Suelos.** Vol.1. 3 Ed. Mexico: Limusa, 1977.

_____. **Mecanica de Suelos**. v I, II e III. México: Editorial Limusa, 1980.

BAILLOT, R. T.; RIBEIRO JÚNIOR, A. Sondagem a percussão: Comparação entre processos disponíveis para ensaios SPT. **Solos e Rochas**. v. 22, n. 3, p. 167-178, 1999.

BALDI, G.; BELOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI. M.; PASQUALINI, E. Cone resistance of dry medium sand. In: International Conference of Soil Mechanics and Foudation Engineering, 10, 1981, Stockolm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. v. 2, p. 427-432.

BANDINI, P.; SALGADO, R. Methods of pile design based on CPT and SPT results. In: Robertson & Mayne (eds.). **Geotecnical site Characterization**. Rotterdam: Bakema, 1998. p. 967-976.

BARTON, M. E.; COOPER, M. R.; PALMER, S. N. Diagenetic Alteration and Micro-structural of Sands: Neglected Factors in the Interpretation of Penetration Tests. In: I.C. E. Conference on Penetation Testing in the UK. **Proceedings ...** Londres: Thomas Telford, 1989.

_____. Design parameters for sands from CPT. In: European Symposium on Penetration Testing, 2, 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Roterdam: A. A. Balkema, 1982. v. 2, p. 425-438.

BAZARAA, A. R. S. S. **Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlement of Sballow Foudations on Sand.** Chicago: Univ. of Illinois, 1967.

BEGEMANN, H. K. S. P. The use of the static penetrometer in Holland. **New Zealand Engineering**, v. 18, n. 2, p. 41-49, 1963.

_____. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: International Conference of Soil Mechanics and Foudation Engineering, 6, 1965, Montreal. **Proceedings**... Toronto: University Press, 1965, v.1, p. 17-20.

_____. Central and Western Europe - General Report. In: European Symposium on Penetration Testing, 1974. Stockholm. **Proceedings...** Stockholm National Swedish Building Research, 1974-75. v. 2, p. 29-39.

BELINCANTA, A. A avaliação dos fatores Intervenientes no índice de resistência á penetração do SPT. São Carlos, 1998. Tese (Doutorado em Engenharia) Escola de Engenharia, USP, 1998.

BELINCANTA, A.; CINTRA, J. C. A. Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para Execução do SPT. **Solos e Rochas**. v. 21, n. 3, p. 119-133, 1998.

BERBERIAN, D. **Sondagens do subsolo para fins de engenharia.** Brasilia: Infrasolo / UNB. vol. 1, 1986.

BERNARDES, G.; NORDAL, S. Estudo da Capacidade de carga de Estacas Modelo através de Ensaios Estáticos e Dinâmicos. **2° Seminário de Eng. de Fundações Especiais.** V.2 p. 17-30, 1991.

BERRY, K.M.; OLSOM, S.M.; LAMIC, M. Cone penetration testing in the Mid-Mississipi river valley. In: Robertson & Mayne (eds.). **Geotecnical site Characterization.** Rotterdam: Bakema, 1998. p. 983-987.

BERRY, L.; RUXTON, B. P. Notes on Wearthering zones and soils on granits rocks in two tropical regions. I. **Soil Sci**. v.10, p. 54-63, 1959.

BIGARELLA, J. J.; BECKER, R. D.; SANTOS G. F.; **Estrutura e Origem das Paisagens Tropicais e Subtropicais, 1**. Florianópolis: Ed. UFSC, 1994.

BIROT, P. **Les méthodes de la morphologie**. Paris: Presses Universitaires de France, 1955.

BJERRUM, L. General Report In: 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973. Moscow. **Proceedings...** Moscow, 1973.

BOURMAN, R. P. Perennial problerns in the study of laterite: A review. **Australian Journal of Earth Sciences,** v. 40, p. 387-40l, 1993.

BOWLES, J. E. **Physical and Geotechnical Properties of Soils.** 2 Ed. New York:: Mc Graw Hill Book Company, 1984.

BÜDEL, J. **Climatic Geomorphology**. New Jersey: Princeton University Press, 1982.

BURMISTER, D. M. **The importance and pratical use of relative density in soil mechanics.** ASTM v. 48, p.1249, 1948.

CAILLEUX, A.; TRICART, J. Le Problème de la classification des faits geómorphologiques. **Annales de Géographie**, n. 349, p. 162-186, 1956.

CARRARO, C. C. et al. **Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul** (Escala 1:1.000.000), Instituto de Geociências, UFRGS, Porto Alegre, 1974.

CHANG, M. K. Density changes of sand on cone penetration resistance. In: International Symposium on Penetration Testing, 1, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1988. v. 2, p. 707-714.

COMIN-CHIARAMONTI, P.; BELLIENI, G.; PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A. J.; Classification and petrography of continental stretoid volcanics and related íntru

from the Paraná Basin (Brazil). In: Piccirillo E. M.; Melfi, A.J.(ed.) **The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin, petrogenetic and geophysical aspects,** 1988.

CORDANI, U. G.; CIVETTA, L.; MANTOVANI, M. S. M.; PETRINI, R.; KAWASHITA, K.; HAWKESWORTH, C.J.; TAYLOR, P.; LONGINELLI, A.; CAVAZZINI, G.; PICCIRILLO, E. M. Isotope Geochemistry of flood volcanics from the Parana basin (Brazil). In: Piccirillo E. M.; Melfi, A.J.(ed.) **The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin, petrogenetic and geophysical aspects,** 1988.

COSTET, J; SANGLERAT, G. **Curso Practico de Mecanica de Suelos.** Barcelona: Ediciones Omega, 1975.

COX, K. G. A. A model for flood basalt vulcanism. **J. Petrology** v. 21, p. 629-650, 1980.

_____. The role of mantle plumes in the development of continental drainaga patterns. **Nature.** v. 342, p. 21 -28, 1989.

CRUZ, O. A escala temporal-espacial nos estudos dos processos geomorfológicos erosivos atuais. Uma questão de método. **Geomorfologia** 33. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1985.

DANZIGER, F. A. B.; POLITANO, C.R.; DANZIGER, B. R. CPT-SPT Correlations for some Brazilian residual soils In: Robertson & Mayne (eds.). **Geotecnical site Characterization.** Rotterdam: Bakema, 1998. p. 907-912.

DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. de A. Correlações entre SPT e os resultados de ensaios de penetração contínua. **Anais...** VIII Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações. P. Alegre, 1986, p. 103-113.

DE BEER, E. Dimensional analysis of the problem. In: European Symposium on Penetration Testing, 1974. Stockholm. **Proceedings...** Stockholm National Swedish Building Research, 1974-75. v. 2, p. 119-127.

DE MELLO, V. F. B. **Considerações sobre Ensaios de Penetração e suas Aplicações a Problemas de Fundações Rasas.** São Paulo, 1967. Tese Faculdade de Arquitetura, USP, 1967.

_____. The Standard penetration test. In: 4th Panamerican Congres on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971. Puerto Rico. **Proceedings...** Puerto Rico,1971. v. 1, p. 1-86.

DESCARTES. **Lettres**. ALEXANDRE, M, PUF, 1954, Les grands textes.

DIAS, R. D. et al. In: MENEGAT, R. **Atlas Ambiental de Porto Alegre**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul /Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 1998.

DIKRAN, S. S. **Some Factors Affecting the Dynamic Penetration Resistance of a Saturated Fine Sand.** University of Surrey, 1983.

DIN 4094, Part 2. **Dynamic and Static Penetrometers: Application and Evaluation**. Berlin, 1980.

DOBKY, R. Cone Dinamico y Prueba Standard em Arenas Limosas. In: 4th Panamerican Congres on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971, Puerto Rico. **Proceedings...** Puerto Rico, 1971, v. 2.

DOUGLAS, B. J.; OLSEN, R. S. Soil classification using eletric cone penetrometer. In: Session of Cone Penetration Testing and Experinece, 1981, St. Louis. **Proceedings...** New York: ASCE, 1981. p. 209-227.

DURGUNOGLU, H. T.; MITCHEL, J. K. Influence of penetrometer characteristics on static penetration resistance. I- Analysis. II-Evaluation of theory and implications for pratice. In: Specialty Conference on in Situ Measurement of Soil Parameters. 1975. Raleigh. **Proceedings...** New York: ASCE, 1975. v. 1, p. 172-189.

ERHART, H. La théorie bio-rhexistatique et les problèmes biogéographiques et paléobiologiques. **C. R. Som. des Scences de la Société de Biogéographie**, XXXIII année, n· 287-288-289, pág 45-53, dezembro de 1956. (Transcrito em Notícia Geomorfológica n. 11, p. 51-58, 1966. Campinas. Tradução de Antonio Christofoletti).

FERRAZ, NAPOLES NETO, A. D. Sobre a medida de resistência à penetração em sondagens. In: 4th Panamerican Congres on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971, Puerto Rico. **Proceedings...** Puerto Rico, 1971, v. 2.

FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H.; LOBO, da S. A.; CARVALHO de D. Correlações entre atrito lateral medido em provas de carga, em estacas apiloadas, instrumentadas e resultados de ensaios de SPT e CPT. **Solos e Rochas**. n. 1, v. 21, p. 3-18, 1998.

FISCHER, R. A. **Statistical Methods for Research Workers**. Edinburgh: Oliver and Boyd, 1948.

FRAGOSO CESAR, A. R. S. **Tectônica de Placas no Ciclo Brasiliano: As Orogenias dos Cinturões Dom Feliciano e Ribeira no Rio Grande do Sul**. São Paulo, 1991. Tese. (Doutorado em Geologia) - USP, 1991.

GABES, E. S. **Metereology and Climatology for Sixty Form and Beyond**. 4ª ed. Londres: Harrap, 1972.

GALLAGHER, K.; HAWKESWORTH, C. J.; MANTOVANI, M. S. M. Denudation, fission track analysis and the long-term evolution of passive margin topography: application to the Southeast Brazilian margin. **Journ. South Amer. Earth Sci**. v. 8, n. 1, p. 65-77,1994.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. C. Research of Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test. In: 4st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957. Londres. **Proceeedings...** Londres,1957. v. 1. p.35-39.

GONÇALVES, N. M. M.; DUDOIGNON, P.; MEUNIER, A. The hidrotermal Alteration of continental Basaltic flows in Northern Parana Basin (Ribeirão Preto. São Paulo state, Brazil) **Sci. Géol. Mém.** v. 88, p. 153-162, 1990.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, M. C. **Estabilidade de Taludes naturais e de Escavação**. São Paulo: Edgar Blücher, Ed. USP, 1976.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1996.

HACK, J. T. Interpretation of erosional topography in humid temperate regions. **Am. Jour. Sci.** v. 258-A, p. 80-97, 1960 (Transcrito em Notícia Geomorfológica, n. 12, p. 3-37. Tradução de Lúcia Helena Girardi).

HOLUBEC, L.; D'APPOLONIA, E. Effect of particle shape on the engineering properties of granular solis. In: ASTM SPT 523, 304-318, 1973.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New Developments in field an laboratory testing of soils. State of the art report. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11, 1985. San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1985. v. 1, p. 57-153.

JAMIOLKOWSKI, M.; GUIONNA, V. N.; LANCELLOTA, R. New Corretations of Penetration tests for Design practice. In: European Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, 1988, Orlando. **Proceedings...** 1988. v. 1, p. 263-296.

JANBU, N.; SENNESET, K. Effetive stress interpretation of in situ static penetration tests. In: European Symposium on Penetration Testing, 1974. Stockholm. **Proceedings...** Stockholm National Swedish Building Research, 1974-75. v. 2, p. 181-193.

JENNY, H. **Factors of Soils Formation**. New York: Mcgraw, 1941.

JOUSTRA, K.; DE GIJT, J.G. Results and interpretation of cone penetration tests in soils of different mineralogic composition. In: European Symposium on Penetration Testing, 2, 1982. Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1982. v. 2, p. 615-626.

KALPAGÉ, F.S.C.P. **Tropical Soils**. India: India the MacMillian Co., 1974.

KAMPF, N.; KLAMT, E. Mineralogia e Gênese de latossolos (oxisols) e solos podzólicos da região nordeste do Planalto Sul-riograndense. **R. Bras. Cienc. Solo**. v. 2, p. 68-73,1978.

KER, J. C.; ALMEIDA, J. A.; FASOLO, P. J.; HOCHMÜLLER, D. P. Projeto Radambrasil, Levantamento de Recursos Naturais, volume 33, **Folha SH.22 PORTO ALEGRE e parte das folhas SH.21 URUGUAIANA e SI.22 LAGOA MIRIM**, capítulo de Pedologia. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Rio de Janeiro, 1986.

KING, L. A Geomorfologia do Brasil Oriental. **Rev. Bras. Geogr**. v. 2, p. 147-263, 1956.

_____. **The Morphology of the Earth. A study and synthesis of world scenery**. Edinburgh and London: Oliver & Boyd, 1962.

LAMBE, T. W. **Soil Testing for Engineers**. New York: John Wiley & Sons, 1951.

LEITE, P. F.; KLEIN, P. M. Vegetação. In: **Geografia do Brasil: Região Sul**, IBGE. Rio de Janeiro, v. 2, p. 113-147, 1990.

LEMOS, R. C. **Levantamento de Reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul.** Boletim Técnico nº 30. Ministério da Agricultura. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica. Recife, 1973.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone Penetration Test in Geotechnical Practice**. London: Blackie Academic & Professional, 1997. 1v. 312 p.

MACKIN, J. H. Rational and empirical methods of investigation in geology. In: Albriction, C. C. Jr., ed. **The Fabric of Geology: Reading Mass**. Addison-Wesley Publishing Co. 1963. p. 135-163.

MARCUSSON, W. F.; BIEGANOUSKY, W. A. Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands. In: **Journ. Geol. Engng.,** Div. V. 103, GT, p. 565-580. New York: ASCE, 1977

Mc FARLANE, M. J.; BROCK, P. W. G. The Temporal Distribution of Bauxitisation and its genetic Implications In: 2nd Intern. Seminar Laterit. Processes, 1983. São Paulo. **Proceedings...** São Paulo. 1983, p 197-207.

.MEHNERT, K. R. Migmatites and the oorigin of granitic rocks. In: **Developments in petrology.** Amsterdam: Elsevier, v. 1, 1971.

MEIGH, A. G. **Cone penetration testing: methods and interpretation.** London: Butterworts, 1987.(CIRIA ground engineering report: In-situ testing).

MELFI, A. J.; PICCIRILO, E. M.; NARDY, A. J. R. Geologic and Magmatic Aspects of the Paraná Basin - an introduction. In: Piccirillo E. M.; Melfi, A.J. (ed.) **The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin, petrogenetic and geophysical aspects,** 1988.

MENEGOTTO, E. **Sedimentologia da Formação Tupanciretã**. Porto Alegre, 1971, 58f. Dissertação (Mestrado em Geociências). Curso de Pós-Graduação em Geociências, UFRGS, 1971.

MENEZES, S. M.; ALBIERO, J. H.; CARVALHO, D.; MANTILLA, J. N. R. Algumas Correlações entre os ensaios de penetração (SPT, CPT) e os resultados de ensaios de laboratório para a região de São Carlos, SP. **2º Seminário de Eng. de Fundações Especiais**. v. 2, p. 266-275, 1991.

MEYERHOF, G. G. Penetration test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, v. 82, n. 1, p. 11-19, 1956.

_____. Outside Europe - general report. In: European Symposium on Penetration Testing, 1974. Stockholm. **Proceedings...** Stockholm National Swedish Building Research, 1974-75. v. 2, p. 40-48.

MILLOT, G. Planation of Continents by Intertropical Weathering and Pedogenetic Processes. In: 2nd Intern. Seminar Laterit. Processes, 1983. São Paulo. **Proceedings...** São Paulo. 1983, p 53-63.

MINIOLI, B.; PONÇANO, W. L.; OLIVEIRA, S. M. B. Extensão geográfica do vulcanismo basáltico do Brasil meridional. **An. Acad. Brasil Ciên.,** v. 43, p. 433-437, 1971.

MITCHELL, J. K. New Developments in penetration test and equipment. In: International Symposium on Penetration Testing, Orlando, 1988. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1988. v. 1, p. 245-261.

MUHS, M. L.; WEISS, K. Study of the bearing capacity and settlement behavior of single, near-surface footings in non-uniform cohesionless soil. **Degebo**, v. 26, 1971. Citado por SCHMERTMANN,1978.

NIKIFOROFF, C. C. Fundamental formula of soil formations. **Am. Jour. Sci.**, v. 240, n. 12, p. 463-511, 1942.

_____. Weathering and soil evolution. **Soil Sci.,** v 67, p. 219-230, 1949.

_____. Harpan soils of the Coastal Plain of southern Maryland. **U. S. Geol. Survey Prof. Paper.** v. 267-B, p.45-63, 1955.

_____. Reappraisal of the soil. **Science**. v 129, nº 3343, p. 186-196, 1959.

NIMER, E. Clima In: **Geografia do Brasil: Região Sul**, Rio de Janeiro: IBGE, v. 2, 1990, p. 151-187.

ODUM, P. E. **Ecologia.** Rio de Janeiro: Guanabara Edit., 1983.

OLIVEIRA, I. B. In: **Elementos de pedologia**. MUNIZ, A. (Coord.) Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975. p. 351-353.

OLLIER, C.; PAIN, C. **Regolith, Soils and Landforms**. Canberra: Willey, 1995.

OLSEN, R. S.; MALONE, P. G. Soil classification and the site characterization using the cone penetrometer test. In: International Symposium on Penetration Testing, 1, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1988. v. 2, p. 887-893.

PECK, R. B; HANSON, W. E.; THORBURN, J. H. **Foundation Engineering.** New York: John Willey & Sons, 1953.

PEDRO, G.; MELFI, A. J. The Superficial Alteration in Tropical Region and the lateritization Phenomena. In: 2nd Intern. Seminar Laterit. Processes, 1983. São Paulo. **Proceedings...** São Paulo. 1983, p 3-13.

PETRI, S.; FÚLFARO, J. V. **Geologia do Brasil**. São Paulo:T.A. Queiroz, Universidade de São Paulo, 1983.

PICIRILLO, E. M.; COMIN-CHIARAMONTI, P.; MELFI, A. J.; STOLFA, D.; BELLIENI, G.; MARQUES, L. S.; GIARETTA, A.; NARDY, A. J. R.; PINESE, J. P.P.; RAPOSO, M. I. .B.; ROISENBERG, A. Petrochemistry of continental flood basalt-rhyolite suites and related intrusives from the Paraná Basin (Brazil). In .

Piccirillo E. M.; Melfi, A.J. (ed.) **The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin, petrogenetic and geophysical aspects,** 1988.

PINTO, M. N. Aplainamento nos Trópicos - Uma revisão conceitual. **Geografia,** v. 13, n. 26, p. 119- 139, 1988.

PHILIPPONAT, G. Methode pratiqued de Calcul d'um Pieux Isole a l'aire du Penetrometre Statique. **Revue Française de Geotechnique**, v. 10, p. 55-64, 1980.

RAMGRAB, G. E.; WILDNER, W.; CAMOZZATO, E. In: Brasil. Ministério das Minas e Energia. Secretaria de Minas e Metalurgia. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. **Porto Alegre Folha SH.22-Y-B. Estado do Rio Grande do Sul.** Brasília: CPRM, 1997.

RANZINI, S. M. T. SPTF. **Solos e Rochas**. v.11, p. 29-30, 1988.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetration testes. Part I: sand; Part II: clay. **Canadian Geotechnical Journal** v. 20, n. 4, p. 718-745, 1983.

RODIN, S.; CORBETT, B. O.; SHERWOOD, D. E.; THORNEBURN, S. Penetration testing in United Kingdom. In: 1st European Symposium on Penetration Testing, 1974. **Proceedings...** v.1 p.139-146, 1974.

SALOMÃO, F. X. de T.; ANTUNES, F dos S. Solos. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de. (Edit.) **Geologia da Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia da Engenharia, 1998. p. 87-99.

SANDRONI, S.S. Sampling and testing of residual soils in Brazil. *Sampling and testing of residual soils - a Review of International Practice.* Techical Committee on Sampling and testing of residual soils, ISSMFE, p. 31-50

SANGLERAT, G. **The penetrometer and soil exploration - interpretation diagrams: theory and pratice.** 2 ed. Amsterdam: Elsevier, 1972.

SANGLERAT, G.; NHIEM, T. V.; SEJOURNE, H.; ANDIMA, R. Direct soil classification by static penetrometers with special friction sleeve. In: European Symposium on Penetration Testing, 1974. Stockholm. **Proceedings...** Stockholm National Swedish Building Research, 1974-75. v. 2, p. 337-344.

SCHMERTMANN, J. H. **Dutch friction-cone penetration exploration of research area at field 5.** Vicksburg, Mass. U .S. Army Waterways Experiment Station, 1969 (Contract report, S-69-4). Citado por SEARLE, 1979).

_____. CPT to help understand SPT. General discussions. In: European Symposium on Penetration Testing, 1974. Stockholm. **Proceedings**... Stockholm National Swedish Building Resarch, 1975, v. 2, pt.1, p.145.

_____. **Prediction the gc/N ratio.** Gaisneville, Engineering and Industrial Experiment Station, Department of Civil Engineering, University of Florida, 1976. Citado por ROBERTSON e CAMPANELLA, 1983.

_____. **Guidelines for cone penetration test: performance and design. Washington:** U.S. Department of Administration, Federal Highway Adminstration, 1978.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2000.

SCHNAID, F.; HOULSBY, G. T. Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test. **Géotechnique.** v. 42, p. 587-601, 1994.

SCHNEIDER, A. W.; LOSS, E. L.; PINTO, J. F. **Mapa Geológico da Folha de Porto Alegre, RS**. Porto Alegre: CNPq/UFRGS. 1 mapa, 1974.

SCHUCK, M. T. G. O.; FORMOSO, M. L. L. Grau de intemperismo do manto de Alteração de Rochas do Planalto Sul-Riograndense, In: Congresso Brasileiro de Geoquímica, 1991, São Paulo. **Anais ...** São Paulo: 1991. p.15-18.

SCHUCK, M. T. G. O. **Evolução Mineralógica da Alteração Laterítica em Rochas Vulcânicas Básicas da Borda Sudeste da Bacia do Paraná (Rio Grande do Sul e Santa Catarina)**. Porto Alegre, 1995. Tese (Doutourado em Geociências). Curso de Pós-Graduação em Geociências, UFRGS. Universidade de Poitiers. 1995.

SCHUCK, M. T. G. O.; LISBÔA, N. A.; HAERTEL, V. e DANI, N. Correlações de dados morfotectônicos e geomorfogenéticos com espessura do manto de alteração do planalto sul-riograndense através de técnicas de sensoriamento remoto. **Rev. Bras. Geoc**. n. 4, v.21, p. 363-370, 1991.

SCHULTZE, E.; MIEZENBACK, E. Stand Penetration Test and Compressibility of Soils. In: 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1961, Paris. **Proceedings**...1961, v.1. p.527-532.

SCHULTZE, E.; MELZER, K. J. The determination of the density and modulus of compressibility of non counding In: 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1965. **Proceedings**...1965, v.1.

SCHUMM, S. A.; LICHTY, R. W. Time, Space and Causality in Geomorphology. **Am. Jr. Science** v 263, p. 110-119, 1965. (Transcrito do Not. Geomorf. n.13, p. 43-62, 1973. Campinas. Tradução de Roberto Leonivaldo de Aguiar).

SCOPEL, R. **Alteração Hidrotermal de rochas basálticas associadas às ametistas, Vila São Gabriel / Planalto, RS**. Porto Alegre, 1990. Dissertação (Mestrado em Geociências). Instituto de Geociências, UFRGS, 1990.

SCOPEL, R.; FORMOSO, M. L. L.; DUDOIGNON, P. E.; MEUNIER, A. Hydrothermal alteration of basalts, Southern Parana Basin, Brazil. **Chemical Geology**, v. 84, n. 1/4, p. 249-250, 1990.

SEARLE, I. W. The interpretation of Begemann friction Jacket cone results to give soil types and design parameters. In: European Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering, 7, 1979. Brington. **Proceedings...** London: British Geotechnical Society, 1979. v.2, p. 265-270.

SEED, H. B.; DE ALBA, P. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. In: ASCE Specialty Conference. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, 1986. **Proceedings...** Blacksburg, 1986, p. 281-302.

SEED, H. B.; HARDER, L. F. SPT-based analysis of cyclic pore pressure and undrained residual strength. In: H. Bolton Seed Memorial Symposium, Berkeley, 2. 1990. **Proceedings...** Vancouver: BC, BiTech Publishers, 1990, 351-76.

SERGEEV, E. M. Engineering Geology and Protection of the Environment. **Bull. IAEG.** n. 22, 1980.

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

STRAHLER, A. N. Equilibrium theory of erosional slopes approached by frequency distribution analysis. **Am. Jour. Sci.,** v. 248, n. 10, p. 673-696; n. 11, p. 800-814, 1950.

STRECKEISEN, A. L. To each plutonic rock its proper name. **Earth Sci Rev**. v. 12, p. 1-33, 1976.

TANAKA, A.; DINIZ F°. A. Previsão de Capacidade de Carga de uma Estaca isolada através de Ensaios de cone. **2° Seminário de Eng. de Fundações Especiais**. v. 2, p. 353-367, 1991.

TE KAMP, W. G. B. Cone Penetration Test and Pile Foundation in Sand. **Second Fugro- CESCO CPT Symp**. Utrecht, 1977.

TEIXEIRA, A. M. Padronização da Sondagem de Simples Reconhecimento. In: 5° Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos. 1974. São Paulo. **Anais...** São Paulo, v.3, p. 1-22, 1974.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in Engineering Pratice.** New York: Jonh Willey, 1967.

TESSARI, R. I.; GIFFONI, L. E. **Geologia da região de Piratini – Pinheiro Machado – Bagé**. Boletim da Divisão de Geologia e Mineralogia, Rio de Janeiro, 246:1-122, 1 mapa, esc. 1:250.000, 1970.

THOMAS, M. F. **Tropical geomorphology.** London: Macmillan, 1974.

THORNBURN, S. The Static Penetration Test and Ultimate resistence of Driven Piles in Fine-Grained Non-Cohesive Soils. **The Stuctural Engineer.** v. 54, p. 205-211, 1976.

TOKIMATSU, K. Penetration test for dynamic problems. In: International Symposium on Penetration Testing, Orlando. Florida. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. v. 1, p. 117-136.

TONG, Y. X.; CHEN, Q. H.; CHEN, X. L. Pile Foundation in Solf Solis. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10, 1981. Stockholm. **Proceedings....** Stockholm, 1981. p. 869-872.

TROFIMENKOV, J. G. Penetration Test in URSS - State-of-the-Art-Report. In: European Symposium on Penetration Testing, 1, 1974. Stockholm. **Proceedings...** Stockholm National Swedish Building Research, 1974-75. v. 1, p. 147-154.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Soil Mechanics, Foudations and Earth Structures**. New York: Mc Graw Hill, 1951.

US. NAVY, DESIGN MANUAL. **Soil Mechanics, Foundations and Earth Manual Sctructures**. NAVFAC DM7, 1971.

VALENTE, A. L. S. **Integração de dados por meio de geoprocesamento para a elaboração de mapas geotécnicos, análise do meio físico e suas interações com a mancha urbana: o caso de Porto Alegre (RS)**. Porto Alegre. 1999. Tese (Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais – PPGEM) Escola de Engenharia, UFRGS,1999.

VALETON, I. Time-Space Model of Supergene Ore Formations in Brazil in relation to Tecto- and Morphogenesis. **Monograph Series on Mineral Deposits**. v 25. p. 125 - 212; Gebrüder, Berlin - Stuttgart,1985.

VALETON, I.; BEISSNER, H; CARVALHO, A. The tertiary bauxite belt on tectonic uplift areas in the Serra da Mantíqueira, South - East Brazil. **Contributions to Sedimentology,** v.17, 1991.

VAN DER VEEN, C.; BOERSMA, L. The bering capacity of Pile Pre-determined by Cone Penetration Test. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4, 1957. London. **Proceedings...** London, 1957. v. 2, p. 72-75.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay solis occuiring in Southern Brazil. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1953. Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953, v. 1, p. 67-71.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica de Solos**. São Paulo: Mc Graw Hill, 1978.

VIEIRA, L. S. **Manual da Ciência do Solo**. São Paulo: Ed. Agronômica Ceres, 1975.

VILLET, W. C. B.; MITCHELL, J. K. Cone resistance relative density and friction angle. In: Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, 1981. St. Louis. **Proceedings...** New York: ASCE, 1981. p. 178-208.

VILLWOCK, J. A. **Contribuição a Geologia do Holoceno da Província Costeira do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre, 1972. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Instituto de Geociências, UFRGS, 1972.

VITTE, A. C. **Reflexões acerca do desenvolvimento do modelado terrestre**. Curitiba: UFPR. avulso. 1996.

VOYIADJIS, G. Z.; KURUP, P. U.; TUNAY, M. T. Determination of Soils Properties from laboratory Piezocone Penetration Tests. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13, 1994. New Delhi. **Proceedings...** New Delhi, 1994, v. 1, p. 303-308.

WILDNER W.; LOPES, R. da C.; CAMOZZATO, E. Turfa na Província Costeira do Brasil Meridional, do Chuí a Laguna. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 35, 1988. Belém. **Anais**...Belém: SBG, 1988. v.6, p.2514-2527.

WILDNER, W.; RAMGRAB, G. E.; ZANINI, L. F. P.; BRANCO, P. M.; CAMOZZATO, E. Suite Intrusiva Maruim: um batólito calcialcalino zonado no Escudo Catarinense. In: Cong. Bras. Geol., 36, 1990. Natal. **Anais**... Natal: SBG, 1990. v. 4. p. 1821-1836.

WILSON, M. **Igneous petrogenesis**. Unwin Hyman, 1989.

WROTH, C. P. Penetration testing – a more rigorous approach to interpretation. In: International Symposium on Penetration Testing, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1988. v. 1, p. 303-331.

ZEEVAERT, L. **Foudation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.** Van Nostrand Reinhold Comp., 1972.

ZHOU, J.; XIE, X.; ZNO, M. Y.; TANG, X. J. Prediction of Limit Load of a Driven Pile by CPT In:.2nd European Symposium on Penetration Testing, 1982. Amsterdam. **Proceedings...** Amsterdam, 1982. v. 2, p. 957-961.

ZOLKOV, E.; WISEMAN, G. Engineering Properties of Dune and Beach Sands and the Infleuence of Stress History. In: 6th International Conference on SoilMechanics and Foundation Engineering, 1965. Montreal. **Proceedings...** Montreal, 1965, v. 1, p. 134-138.

8. Anexos: Planilhas de dados dos terrenos por variável de influência considerada

8. 1 Porto Alegre

PORTO ALEGRE - Natureza Geológica - Granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	C9	C10	C11	C12	C15	C56	C57	C58	C59	C60	C61	C62	C63	C64	C65	D21	D22	D23	D24
1		19.3	8.3	1.7	25.3		5.0	12.8	8.0	14.5	23.5	23.3	41.0	9.0	4.0	7.7	30.0	6.7	12.0	2.0	19.7		7.0	6.0	2.0	8.0	2.0	
2	50.0	19.3	8.3	2.5	25.3	6.3	10.0	12.8	8.0	14.5	23.5	23.3	41.0	3.0	6.5	7.7	30.0	40.0	19.0	2.0	19.7	33.7	7.0	26.8	2.0	3.0	5.0	
3	50.0	19.3	8.3	10.0	22.0	6.3	10.0	12.8	19.0	14.5	23.5	29.5		7.0	6.5	7.7	30.0	38.2	19.0	2.0	19.7	33.7	2.0	26.8	3.0	33.6	5.0	7.0
4		19.3	29.7	19.5	22.0	17.5	10.0	12.8	19.0	14.5	23.5	29.5			12.0	7.7	27.0	38.2	12.0	5.0	19.7			24.0	3.0	33.6		7.0
5		19.3	29.7	19.5	22.0	17.5	10.0	27.0	13.1	14.5	23.5	29.5			12.0	28.0	27.0	38.2	11.0	5.0	12.9			24.0	2.0	33.6		11.5
6		19.3	29.7	30.0	22.0	17.5	10.0	27.0	13.1	25.3		29.5			12.0	28.0	27.0	44.1	11.0	5.0	12.9			23.0	2.0	33.6		27.0
7		19.3	29.7	30.0	20.7	38.2	10.0	27.0	13.1	25.3					22.3	28.0	27.0	44.1	18.7	9.0	12.9			23.0				27.0
8		40.0	29.7	30.0	20.7	38.2	10.0	27.0	13.1	25.3					22.3	28.0	27.0	44.1	18.7	14.0	12.9			18.0				27.0
9		40.0	29.7	30.0	20.7	38.2	10.0	27.0	13.1	25.3					22.3	32.8	27.0	44.1	18.7	14.0	12.9			18.0				27.0
10		40.0	29.7	30.0	20.7	38.2	10.0	27.0	13.1						22.3	32.8	27.0	44.1	37.0	14.0	12.9			18.0				
11		40.0	29.7	30.0	33.7	38.2	25.5	27.0	13.1						20.4	32.8	27.0	44.1	37.0		12.9			18.0				
12		40.0		30.0	33.7	38.2	25.5	27.0	13.1						20.4	32.8	27.0	44.1	37.0		12.9			20.5				
13		40.0			33.7	38.2	25.5	27.0	13.1						20.4	32.8	27.0	44.1	37.0		12.9			20.5				
14		40.0			33.7	26.3	25.5	27.0	13.1						20.4		27.0	44.1	37.0		12.9			40.3				
15		40.0			33.7	26.3	25.5	27.0	13.1						20.4		27.0				34.5			40.3				
16		40.0			33.7	26.3			13.1						43.7						34.5			40.3				
17					33.7	50.0			13.1						43.7						34.5			40.3				
18					33.7				13.1						43.7						34.5							
19					33.7				16.3						43.7													
20					33.7				16.3						43.7													
21					33.7				16.3						43.7													
22					33.7				28.0																			
23					33.7				28.0																			
24					33.7				28.0																			
25					33.7				40.0																			

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande/Pinheiro Machado
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
2 - 5: silte *muito arenoso pouco micáceo*
5 - 15: areia grosseira pouco siltosa
Profundidade do nível freático: 5 -10 m (oscilando com altitude e época do ano)..

D26	D27	D28	D29	D30	D31	D32	D33	D34	D35	D36	D37	D38	D39	D40	D41	D42	D57	D58	D59	D60	D61	D62	D63	D64	D65	D66	D67	D68
5.5			12.0	5.0	8.5		7.5	14.0	14.3	7.3	9.0	48.1	4.0		5.0	2.3	5.0	18.0	21.3	6.7		13.8	19.2	2.5	10.0	7.0	16.0	3.0
48.5	14.3	4.0	12.0	10.0	8.5	5.0	12.0	14.0	14.3	7.3	8.7	48.1	16.0	8.0	5.0	2.3	18.3	37.0	21.3	11.3	9.0	13.8	19.2	2.5	32.6	6.0	16.0	3.0
48.5	14.3	4.0	12.0	10.0	19.0	13.0	20.0	14.0	27.6	18.3	11.0	48.1	16.0	8.0	43.5	2.3	18.3	37.0	19.0	11.3	9.0	13.8	19.2		32.6	6.0	5.5	3.0
48.5	27.5	13.4	12.0	22.0	19.0	16.3	20.0	21.8	27.6	18.3	14.0	48.1	40.9	8.0	43.5	9.3	18.3	21.0	19.0	19.3	9.0	13.8	19.0		32.6	6.0	5.5	3.0
48.5	27.5	13.4	12.0	24.0	19.0	16.3	21.8	21.0	27.6	18.3	14.0	48.1	40.9	42.3	24.5	9.3	36.0	23.1	19.0	19.3	33.2	22.8			32.6		19.1	3.0
48.5	27.5	13.4	12.0	25.3	26.7	16.3	21.8	21.0	27.6	18.3	34.5	48.1	40.9	42.3	24.5	9.3	36.0	23.1	23.2	13.3	33.2	22.8			25.0		19.1	16.0
48.5		13.4	12.0	25.3	26.7	36.0	21.8	35.0	27.6	18.3	34.5	48.1	40.9	42.3	17.5	9.3	27.3	23.1	23.2	13.3	33.2	22.8					19.1	16.0
48.5		13.4	26.5	25.3	26.7	36.0	21.8	35.0	27.6	18.3	34.5	48.1	40.9	42.3	17.5	9.3	27.3	23.1	23.2	13.3		22.8					19.1	16.0
48.5		13.4	26.5	25.3	39.9	36.0		35.0	27.6		34.5	48.1	40.9	42.3	17.5	9.3	50.0	23.1	23.2	11.7							19.1	16.0
		13.4	41.0	43.1	39.9	36.0		26.3	27.6		34.5	48.1	40.9	42.3	17.7	20.3	50.0	23.1	23.2	11.7							19.1	31.3
		13.3	41.0	43.1	39.9			26.3	27.6		34.5	48.1	40.9	42.3	17.7	20.3	50.0	35.3	23.2	11.7							19.1	31.3
		13.3	41.0	43.1	39.9						34.5	48.1	40.9	42.3	17.7	20.3	50.0	35.3	23.2	24.4							19.1	31.3
		13.3		43.1	39.9						34.5	48.1	40.9	42.3	23.0	20.3	50.0	35.3	35.5	24.4							32.5	
		44.2		43.1							34.5		40.9	42.3	23.0	20.3	50.0	35.3	35.5	24.4							32.5	
		44.2		43.1							34.5		40.9	42.3	20.0	20.3		35.3		24.4							32.5	
		44.2									34.5		40.9	42.3	20.0	20.3		35.3		24.4							32.5	
		44.2									34.5			42.3	20.0			50.0		24.4								
											34.5			42.3	37.0			50.0		24.4								
											34.5				37.0			50.0										
											34.5				37.0			50.0										

D69	D70	D71	D72	D73	D74	D75	F13	F14	F15	F16	F17	F18	F19	F20	F21	F22	F23	G24	G25	G26	G27	G28	G29	H14	H15	H16	H17	H18
2.0	2.0		7.0	19.7	12.4	2.0	10.0	3.0	15.1	4.0	4.0	16.0		4.0		3.0	12.9	2.0	25.6	3.0	7.0	6.0	2.0	7.0	5.0	8.5	12.3	9.3
2.0	2.0		7.0	19.7	12.4	2.0	26.0	7.0	15.1	4.0	10.5	8.8	8.0	4.0	10.0	3.0	12.9	6.7	25.6	3.0	7.0	8.0	7.7	7.0	5.8	8.5	12.3	27.8
5.5	2.0	11.7	16.3	19.7	12.4	18.0	26.0	7.0	15.1	16.0	15.5	8.8	11.5	11.5	10.2	5.3	12.9	6.7	25.6	4.0	14.0	14.0	7.7	7.0	5.8	8.5	12.3	27.8
5.5	1.0	11.7	16.3	14.7	12.4	28.0	28.0	7.0	15.1	28.7	15.5	28.7	11.5	11.5	10.2	5.3	12.9	18.0	25.6	4.0	14.0	14.0	12.5	11.0	5.8	20.5	28.0	27.8
4.7	8.0	11.7	16.3	14.7	12.4	28.0	6.0	14.0	15.1	28.7	15.5	28.7	11.5	19.8	10.2	10.0	12.9	18.0	25.6	23.8	14.0	50.0	12.5	14.1	5.8	20.5	24.9	27.8
4.7	8.0	24.5	9.5	14.7	34.8	19.0	8.8	14.0	15.0	28.7	15.5	28.7	26.4	19.8	10.2	10.0	12.9	18.0	25.6	23.8				14.1	5.8	20.5	24.9	27.8
6.0	20.3	24.5	9.5	14.9	34.8		8.8	14.0	15.0	50.0	15.5	45.0	26.4	19.8	15.3	35.2	43.4	47.7	25.6	23.8				14.1	50.0	7.0	24.9	27.8
6.0	20.3	24.5	9.5	14.9	34.8		8.8	14.0	15.0	50.0	25.0	45.0	26.4	19.8	15.3	35.2	43.4	47.7	25.6	23.8				14.1	50.0	7.0	24.9	50.0
9.0	20.3	24.5	9.5	14.9	34.8		8.8	23.0	15.0	50.0		50.0	26.4	19.8	15.3	35.2	43.4	47.7	25.6	37.8				14.1		30.0	24.9	50.0
9.0	20.3	24.5	18.2	14.9	34.8	37.0	9.0	23.0	15.0	50.0		50.0	26.4	43.0	15.3	35.2	43.4	47.7	25.6	37.8				14.1		30.0	24.9	50.0
9.0	50.0		18.2	14.9	34.8	37.0	16.0	23.0	50.0	50.0				43.0	36.3	35.2	43.4	47.7	25.6	37.8				50.0			24.9	50.0
36.5			18.2	14.9	34.8		16.0	23.0	50.0					43.0	36.3	35.2	43.4	47.7	25.6					50.0			24.9	50.0
16.0			18.2	14.9	34.8		16.0								36.3	35.2		47.7	25.6					50.0			24.9	
16.0			50.0	14.9			16.0									35.2			25.6					50.0			24.9	
16.0			50.0	43.8												35.2											24.9	
				43.8												35.2											24.9	
				43.8												35.2												

H19	H20	H21	H22	H23	H24	H25	H26	H27	H28	H29	H30	H31	H32	H33	H34	H35	H36	H37	H38	H39	H40	H41	H42	H43	I11	I12	I13	I14
3.0	30.5	9.5	4.0	1.0	23.0	4.5	2.0		4.0	4.0	3.0	6.8	4.0	3.0	5.0	13.0	17.0	12.0		6.0	3.0	12.0	13.3	3.0		13.7		8.7
22.3	30.5	8.0	16.3	12.0	23.0	7.0	5.6	3.0	4.0	3.3	13.6	6.8	18.7	2.0	16.9	13.5	17.0	21.5	8.3	6.0	7.0	3.0	12.3	16.4	41.0	13.7	22.0	6.7
22.3	30.5	8.0	16.3	6.5	23.0	7.0	5.6	22.0	20.0	5.7	13.6	17.6	18.7	5.5	16.9	13.5	26.0	21.5	17.8	18.7	10.3	5.2	12.3	16.4	15.0	13.7	22.0	18.5
22.3	30.5	8.0	16.3	6.5	38.2	17.7	5.6	24.0	20.0	5.7	13.6	17.6	18.7	5.5	16.9	17.0	26.0	21.5	17.8	18.7	10.3	5.2	12.5	16.4	15.0	13.7	22.0	18.5
22.3	30.5	8.0	16.3	25.0	38.2	17.7	10.0	24.0	21.3	19.0	20.8	17.6	18.7	11.0	16.9	17.0	26.0	21.5	17.8	18.7	10.3	5.2	12.5	26.7	33.0	11.0		18.5
31.2	30.5	26.7	18.0	25.0	38.2	17.7	14.5	24.0	21.3	19.8	20.8	17.6	36.5	50.0	16.9	28.0	26.0	21.5	17.8	13.3	30.3	13.0	29.9	26.7	33.0	11.0		18.5
31.2	30.5	26.7	27.5	25.0	38.2	17.7	2.3	24.0	21.3	19.8	20.8	17.6	36.5	50.0	16.9	28.0	26.0	33.0	17.8	13.3	30.3	13.0	29.9	26.7	33.0	11.0		18.5
31.2		26.7	27.5	25.0	38.2	17.7	2.3	24.0	21.3	19.8	20.8	35.5	36.5		16.9	28.0	34.0	33.0	17.8	13.3	47.6	19.5	29.9	49.0	33.0	35.7		18.5
31.2		28.7	27.5	25.0	38.2	17.7	2.3	24.0	50.0	19.8	20.8	35.5	17.8		18.9	28.0	34.0	33.0	17.8	13.3	47.6	19.5	29.9		33.0	35.7		18.5
31.2		26.7	27.5	25.0	50.0	17.7	6.0	24.0	50.0	46.5	45.0	35.5	17.8		32.7	28.0	41.1	33.0	17.8	13.3	47.6	19.5	29.9		33.0	35.7		36.5
31.2		26.7	50.0	25.0	50.0	32.0	50.0	50.0	50.0		45.0	35.5	17.8		32.7	28.0	41.1	33.0	17.8	13.3	47.6	19.5	29.9					36.5
31.2		26.7	50.0	25.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0		45.0	33.6	17.8		32.7	28.0	41.1	33.0	17.8	13.3	47.6	50.0	29.9					
31.2		28.7	50.0	25.0	50.0	50.0	50.0	50.0			45.0	33.6	23.1		32.7	28.0	41.1	33.0	17.8	13.3	47.6	50.0	50.0					
75.0		26.7	50.0			50.0	50.0	50.0				33.6	23.1			28.0	41.1	33.0	17.8	13.3	47.6	50.0	50.0					
		45.5						50.0				33.6	23.1			28.0	41.1	33.0	32.4	13.3	47.6	50.0	50.0					
		45.5										33.6	23.1			28.0		33.0	32.4	50.0		50.0						
		45.5										33.6	23.1			38.7		33.0	32.4	50.0								
		45.5										33.6	23.1			38.7		33.0	32.4									
		45.5										27.3						33.0	32.4									
		45.5										27.3						33.0	32.4									
		45.5										27.3							32.4									
												27.3																

I15	I16	I17	I18	I21	I22	I23	I24	I25	I26	I27	I29	I30	I31	I32	I33	I34	I35	I36	I37	I38	I39	I40	I41	Medias
8.2	4.0	2.0	2.5	4.0		4.0	10.0	7.0		9.0	6.5	4.0		10.0		21.0	8.0	18.0		6.0	7.0	5.0	9.0	9.5
8.2	4.0	9.3	9.5	4.0	4.0	8.3	10.0	7.0	12.0	9.0	6.5	4.0	13.5	17.0	8.0	21.0	8.0	18.0	10.7	6.0	17.3	8.4	19.0	12.9
8.2	2.0	9.3	50.0	4.0	4.0	13.3	3.5	5.0	12.0	9.0	6.5	4.0	17.0	17.0	8.0	21.0	6.0	18.0	17.5	6.0	17.3	8.4	16.0	15.0
29.0	2.0	9.3		27.5	4.0	13.3	3.5	5.0	12.0	9.5	16.0	4.0	17.0	17.0	8.0	21.0	6.0	39.5	17.5	6.0	17.3	8.4	16.0	16.9
	21.0	9.3			3.0	20.5	22.5	26.0	32.0	9.5	16.0	4.0	17.0	17.0	8.0	21.0	11.3	39.5	49.0	9.3	17.3	14.8	16.0	19.9
	21.0	9.0			12.0	20.5	22.5	26.0	32.0	33.5	12.2	30.7	17.5	17.0	8.0	21.0	11.3	39.5	49.0	9.3	17.3	14.8	16.0	22.0
	17.0	9.0			12.0	20.5	19.5	26.0	17.9	33.5	12.2	30.7	17.5	17.0	22.5	23.0	11.3	39.5		9.3	17.3	14.8	16.0	24.0
	17.0	9.0			28.7	50.0	19.5	26.0	17.9	33.5	12.2	30.7		17.0	22.5	23.0	14.0	39.5		33.7	42.0	14.8	16.0	25.5
	17.0	9.0			28.7	50.0	38.8	26.0	17.9	33.5	12.2	43.0		17.0	22.5	23.0	14.0	50.0		33.7	42.0	23.6	37.0	26.8
	17.0	9.0			28.7	50.0	38.8	26.0	17.9	33.5	12.2			17.0	22.5	23.0	37.0				42.0	23.6	37.0	28.6
	17.0	50.0			28.7	50.0	38.8	26.0	17.9	33.5	29.0				22.5	38.8	37.0				50.0	23.6	37.0	32.1
	17.0	50.0			28.7	50.0	38.8	26.0	17.9		29.0				22.5	38.8					50.0	23.6	37.0	33.5
	17.0	50.0			28.7	50.0	38.8	26.0	17.9		19.3				22.5	38.8					50.0	23.6	37.0	33.3
	17.0				28.7		38.8	26.0	25.1		19.3				22.5	38.8					50.0	23.6	37.0	33.5
	17.0				28.7		38.8	26.0	25.1		19.3				50.0						50.0	23.6	37.0	32.3
	17.0				28.7		38.8	26.0	25.1		19.3				50.0						50.0	23.6	37.0	34.6
	17.0				28.7		38.8	26.0	25.1						50.0						50.0	38.8	37.0	34.7
	17.0				28.7			26.0	25.1						50.0							38.8	37.0	33.1
	17.0				28.7			26.0	25.1						50.0							38.8	37.0	34.5
	17.0							26.0	25.1						50.0								37.0	34.7
	17.0							26.0							50.0								37.0	34.8
	20.0							26.0							50.0								37.0	35.0
	20.0							26.0																33.0
	20.0							26.0																30.4
	20.0																							30.3

PORTO ALEGRE - Natureza Geológica - Granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	13A	13B	13C	18A	18B	18C	20A	20B	20C	Médias
1	3.0	18.0	5.0	2.0	1.0	2.0	13.0	23.0	20.0	9.7
2	35.0	60.0	30.0	30.0	30.0	85.0	60.0	40.0	5.0	41.7
3	40.0	62.0	42.0	22.0	20.0	30.0	10.0	7.0	11.0	27.1
4	35.0	40.0	25.0	13.0	25.0	23.0	15.0	23.0	2.0	22.3
5	150.0	100.0	25.0	40.0	57.0	25.0	17.0	7.0	15.0	48.4
6	45.0	250.0	21.0	100.0	32.0	87.0	80.0	5.0	14.0	70.4
7		75.0	33.0	200.0			84.0	45.0	40.0	79.5
8		25.0	15.0	160.0			4.0	5.0	10.0	36.5
9		20.0	45.0	300.0			60.0	350.0	15.0	131.7
10		40.0	80.0				450.0	250.0	30.0	170.0
11		34.0	120.0					100.0	13.0	66.8
12								70.0	48.0	59.0
13								60.0	112.0	86.0
14								85.0	120.0	102.5
15								90.0	130.0	110.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
2 - 5: silte muito arenoso pouco micáceo
5 - 15: areia grosseira pouco siltosa
Profundidade do nível freático: 5 -10 m (oscilando com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Natureza Geológica - Granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	13A	13B	13C	18A	18B	18C	20A	20B	20C	Médias
1	1.3	4.7	7.0	1.3	0.7	1.3	10.7	12.7	4.0	4.9
2	3.3	21.3	8.0	3.3	6.0	43.3	12.0	8.0	3.3	12.1
3	13.3	58.7	15.3	17.3	10.7	18.7	5.3	1.3	2.0	15.8
4	43.3	21.3	24.0	7.3	16.0	12.7	5.3	1.3	1.3	14.7
5	40.0	66.7	16.0	13.3	16.0	26.7	7.3	5.3	10.0	22.4
6	36.7	66.7	19.3	20.0			4.7	2.7	3.3	21.9
7		16.7	19.3	33.3			3.3	26.7	13.3	18.8
8		17.3	13.3	60.0			3.3	4.7	3.3	17.0
9		28.7	31.3				13.3	13.3	3.3	18.0
10		20.0	46.7				53.3	13.3	3.3	27.3
11		19.3	60.0					33.3	6.1	29.7
12								32.1	7.3	19.7
13								42.0	12.0	27.0
14								53.7	8.0	30.9
15								21.4	9.0	15.2

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
2 - 5: silte muito arenoso pouco micáceo
5 - 15: areia grosseira pouco siltosa
Profundidade do nível freático: 5 -10 m (oscilando com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Natureza Geológica - Solos derivados dos Granitos tipo Morrinhos
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	D76	D77	D78	D79	D81	2A	2B	2C	2D	2E	2F	2G	2H	2I	3A	3B	3C	3D	6A	6B	6C	7A	7B	7C	7D	7E	Médias
1	3.5			7.0	3.0	15.0	10.0	12.0	8.0	6.0	11.0	6.0	12.0	10.0	15.0	7.0	6.0	7.0	9.0	8.0	13.0	7.0	9.0	12.0	1.0	5.0	8.4
2	3.5	8.0		8.8	6.0	4.0	7.0	10.0	11.0	2.0	6.0	0.0	1.0	27.0	6.0	8.0	11.0	22.0	10.0	10.0	11.0	24.0	7.0	15.0	1.0	1.0	8.8
3	3.5	3.0	31.7	8.8	6.0	18.0	16.0	4.0	5.0	2.0	4.0	2.0	34.0	18.0	4.0	14.0	23.0	15.0	10.0	12.0	10.0	10.0	7.0	7.0	10.0	2.0	10.8
4	3.5	3.0	31.7	8.3	8.2	23.0	32.0	20.0	7.0	3.0	6.0	9.0	30.0		13.0	5.0	8.0	13.0	9.0	7.0	13.0	12.0	11.0	7.0	8.0	2.0	11.7
5	38.8	3.0	15.6	8.3	8.2	13.0		25.0	15.0	23.0	8.0	29.0			9.0	24.0	38.0	15.0	13.0	14.0	15.0	10.0	23.0	7.0	8.0	10.0	16.2
6	38.8	23.2	15.6	8.3	8.2	23.0			30.0	15.0	6.0	30.0			30.0	30.0		20.0	14.0	13.0	25.0	8.0	28.0	8.0	8.0	14.0	18.9
7	38.8	23.2	15.6	16.6	8.2					7.0	8.0							30.0	17.0	15.0	30.0	7.0	30.0	9.0	7.0	36.0	18.7
8	38.8	23.2	15.6	16.6	8.2						9.0								22.0	22.0	50.0	16.0		10.0	14.0	30.0	21.2
9		23.2	15.6	16.6	8.2						10.0								30.0	30.0		16.0		19.0	19.0	21.0	19.0
10		23.2	15.6	16.6	15.0						30.0											22.0		24.0	21.0	30.0	21.9
11		23.2	20.2	16.6																		30.0		18.0	30.0		23.0
12		23.2	20.2	45.1																				25.0			28.4
13		23.2	20.2	45.1																				30.0			29.6
14		23.2	20.2	45.1																				11.0			24.9
15		23.2	20.2	45.1																				20.0			27.1
16		23.2	50.0	45.1																				23.0			35.3
17		23.2	50.0	45.1																				30.0			37.1
18		23.2																									23.2
19		23.2																									23.2
20		23.2																									23.2
21		23.2																									23.2
22		23.2																									23.2
23		23.2																									23.2
24		23.2																									23.2
25		23.2																									23.2

Coordenadas: Conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre granitos do tipo Morrinhos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3: argila siltosa
3 - 8:argila silto arenosa
8 - 15: silte argiloso pouco arenoso
Profundidade do nível freático: 3 - 6 m (oscilando com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Natureza Geológica - Granitos tipo Morrinhos
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	12A	12B	12C	12D	22A	22B	22C	28	29	30	Médias
1	22.0	25.0	19.0	40.0	15.0	20.0	5.0	8.9	9.3	8.0	17.2
2	40.0	46.0	40.0	600.0	45.0	3.0	7.0	11.2	6.0	6.3	80.5
3	100.0	55.0	600.0		40.0	40.0	29.0	12.0	6.5	4.0	98.5
4	71.0	110.0			50.0	47.0	29.0	11.5	3.0	5.8	40.9
5	250.0	100.0			24.0	39.0	35.0	12.0	4.6	6.9	58.9
6	120.0	140.0			47.0	40.0	38.0	14.0	5.4	2.0	50.8
7	600.0	600.0			120.0	100.0	200.0	12.5	5.5	5.0	205.4
8					88.0	26.0	140.0	10.8	9.0	4.3	46.4
9					60.0	29.0	25.0	9.8	8.3	7.3	23.2
10					15.0	1.0	49.0	7.6	8.8	8.4	15.0
11					45.0	16.0	28.0	7.0	12.0	9.3	19.6
12					22.0	18.0	10.0	5.0	14.0	12.0	13.5
13					1.0	9.0	10.0	12.8	15.5	15.0	10.6
14					1.0	62.0	120.0	14.0	11.3	15.8	37.4
15					85.0	68.0	70.0	15.0	12.0	23.0	45.5
16					170.0	130.0	100.0	13.7	17.0	45.0	79.3
17					160.0	320.0	370.0	120.0	22.0	90.0	180.3
18					120.0	150.0		90.0	26.0	120.0	101.2
19					120.0	130.0		165.0	170.0		146.3
20					150.0	180.0					165.0

Coordenadas: Conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre granitos do tipo Morrinhos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3: argila siltosa
3 - 8:argila silto arenosa
8 - 15: silte argiloso pouco arenoso
Profundidade do nível freático: 3 - 6 m (oscilando com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Natureza Geológica - Granitos tipo Morrinhos
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	12A	12B	12C	12D	22A	22B	22C	28	29	30	Médias
1	16.0	6.0	4.0	6.7	2.0	3.3	1.3	1.7	1.3	1.0	4.3
2	12.7	10.0	5.3	12.0	1.3	0.7	1.3	2.0	1.9	1.6	4.9
3	6.7	36.7	66.7		3.3	6.7	8.7	1.6	1.5	2.0	14.9
4	39.3	33.3			16.7	10.0	10.0	1.8	3.0	3.3	14.7
5	33.3	66.7			11.3	17.3	10.0	2.9	3.2	3.7	18.6
6	80.0	40.0			7.3	4.0	12.7	3.7	3.6	7.3	19.8
7					33.3	26.7	26.7	3.0	3.8	5.4	16.5
8					21.3	19.3	20.0	4.6	5.5	4.0	12.5
9					9.3	7.3	6.7	4.0	5.8	6.6	6.6
10					6.0	9.3	17.3	5.0	8.0	9.0	9.1
11					8.7	12.7	24.7	5.5	7.0	10.1	11.5
12					18.7	6.7	13.3	10.0	9.8	17.4	12.7
13					10.7	5.3	2.7	12.6	15.0	12.0	9.7
14					8.0	10.7	13.3	14.3	14.5	13.0	12.3
15					43.3	34.7	8.7	12.8	17.8	11.2	21.4
16					40.0	46.7	33.3	23.8	22.5	15.4	30.3
17					126.7	86.7	60.0	34.7	19.1	21.7	58.2
18					40.0	46.7		14.0	19.4	33.2	30.7
19					33.3	26.7		34.0	23.0		29.3
20					80.0						80.0

Coordenadas: Conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre granitos do tipo Morrinhos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3: argila siltosa
3 - 8:argila silto arenosa
8 - 15: silte argiloso pouco arenoso
Profundidade do nível freático: 3 - 6 m (oscilando com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Maturidade: Solos jovens derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	A3	B14	C4	C5	C46	C47	C48	C49	C50	D49	D50	D53	D54	F26	G18	G36	G37	G38	G39	G40	G41	G42	G43	G44	H5
1	10.0	8.0	21.5		6.0	21.9		4.0	3.0	26.8	6.0	5.5	10.0	17.5	1.5	3.2	5.0	6.0	2.3	3.7	5.0	7.3	5.0	3.3	3.0
2	27.6	20.3	36.4	12.0	13.5	21.9	7.0	4.0	3.0	26.8	6.0	5.5	10.0	17.5	11.3	3.2	8.0		2.3	3.7	5.0	7.3	5.0	3.3	9.5
3	27.6	20.3	36.4	32.0	13.5	21.9	7.0	4.0	6.5	26.8	6.0	15.4	16.6	17.5	11.3	3.2	19.0	36.0	9.87	8.0	5.0	7.3	5.0	11.7	20.9
4	27.6	20.3	36.4	32.0	13.5	21.9	7.0	17.0	6.5	26.8	25.3	15.4	16.6	17.5	8.7	8.5		11.3	9.7	39.3	12.0	7.3	5.0	11.7	20.9
5	27.6	12.0	36.4	32.0	15.3	21.9	12.0	17.0	13.0	26.8	25.3	15.4	16.6	24.8	8.7	8.5		11.3	9.7	39.3	12.5	7.3	20.8	11.7	20.9
6	27.6	12.0		32.0	15.3	23	12.0	17.0	13.0	49.0	25.3	15.4	16.6	24.8	8.7	6.0		11.3	15.7	39.3	12.5	41.7	20.8	11.7	20.9
7		45.5			15.3	23	12.0	17.0	12.8	49.0	25.3	15.4	16.6	24.8	14.3	6.0		11.3	15.7	39.3	12.5	41.7	20.8	11.7	20.9
8		45.5			15.3	23	12.0	17.0	12.8	49.0		15.4	16.6	24.8	14.3	14.5		13.0	15.7	39.3	15.3	41.7	20.8	11.7	20.9
9		19.8			15.3	23	12.0	31.5	12.8	49.0		15.4	16.6	24.8	14.3				41.0	39.3	15.3	38.3	29.3	11.7	20.9
10		19.8			15.3	23	15.0	31.5	12.8			15.4	16.6	24.8	10.9				41.0	39.3	15.3	38.3	29.3	11.7	

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos de maturidade jovem
Tipo de Solo Predominante: 0 - 4:areia muito argilosa
4 - 10: silte argilo-arenoso
Profundidade do nível freático: 4 - 8 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

H6	H7	H8	Médias
12.0	6.0	10.7	8.2
26.2	16.3	18.0	12.2
26.2	30.0	18.0	16.8
26.2	30.0	18.0	18.2
26.2	33.8	18.0	19.4
26.2	33.8	18.0	21.1
26.2	33.8	50.0	23.4
26.2	33.8	50.0	23.9
26.2	33.8	50.0	25.7
23.3	33.8	50.0	24.6

PORTO ALEGRE - Maturidade: Solos jovens derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	15A	15B	15C	16A	16B	16C	25A	25B	Médias
1	4.0	16.0	1.0	45.0	62.0	45.0	9.0	16.0	24.8
2	250.0	25.0	18.0	65.0	120.0	80.0	27.0	89.0	84.3
3			17.0	60.0	75.0	70.0	76.0	38.0	56.0
4			41.0	70.0	89.0	79.0	57.0	28.0	60.7
5			400.0	37.0	110.0	58.0	64.0	36.0	117.5
6					170.0		57.0	38.0	88.3
7					110.0		66.0	44.0	73.3
8					150.0		30.0	46.0	75.3
9					120.0		150.0	92.0	120.7
10					130.0		43.0	130.0	101.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos de maturidade jovem
Tipo de Solo Predominante: 0 - 4:areia muito argilosa
4 - 10: silte argilo-arenoso
Profindidade do nível freático: 4 - 8 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Maturidade: Solos jovens derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	15A	15B	15C	16A	16B	16C	25A	25B	Médias
1	6.7	9.3	36.0	3.3	38.7	26.7	3.3	12.7	17.1
2	13.3	6.7	1.3	7.3	66.7	40.0	6.0	2.0	17.9
3	46.7		5.3	26.7	43.3	13.3	10.7	26.0	24.6
4			22.7	33.7	60.7	54.0	10.7	26.0	34.6
5			66.7		86.7	16.7	15.3	28.7	42.8
6					66.7		22.0	24.0	37.6
7					20.0		19.3	16.7	18.7
8					80.0		15.3	26.7	40.7
9					73.3		40.0	3.3	38.9
10					66.7		15.3	100.0	60.7

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos de maturidade jovem
Tipo de Solo Predominante: 0 - 4:areia muito argilosa
4 - 10: silte argilo-arenoso
Profundidade do nível freático: 4 - 8 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Maturidade: Solos maduros derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	A4	B12	B13	C8	C16	C17	C51	C52	C53	C54	C55	D46	D47	D55	D56	F24	F25	G19	G20	G21	G22	G23	G31	G32	G33
1	5.0	5.5	23.1	9.5	4.0		8.0	15.8	10.3	5.5	12	9.5	9.5	5.6		7.0	13.0	7.0	5.0		3.3	18.0	26.0	6.0	5.0
2	31.2	5.5	23.1	23.8	4.0	1.5	9.33	15.8	28.3	11.6	24.6	9.5	38.0	5.6	5.3	7.0	13.0	7.0	5.0	16.7	3.3	18.0	26.0	13.5	4.3
3	31.2	6.0	23.1	23.8	18.4	1.5	9.33	32.0	28.3	11.6	24.6	50.0	38.0	5.6	5.3	7.0	25.5	16.3	16.0	16.7	7.0	12.0	26.0	36.4	4.3
4	24.5	6.0	23.1	23.8	18.4	1.5	40.4	32.0	28.3	11.6	24.6	50.0	38.0	26.5	5.3	7.0	25.5	16.3	16.0	16.7	7.0	12.0		36.4	4.3
5	24.5	13.0	17.0	23.8	18.4		40.4	22.0	28.3	11.6	24.6	50.0	38.0	26.5	19.0	26.3	25.5	16.3	27.0	12.7	7.5	12.0		36.4	50.0
6		13.0	17.0		18.4		40.4	22.0	28.3	11.6	24.6	50.0		16.7	19.0	26.3	25.5	22.0	27.0	12.7	7.5	50.0		36.4	50.0
7		13.0	17.0		18.4		40.4	22.0	28.3	14.8	24.6	50.0		16.7	19.0	26.3	28.9	22.0	27.0	12.7	9.0	50.0		36.4	
8		13.0	17.0		18.4		40.4	22.0	28.3	14.8	37.4			16.7	19.0	26.3	28.9	22.0	27.0	11.0	9.0	50.0		36.4	
9		13.0	38.0		18.4		40.4	23.5	28.3	14.8	37.4			30.0	19.0	26.3	28.9	22.0	27.0	11.0		50.0		36.4	
10		13.0	38.0		18.4		40.4	23.5	28.3	14.8	37.4			30.0	19.0	26.3	28.9	22.0	27.0	26.0					
11		13.0	38.0				40.4	33.0	28.3	14.8	37.4			50.0	19.0	26.3	28.9	22.0	27.0	26.0					
12		13.0	38.0				40.4	33.0	28.3	15.0	37.4			50.0	19.0		28.9		27.0						
13		17.3	38.0				40.4		28.3	15.0	37.4			50.0	19.0		28.9		50.0						
14		17.3	38.0				40.4		28.3	15.0	37.4			50.0	28.0		28.9		50.0						
15		17.3	38.0				40.4		28.3	15.0	37.4			50.0	28.0		28.9								
16		17.3	38.0				40.4			34.8	37.4			50.0	28.0		28.9								
17							40.4			34.8	37.4				28.0		37.0								
18							40.4			34.8	37.4						37.0								
19							40.4			34.8															
20							40.4			34.8															
21							40.4																		
22							40.4																		
23							40.4																		
24							40.4																		
25							40.4																		

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos de maturidade madura
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3: argila arenosa
3 - 8: silte argiloso
8 - 15: silte arenoso
15 - 25: silte argilo-arenoso
Profundidade do nível freático: 2 - 5 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

G34	G35	H9	H10	H11	H12	H13	I8	I9	I10	Médias
5.0	16.5	7.7	21.0	3.0	30.8	3.0	6.2		4.7	10.0
12.0	33.0	22.0	21.0	14.3	30.8	3.0	6.2	3.6	4.7	14.3
12.0		22.0	20.6	14.3	30.8	13.7	6.2	3.6	28.3	18.5
12.0		22.0	20.6	17.3	21.0	13.7	3.0	3.6	28.3	19.3
10.7		27.0	20.6	17.3	21.0	13.7		14.7	28.3	23.4
10.7		27.0	20.6	17.3	21.0	28.5		14.7	28.3	24.5
10.7		37.7	20.6	15.0	21.0	28.5		14.7		24.0
10.7		37.7	20.6	15.0	37.3	28.5		36.7		25.0
		37.7	20.6	15.0	37.3	28.5		36.7		27.8
			49.4	18.6	37.3	28.5		36.7		28.2
			49.4	18.6	37.3	28.5		36.7		30.2
			49.4	18.6	37.3	28.5		36.7		31.3
			49.4	18.6	37.3	28.5		36.7		33.0
			49.4	18.6	37.3	28.5		36.7		33.6
				18.6		28.5		36.7		30.6
				18.6		28.5		36.7		32.6
				49.5		28.5				36.5
						28.5				35.6
						28.5				34.6
										37.8
										40.4
										40.4
										40.4
										40.4

PORTO ALEGRE - Maturidade: Solos maduros derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	11A	11B	11C	24A	24B	24C	Médias
1	2.0	2.0	0.0	35.0	20.0	40.0	16.5
2	380.0	9.0	700.0	28.0	11.0	70.0	199.7
3	700.0	60.0		32.0	31.0	60.0	176.6
4		2.0		35.0	22.0	93.0	38.0
5		8.0		92.0	20.0	93.0	53.3
6		42.0		91.0	38.0	97.0	67.0
7		80.0		91.0	41.0	200.0	103.0
8		27.0		43.0	35.0		35.0
9		35.0		120.0	52.0		69.0
10		21.0		250.0	60.0		110.3
11		30.0		58.0	59.0		49.0
12		68.0		38.0	87.0		64.3
13		70.0		78.0	51.0		66.3
14		600.0		91.0	37.0		242.7
15				140.0	50.0		95.0
16				75.0	60.0		67.5
17				60.0			60.0
18				55.0			55.0
19				70.0			70.0
20				180.0			180.0
21				230.0			230.0
22				470.0			470.0
23				480.0			480.0
24				510.0			510.0
25				550.0			550.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos de maturidade madura
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3: argila arenosa
3 - 8: silte argiloso
8 - 15: silte arenoso
15 - 25: silte argilo-arenoso
Profundidade do nível freático: 2 - 5 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Maturidade: Solos maduros derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	11A	11B	11C	24A	24B	24C	Médias
1	2.0	2.0	0.0	3.3	3.3	9.3	3.3
2	26.7	34.0	86.7	15.3	1.3	16.7	30.1
3		3.3		18.7	27.3	5.3	13.7
4		7.7		19.3	15.3	0.0	10.6
5		4.7		3.3	13.3	1.3	5.7
6		12.0		2.7	23.3	2.0	10.0
7		33.3		3.3	14.7	33.3	21.2
8		3.3		32.0	25.3		20.2
9		30.0		20.0	26.7		25.6
10		11.3		33.3	21.3		22.0
11		23.3		22.7	22.0		22.7
12		28.0		21.3	4.7		18.0
13		86.7		11.3	28.7		42.2
14				0.7	20.7		10.7
15				13.3	28.7		21.0
16				12.7	20.7		16.7
17				21.3			21.3
18				24.7			24.7
19				16.7			16.7
20				18.2			18.2
21				22.3			22.3
22				24.7			24.7
23				31.7			31.7
24				33.8			33.8
25				62.0			62.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos de maturidade madura
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3: argila arenosa
3 - 8: silte argiloso
8 - 15: silte arenoso
15 - 25: silte argilo-arenoso
Profundidade do nível freático: 2 - 5 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Geomorfologia - Taludes convexos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	A2	B2	B15	B16	B17	C41	C42	C43	C44	C45	D51	D52	H3	H4	I4	Médias
1			4.0	2.0	14.0	7.0	4.0	13.6	1.0	3.0	3.0	5.5	5.5	6.0	2.0	5.4
2		5.3	3.3	8.7	17.0	7.0	13.3	13.6	1.0	9.7	13.6	5.5	13.5	6.0	5.7	8.8
3	20.0	50.0	3.25	8.71	26.6	42.8	13.3	13.6	5.7	9.7	13.6	5.5	14.5	9.0	5.7	16.1
4	20.0	50.0	18.7	8.71	26.6	42.8	13.3	13.6	5.7		13.6	12.3	14.5	9.0	5.7	18.2
5	20.0	50.0	18.7	8.71	26.6	42.8	13.3	35.0	5.7		15.0	12.3	14.5	20.0	5.7	20.6
6		50.0	18.7	8.71	26.6	42.8	24.6	35.0			15.0	12.3		20.0	14.5	24.4
7		50.0	18.7	15.3	21.0	19.0	24.6	35.0			31.2	15.5		20.0	14.5	24.1
8		50.0	18.7	15.3	21.0	19.0	24.6	35.0			31.2	15.5		20.0	34.7	25.9
9		50.0	18.7	15.3	21.0	19.0	24.6	35.0			31.2	15.5		50.0	34.7	28.6
10		50.0	17.0	13.3	31.7	19.0	24.6	35.0			31.2	15.5		50.0	34.7	29.3
11			17.0	13.3	31.7	15.0	24.6	35.0			31.2	15.5		50.0		25.9
12			17.0	13.3	31.7	15.0	24.6	35.0			46.3	49.0				29.0
13			17.0	12.5	31.7	15.0					46.3	49.0				28.6
14			17.0	12.5	31.7	15.0					46.3	49.0				28.6
15			8.4	7.0	31.7	15.0					48.7	49.0				26.6
16			8.4	7.0	31.7						48.7	49.0				29.0
17			8.4	25.0	31.7						48.7	49.0				32.6
18			8.4								28.3					18.4
19			8.4								28.3					18.4
20											28.3					28.3

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Taludes convexos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: argila arenosa
2 - 6: silte arenoso
6 - 8: areia siltosa, pouco argilosa
8 - 15: areia siltosa
Profundidade do nível freático: 4 - 8 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Geomorfologia - Taludes convexos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	21A	21B	27A	27B	27C	27D	Médias
1	1.0	1.0	10.0	15.0	15.0	13.0	9.2
2	3.0	4.0	35.0	720.0	96.0	27.0	147.5
3	32.0	24.0	150.0		120.0	97.0	84.6
4	65.0	48.0			98.0	55.0	66.5
5	30.0	21.0			11.0	52.0	28.5
6	32.0	28.0			110.0	98.0	67.0
7	40.0	74.0			42.0	98.0	63.5
8	40.0	20.0			45.0	99.0	51.0
9	70.0	30.0			43.0	110.0	63.3
10	43.0	45.0			100.0		62.7
11	60.0	90.0			90.0		80.0
12	40.0	30.0			96.0		55.3
13	20.0	44.0					32.0
14	28.0	35.0					31.5
15	130.0	110.0					120.0
16	140.0	100.0					120.0
17	80.0						80.0
19	49.0						49.0
20	170.0						170.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Taludes convexos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: argila arenosa
2 - 6: silte arenoso
6 - 8: areia siltosa, pouco argilosa
8 - 15: areia siltosa
Profundidade do nivel freático: 4 - 8 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Geomorfologia - Taludes convexos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	21A	21B	27A	27B	27C	27D	Médias
1	2.0	4.0	6.0	53.3	3.3	7.3	12.7
2	6.0	4.0	42.0		22.7	13.3	17.6
3	11.3	5.3	46.7		26.7	42.0	26.4
4	6.7	8.0			21.3	30.0	16.5
5	33.3	26.7			60.0	30.7	37.7
6	5.3	10.0			60.0	21.3	24.2
7	16.7	24.0			36.7	28.0	26.4
8	11.3	6.7			35.3	34.0	21.8
9	6.7	15.3			36.7	40.0	24.7
10	24.7	26.0			33.3	46.7	32.7
11	16.7	13.3			4.7	40.0	18.7
12	8.7	10.0			2.7		7.1
13	7.3	10.0					8.7
14	14.7	19.3					17.0
15	46.7	26.7					36.7
16	53.3	46.7					50.0
17	33.3						33.3
18	22.7						22.7
19	20.0						20.0
20	96.7						96.7

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Taludes convexos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: argila arenosa
2 - 6: silte arenoso
6 - 8: areia siltosa, pouco argilosa
8 - 15: areia siltosa
Profundidade do nível freático: 4 - 8 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Geomorfologia - Taludes côncavos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número dos Pontos
Dados de SPT

Profundidade	A1	B18	B19	C37	C38	C39	C40	D53	D54	H1	H2	I44	I45	I46	4A	4C	5A	5B	8A	8B	8C	8D	8E	8F	Médias
1		2.0	4.5	4.0	1.0	2.0	9.5	5.5	10.0	4.0	6.5	9.0	15.3	3.5			7.0	13.0	3.0	5.0	12.0	3.0	6.0	2.0	6.1
2		9.0	9.0	4.0	5.7	2.0	18.4	5.5	10.0	3.7	4.3	9.0	15.3	3.5			10.0	5.0	5.0	6.0	14.0	5.0	6.0	4.0	7.4
3		9.0	8.3	12.7	5.7	7.5	18.4	15.4	16.6	3.7	4.3	21.5	23.5	3.5	39.0	11.0	11.0	16.0	6.0	7.0	16.0	27.0		8.0	13.2
4	5.0	27.7	8.3	12.7	5.7	7.5	18.4	15.4	16.6	3.7	5.0	21.5	23.5	3.5	31.0		15.0	24.0	19.0	8.0	12.0	29.0			14.9
5		27.7	17.0	12.7	8.5	7.5	18.4	15.4	16.6		27.0	21.5	26.9	3.5			11.0	13.0	21.0						16.5
6		27.7	17.0	26.0	8.5	13	18.4	15.4	16.6			21.5	26.9	13.7			14.0	10.0	22.0						17.9
7		19.3	16.0	26.0	21.0	14.0	11.0	15.4	16.6			16.3	26.9	13.7			15.0	19.0							17.7
8		19.3	16.0	26.0	10.4	12.5	11.0	15.4	16.6			16.3	26.9	13.7			23.0	23.0							17.7
9		19.3	10.0	20.0	10.4	12.5	11.0	15.4	16.6			16.3	26.9												15.8
10		12.0	15.0	19.0	10.4	12.5	11.0	15.4	16.6			16.3	26.9												15.5
11		12.0	15.0	24.7	10.4	12.5	10.7	15.4	16.6			21.8	26.9												16.6
12		17.0	15.0	24.7	10.4	12.5	10.7	15.4	16.6			21.8	26.9												17.1
13		25.0	15.0	24.7	15.3	12.5		15.4	16.6			21.8	26.9												19.2
14		25.0	12.0		15.3	12.5		15.4				21.8	26.9												18.4
15			12.0		15.3	12.5		15.4				21.8													15.4
16					15.3			15.4				21.8													17.5
17					15.3							23.8													19.6
18					15.3							23.8													19.6
19					19.0							23.8													21.4
20					19.0							23.8													21.4
21												23.8													23.8
22												23.8													23.8
23												23.8													23.8
24												23.8													23.8
25												23.8													23.8

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Taludes côncavos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3:argila pouco arenosa
3 - 8: silte arenoso com argila
8-15: silte areno-argiloso
Profundidade do nível freático: 3 - 5 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Geomorfologia - Taludes côncavos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número dos Pontos
Dados de CPT

qc	14A	14B	17A	17B	17C	26	Médias
1	4.0	0.0	28.0	22.0	30.0	32.0	19.3
2	40.0	75.0	27.0	17.0	33.0	3.0	32.5
3	9.0	22.0	24.0	14.0	22.0	17.0	18.0
4	8.0	15.0	38.0	35.0	22.0	30.0	24.7
5	8.0	8.0	20.0	44.0	21.0	40.0	23.5
6	6.0	4.0	23.0	32.0	22.0	31.0	19.7
7	7.0	5.0	40.0	52.0	27.0	22.0	25.5
8	0.0	8.0	31.0	40.0	87.0	80.0	41.0
9	13.0	55.0	40.0	50.0	52.0	15.0	37.5
10	14.0	160.0	70.0	60.0	19.0	40.0	60.5
11	16.0	120.0	70.0	34.0	30.0	25.0	49.2
12	20.0	320.0	140.0	100.0	40.0	30.0	108.3
13	100.0		65.0	34.0	44.0	75.0	63.6
14			150.0	130.0	65.0	40.0	96.3
15			180.0	38.0	43.0	80.0	85.3
16				50.0	35.0	50.0	45.0
17				85.0	40.0	60.0	61.7
18				130.0	51.0	80.0	87.0
19				190.0	65.0	90.0	115.0
20					65.0	80.0	72.5
21					48.0	450.0	249.0
22					67.0		67.0
23					100.0		100.0
24					68.0		68.0
25					200.0		200.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Taludes côncavos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3:argila pouco arenosa
3 - 8: silte arenoso com argila
8-15: silte areno-argiloso
Profundidade do nível freático: 3 - 5 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Geomorfologia - Taludes côncavos nos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número dos Pontos
Dados de CPT

fs	14A	14B	17A	17B	17C	26	Médias
1	1.3	0.0	8.0	10.7	13.3	4.0	6.2
2	12.0	3.3	14.7	10.0	18.0	6.7	10.8
3	16.7	14.0	10.7	7.3	15.3	12.0	12.7
4	0.7	9.3	21.3	9.3	18.7	13.3	12.1
5	8.7	5.3	6.7	16.7	8.0	16.7	10.4
6	5.3	5.3	10.0	18.0	13.3	19.3	11.9
7	7.3	4.0	11.3	38.7	17.3	15.3	15.7
8	0.0	4.7	16.0	26.7	15.3	0.0	10.5
9	10.0	8.7	16.0	16.7	32.0	10.0	15.6
10	9.3	46.7	13.3	40.0	15.3	12.7	22.9
11	8.7	66.7	10.0	18.7	14.0	3.3	20.2
12	11.3	100.0	33.3	20.0	21.3	6.0	32.0
13	13.3		36.7	15.3	30.7	3.3	19.9
14			46.7	13.3	23.3	23.3	26.7
15				22.7	19.3	10.0	17.3
16				21.3	21.3	20.0	20.9
17				23.3	30.0	16.7	23.3
18				86.7	10.7	33.3	43.6
19				140.0	30.0	4.7	58.2
20					50.0	8.0	29.0
21					34.7		34.7
22					35.3		35.3
23					53.3		53.3
24					34.7		34.7
25					133.3		133.3

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Taludes côncavos
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3:argila pouco arenosa
3 - 8: silte arenoso com argila
8-15: silte areno-argiloso
Profundidade do nível freático: 3 - 5 m (oscila de acordo com altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	D43	D44	D46	F1	F2	F3	F4	F5	F8	F9	F10	F11	F12	Médias
1	38.6		9.5	7.3		9.0	36.0	12.0	5.0	7.0		3.6		14.2
2	38.6	5.7	9.5	7.3	11.3	9.0	36.0	24.5	5.0	7.0	17.2	3.6	5.5	13.9
3	38.6	5.7	50.0	7.3	11.3	9.0	36.0	24.5	14.0	14.7	17.2	3.6	17.0	19.1
4	38.6	5.7	50.0	7.3	11.3	9.0	21.6	24.5	14.0	14.7	17.2	15.0	17.0	18.9
5	38.6	32.0	50.0	19.7	21.4	13.5	21.6	24.5	15.5	22.0	17.2	15.0	17.0	23.7
6	38.6	32.0	50.0	19.7	21.4	13.5	21.6	19.6	15.5	22.0	17.2	18.5	17.0	23.6
7	38.6		50.0	19.7	21.4	13.7	21.6	19.6	13.5	22.0	37.0	18.5	17.0	24.4
8	38.6			19.0	21.4	13.7	21.6	19.6	13.5		37.0	10.4	19.7	21.5

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
Profundidade do nível freático: tende a ser seco.

PORTO ALEGRE - Adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	19A	19B	Médias
1	29.0	12.0	20.5
2	77.0	17.0	47.0
3	120.0	100.0	110.0
4	200.0	100.0	150.0
5	150.0	30.0	90.0
6	100.0	42.0	71.0
7	25.0	31.0	28.0
8	40.0	34.0	37.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
Profundidade do nível freático: tende a ser seco.

PORTO ALEGRE - Adjacências fora da zona de falha dos solos derivados de granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	19A	19B	Médias
1	20.0	4.7	12.4
2	4.0	10.0	7.0
3	33.3	26.7	30.0
4	66.7	13.3	40.0
5	133.3	12.0	72.7
6	53.3	13.3	33.3
7	14.7	18.7	16.7
8	24.7	24.0	24.4

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
Profundidade do nível freático: tende a ser seco.

PORTO ALEGRE - Interior da zona de falha dos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	F6	F7	Médias
1	7.0	6.0	6.5
2	20.8	6.0	13.4
3	20.8	18.8	19.8
4	20.8	18.8	19.8
5	20.8	18.8	19.8
6	20.8	18.8	19.8
7	20.8	16.0	18.4
8	20.8	16.0	18.4
9	20.8	45.0	32.9
10	11.0	45.0	28.0
11	11.0	9.3	10.2
12	20.5	9.3	14.9
13	20.5	9.3	14.9
14	23.0	25.0	24.0
15		25.0	25.0
16		18.0	18.0
17		21.0	21.0
18		16.0	16.0
19		19.0	19.0
20		22.0	22.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
Profundidade do nível freático: 1 - 2 m (oscila com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Interior da zona de falha dos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

qc	30A	30B	Médias
1	8.0	4.0	6.0
2	12.0	19.0	15.5
3	42.0	4.0	23.0
4	80.0	70.0	75.0
5	71.0	77.0	74.0
6	32.0	85.0	58.5
7	35.0	30.0	32.5
8	20.0	80.0	50.0
9	19.0	17.0	18.0
10	15.0	22.0	18.5
11	54.0	18.0	36.0
12	19.0	40.0	29.5
13	150.0	29.0	89.5
14	85.0	17.0	51.0
15	220.0	26.0	123.0
16	52.0	33.0	42.5
17	70.0	32.0	51.0
18	62.0	120.0	91.0
19	62.0	24.0	43.0
20	73.0	26.0	49.5

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
Profundidade do nível freático: 1 - 2 m (oscila com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Interior da zona de falha dos solos derivados dos granitos tipo Cerro Grande
Número de Pontos
Dados de CPT

fs	30B	30C	Médias
1	4.0	4.0	4.0
2	6.0	2.7	4.4
3	12.7	8.0	10.4
4	11.3	13.3	12.3
5	66.0	14.0	40.0
6	10.7	7.3	9.0
7	11.3	16.7	14.0
8	6.7	2.0	4.4
9	4.0	10.7	7.4
10	4.7	14.0	9.4
11	17.3	10.0	13.7
12	15.3	10.7	13.0
13	33.3	24.0	28.7
14	7.3	10.7	9.0
15	26.7	15.3	21.0
16	12.0	12.7	12.4
17	8.7	12.7	10.7
18	14.7	20.0	17.4
19	11.3	12.7	12.0
20	10.0	29.3	19.7

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos sobre os granitos tipo Cerro Grande
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2: silte muito arenoso
Profundidade do nível freático: 1 - 2 m (oscila com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Solos aluvionares de planície de inundação
Número dos Pontos
Dados de SPT

Profundidade	A6	A7	A8	B1	E1	E2	I1	I3	1A	1B	1C	1D	1E	1F	1G	1H	1I	1J	1K	1L	2A	2B	3A	4A	5A
1	4.0	2.0	9.0		3.7	6.0	7.0	8.4	1.0	4.0	5.0	6.0	4.0	4.0	5.0	3.0	4.0	6.0	5.0	5.0	11.0	16.0	4.0		
2	4.0	4.0	4.0	6.0	3.7	6.0	8.0	8.4	3.0	6.0	7.0	8.0	6.0	8.0	5.0	6.0	6.0	7.0	7.0	6.0	11.0	14.0	5.0	8.0	4.0
3		6.0	4.0	6.0	3.7	16.7	10.0	17.0	5.0	6.0	8.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0	7.0	7.0	8.0	7.0	4.0	1.0	5.0	6.0	1.0
4			6.0	8.8	3.7	16.7	10.0	14.3	1.0	7.0	2.0	4.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	5.0	2.0	5.0		0.0
5			6.0	8.8	15.0	16.7	12.0	14.0	2.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	1.0	5.0		3.0
6			4.0	8.8	15.0	16.7	12.0	14.3	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	2.0	6.0		2.0
7			4.0	8.8			12.0		4.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	2.0	6.0		8.0
8			4.0	14.5			12.0		4.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.0	7.0		5.0
9			7.0	14.5			12.0		7.0	5.0	6.0	6.0	10.0	3.0	5.0	2.0	12.0	5.0	4.0	3.0	7.0	9.0	6.0		23.0
10			7.0	16.0			12.0		8.0	6.0	9.0	17.0	9.0	4.0	7.0	4.0	13.0	5.0	6.0	6.0	15.0	16.0	4.0		29.0
11			7.0				12.0		28.0	25.0	8.0	16.0	12.0	4.0	5.0	6.0	9.0	8.0	9.0	17.0	14.0	11.0	4.0		20.0
12			7.0				24.0		10.0	17.0	4.0	1.0	4.0	5.0	4.0	2.0	2.0	1.0	5.0	15.0	19.0	12.0	5.0		23.0
13			8.0						1.0	1.0	5.0	12.0	7.0	1.0	5.0	3.0	10.0	2.0	15.0	9.0	16.0	6.0	3.0		7.0
14			8.0						2.0	2.0	15.0	18.0	9.0	13.0	20.0	11.0	30.0	40.0	19.0	18.0	19.0	4.0	8.0		15.0
15			29.0						11.0	21.0	28.0	15.0	23.0	17.0	14.0	19.0	22.0	19.0	14.0	16.0	17.0	6.0	5.0		29.0
16			33.0						9.0	19.0	24.0	21.0	22.0	25.0	25.0	16.0	23.0	21.0	22.0	22.0	20.0	8.0	7.0		23.0
17			20.0						28.0	27.0	26.0	15.0	24.0	17.0	20.0	37.0	21.0	16.0	11.0	17.0	23.0	8.0			16.0
18			20.0						22.0	24.0	32.0	12.0	27.0	17.0	21.0	30.0	18.0	15.0	10.0	14.0	20.0	9.0			17.0
19			20.0						23.0	27.0		23.0	24.0	21.0	22.0	33.0	18.0	6.0	23.0	18.0	18.0	10.0			23.0
20			20.0						15.0			16.0	20.0	33.0	36.0	32.0	35.0	16.0	40.0	40.0	16.0	11.0			17.0
21									26.0			26.0		32.0			31.0	16.0	9.0	36.0	21.0	15.0			25.0
22									28.0			27.0		23.0			35.0	17.0	23.0	48.0	17.0	8.0			
23									31.0			31.0						16.0	21.0		22.0	9.0			
24																		21.0	24.0			23.0			
25																		21.0							

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos aluvionares
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2m: areia muito argilosa
2 - 8m: argila orgânica
8 - 15m: argila arenosa
15 - 25m: areia
Profundidade do nível freático: 0,5 - 0,8 m (oscila com a altitude e época do ano).

5B	5C	13A	13B	13C	13D	13E	13F	13G	13H	13I	13J	14A	14B	14C	14D	14E	14F	Médias
																		5.6
4.0	10.0	5.0	3.0		4.0	2.0	2.0	1.0	3.0	2.0	2.0	4.0	9.0	1.0	3.0	3.0	4.0	6.3
1.0	2.0	2.0	1.0	8.0	1.0	4.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.5
1.0	5.0	5.0	2.0	6.0	1.0	4.0	2.0	4.0	1.0	1.0	2.0	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	3.0	3.5
1.0	8.0	6.0	1.0	5.0	6.0	4.0	4.0	4.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	2.9
1.0	7.0	1.0	1.0	3.0	5.0	1.0	3.0	4.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	2.3
18.0	9.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	4.4
15.0	14.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	16.0	10.0	6.0	20.0	3.0	13.0	8.0
40.0	32.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	7.0	3.0	14.0	12.0	14.0	16.0	14.5
29.0	17.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	8.0	7.0	5.0	17.0	15.0	17.0	19.0	16.4
14.0	15.0	1.0	14.0	1.0	1.0	12.0	5.0	2.0	10.0	11.0	11.0	9.0	12.0	7.0	16.0	7.0	16.0	17.7
23.0	25.0	7.0	19.0	7.0	12.0	10.0	17.0	14.0	12.0	13.0	10.0	7.0	10.0	5.0	7.0	8.0	7.0	10.4
19.0	19.0	27.0	22.0	30.0	30.0	10.0	22.0	16.0	8.0	6.0	10.0	17.0	14.0	7.0	7.0	6.0	11.0	11.1
25.0	15.0	23.0	12.0	14.0	24.0	10.0	17.0	20.0	11.0	11.0	9.0	18.0	17.0	12.0	9.0	7.0	4.0	14.5
30.0	15.0	20.0	10.0	11.0	25.0	9.0	18.0	21.0	14.0	14.0	18.0	17.0	13.0	15.0	10.0	8.0	4.0	16.4
16.0	13.0	19.0	16.0	32.0	11.0	15.0	29.0	27.0	17.0	9.0	22.0	7.0	7.0	10.0	15.0	9.0	6.0	17.7
8.0	11.0	24.0	17.0	35.0	12.0	25.0	7.0	21.0	22.0	17.0	21.0	23.0	10.0	19.0	18.0	12.0	15.0	18.9
10.0	11.0	31.0	20.0	37.0	28.0	32.0	22.0	21.0	18.0	17.0	24.0	37.0	12.0	17.0	17.0	7.0	5.0	19.8
14.0	14.0	25.0	28.0	24.0	42.0	31.0	18.0	20.0	12.0	19.0	25.0	36.0	14.0	15.0	20.0	7.0	13.0	20.7
25.0	32.0	42.0	20.0	37.0	25.0	30.0	13.0	5.0	32.0	18.0	36.0	12.0	13.0	14.0	17.0	11.0	13.0	23.2
21.0	33.0		26.0	30.0	32.0	42.0	13.0	5.0	45.0	33.0	44.0	11.0				15.0	13.0	25.0
	23.0		15.0	30.0	30.0		13.0	7.0		38.0		13.0				8.0	17.0	22.1
	29.0		21.0				19.0	26.0				14.0				18.0	21.0	21.4
			24.0				23.0	27.0				15.0				19.0	13.0	21.0
			30.0				27.0					13.0				11.0	12.0	19.0

PORTO ALEGRE - Solos aluvionares de planície de inundação
Número dos Pontos
Dados de CPT

qc	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	4A	4B	4C	4D	7A	7B	9A	9B	*Médias*
1	30.0	17.0	25.0	23.0	25.0	36.0	30.0	5.0	40.0	7.0	13.0	1.0	6.0	11.0	35.0	8.0	19.5
2	35.0	60.0	33.0	4.0	10.0	8.0	8.0	5.0	6.0	20.0	35.0	9.0	14.0	17.0	17.0	16.0	18.6
3	52.0	48.0	35.0	6.0	6.0	4.0	1.0	1.0	9.0	13.0	30.0	18.0	6.0	96.0	24.0	17.0	22.9
4	67.0	54.0	35.0	5.0	3.0	2.0	1.0	1.0	15.0	20.0	23.0	12.0	46.0	50.0	23.0	20.0	23.6
5	39.0	48.0	80.0	3.0	3.0	3.0	1.0	1.0	7.0	10.0	1.0	17.0	34.0	22.0	33.0	22.0	20.3
6	35.0	40.0	26.0	0.0	5.0	5.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	6.0	44.0	32.0	25.0	26.0	15.6
7	42.0	36.0	53.0	6.0	160.0	150.0	1.0	13.0	1.0	1.0	1.0	1.0	36.0	30.0	30.0	23.0	36.5
8	30.0	33.0	25.0	8.0	80.0	57.0	87.0	100.0	21.0	80.0	1.0	1.0	32.0	30.0	32.0	30.0	40.4
9	17.0	27.0	21.0	28.0	170.0	35.0	160.0	240.0	6.0	100.0	89.0	14.0	40.0	32.0	28.0	33.0	65.0
10	17.0	24.0	20.0	89.0	71.0	36.0	220.0	220.0	58.0	100.0	85.0	250.0	37.0	40.0	35.0	36.0	83.6
11	30.0	39.0	23.0	8.0	8.0	60.0	88.0	60.0	2.0	200.0	72.0	180.0	33.0	35.0	40.0		58.5
12	72.0	54.0	100.0	9.0	9.0	0.0	40.0	22.0	12.0		75.0	120.0	35.0	40.0	38.0		44.7
13	250.0	88.0	100.0	9.0	9.0	140.0	15.0	22.0	10.0		160.0		53.0	45.0	60.0		73.9
14	150.0	240.0		15.0	8.0	100.0	34.0	47.0	60.0		200.0		37.0	150.0	360.0		116.8
15				120.0	150.0	25.0	41.0	70.0	65.0		65.0		96.0	100.0			81.3
16				75.0	12.0	10.0	42.0	38.0			82.0		180.0				62.7
17					95.0		20.0	65.0			300.0						120.0
18					12.0		27.0	45.0									28.0
19					130.0		100.0	50.0									93.3
20					110.0		60.0										85.0
21					95.0												95.0
22					140.0												140.0
23					130.0												130.0
24					125.0												125.0
25					135.0												135.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos aluvionares
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2m: areia muito argilosa
2 - 8m: argila orgânica
8 - 15m: argila arenosa
15 - 25m: areia
Profundidade do nível freático: 0,5 - 0,8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Solos aluvionares de planície de inundação
Número dos Pontos
Dados de SPT

fs	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	4A	4B	4C	4D	7A	7B	9A	9B	Médias
1	4.7	15.3	17.3	16.0	21.3	14.7	6.7	0.7	3.3	3.3	0.7	10.7	2.7	2.7	26.7	2.7	9.8
2	22.0	8.0	16.7	6.0	5.3	4.7	2.7	2.0	2.0	6.7	10.7	3.3	8.7	5.3	9.3	6.7	7.6
3	22.0	23.3	16.7	2.7	52.7	3.3	1.3	0.7	5.3	4.7	16.7	14.7	4.0	0.7	10.7	6.7	12.0
4	2.0	22.0	18.0	1.3	1.3	1.3	0.7	0.7	5.3	6.7	6.0	6.0	34.0	30.7	11.3	8.6	9.8
5	18.7	22.0	20.0	1.3	0.7	0.7	0.7	0.7	5.3	4.0	0.7	7.3	41.3	7.3	11.3	8.7	9.5
6	2.7	14.0	16.0	0.0	0.7	1.3	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.0	35.3	13.3	13.3	10.7	6.7
7	8.7	13.3	4.0	2.7	6.7	13.3	0.7	10.7	0.7	0.7	0.7	2.7	40.0	13.3	14.0	10.0	8.8
8	6.7	12.0	12.0	3.3	26.7	28.7	22.0	20.0	5.3	20.0	0.7	5.3	42.7	14.7	13.3	10.0	15.6
9	5.3	10.0	14.0	1.3	53.3	19.3	60.0	80.0	6.7	33.3	40.7	2.0	38.0	42.0	14.0	10.0	28.0
10	3.3	12.0	13.3	20.7	26.0	18.7	106.7	86.7	14.0	53.3	23.3	33.3	38.7	38.0	14.0	10.7	33.5
11	5.3	24.0	15.3	0.7	9.3	26.7	14.7	26.7	9.3		6.7	33.3	14.7	12.0	13.3		15.1
12	38.7	12.0	40.0	2.7	5.3	0.0	53.3	18.7	12.0		30.0	86.7	40.7	40.0	6.7		27.6
13	120.0	28.0	60.0	1.3	4.7	46.7	22.0	38.7	3.3		40.0		30.0	34.7	6.7		33.5
14	53.3	93.3		11.3	2.0	86.7	16.7	20.0	26.7		46.7		40.0	33.3	40.0		39.2
15				53.3	13.3	50.0	8.0	8.7			50.0		2.7	33.3			27.4
16				83.3	11.3	30.0	14.0	20.0			25.3						30.7
17					43.3		12.7	36.7									30.9
18					48.7		9.3	16.7									24.9
19					33.3		46.7	40.0									40.0
20					26.7		40.0										33.4
21					23.3												23.3
22					33.3												33.3
23					33.0												33.0
24					32.0												32.0
25					30.0												30.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos aluvionares
Tipo de Solo Predominante: 0 - 2m: areia muito argilosa
2 - 8m: argila orgânica
8 - 15m: argila arenosa
15 - 25m: areia
Profundidade do nível freático: 0,5 - 0,8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Solos aluvionares de depósitos interdigitados
Números de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	B20	B21	B23	B24	B25	D10	D12	D15	D16	D20	E4	E13	E14	E15	E16	E17	E18	E19	E20	G2	G3	G7	G8	G9	G10
1	2.0	3.7	11.0	5.0	8.0	2.0	1.0	2.3	5.4	4.0	12.0		7.5			6.0	4.0	8.0	9.5	5.0	2.0				
2	6.0	3.7	5.0	5.0	24.4	2.0	1.0	2.3	5.4	4.0	12.0		13.7	23.0	5.7	3.3	4.0	3.3	1.5	2.0	3.9	9.0	4.5	3.0	9.0
3	4.0	3.7	16.0	26.0	24.4	3.0		5.3	5.4	4.0	29.5	8.0	13.7	23.0	5.7	3.3	6.0		1.5	2.0	3.9	9.0	4.5	3.0	9.0
4	6.0	3.7	16.0	26.0	17.0			5.3				8.0	13.7	18.0	5.7	3.3	6.0	16.0	1.5	2.0	3.9		4.5	13.0	9.0
5	14.8	12.5	11.0	14.0	17.0							5.0	13.7	18.0	5.7	3.3	6.0	3.0	1.5	0.0	3.9		18.0		
6	14.8	18.0	13.0	14.0	14.5							5.0	13.7	15.5	13.0		13.5	3.0	6.0	0.0	3.9				
7	14.8	18.0	13.0	14.0	14.5							12.0	13.7	15.5	13.0		13.5	3.0	21.0	0.0	3.9				
8	14.8	18.0	13.0	14.0	22.0							50.0		7.5	13.0		13.5	18.0	11.0	7.7	3.9				
9	14.8	18.0	15.5	9.0	22.0							50.0		7.5	13.0			9.6	11.0	7.7	3.9				
10	14.8	18.0	15.5	18.5	9.7									6.0	5.8			9.6		7.7	3.9				
11	22.0	18.0		18.5	9.7									6.0	5.8			9.6		7.7	3.9				
12		18.0		11.0										49.0	5.8			9.6		7.7	3.9				
13		18.0		28.0										49.0	5.8			9.6		7.7	3.9				
14		18.0												19.0	25.0			26.6		7.7	3.9				
15														19.0	25.0			26.6							
16														19.0	35.0			26.6							
17														18.0	35.0			26.6							
18														18.0	12.5			26.6							
19															12.5										
20															12.5										
21															12.5										
22															30.0										
23															30.0										
24															30.0										
25															30.0										

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos aluvionares
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3m: argila silto-arenosa
3 - 10m: argila arenosa
10 - 18m: areia muito argilosa
18 - 25m: areia
Profundidade do nível freático: 1 - 1,5 m (oscila com a altitude e época do ano).

G11	G12	G13	G14	G15	G28	G40	G41	G44	G45	G46	G47	G48	G49	G50	6A	6B	6C	6D	6E	7A	7B	8A	8B	9A	9B
	9.5			4.5		3.7	5.0	3.3	14.0	5.0	3.0	14.3	4.0	3.5	3.0					10.0	9.0	4.0	5.0		
4.0	9.5	6.0	9.3	4.5	6.5	3.7	5.0	3.3	14.0	4.7	3.5	5.5	9.3	3.5	6.0	7.0	5.0	3.0	3.0	7.0	8.0	5.0	5.0		11.0
4.0	9.5	20.0	9.3	4.5	6.5	8.0	5.0	11.7	14.0	4.7	3.5	5.5	9.3	3.5	6.0	7.0	5.0	4.0	4.0	8.0	8.0	8.0	7.0	7.0	15.0
	10.0	20.0	9.3	20.5	14.0		12.0	11.7	7.5	4.7	13.0	5.5	14.5	14.5	7.0	6.0	7.0	5.0	6.0	10.0	11.0	7.0	6.0	9.0	30.0
		20.0	18.0	20.5			12.0	11.7	7.5	12.5	13.0	6.3	17.0	14.5	7.0	6.0	7.0	5.0	9.0	6.0	13.0	7.0	8.0	14.0	38.0
		24.0		16.5			12.5	11.7	7.5	12.5	13.0	6.3	29.0	14.5	7.0	6.0	5.0	6.0	7.0	13.0	16.0	7.0	7.0	24.0	7.0
				16.5			12.5	11.7	7.5	12.5	3.5	6.3	23.3	14.5	6.0	6.0	8.0	5.0	7.0	14.0	10.0	9.0	7.0	15.0	6.0
							15.3	11.7	11.0	12.5	3.5	20.5	23.3	22.8	6.0	11.0	9.0	5.0	7.0	19.0	12.0	5.0	7.0	18.0	6.0
							15.3	11.7			17.0	20.5	23.3	22.8	6.0	7.0	10.0	6.0	9.0	30.0	16.0	6.0	6.0	14.0	15.0
							15.3	11.7			17.0	16.0		22.8	7.0	8.0	6.0	7.0	9.0	34.0	7.0	9.0	12.0	12.0	16.0
							15.3	11.7			21.5			22.8		11.0	7.0	9.0	11.0		37.0			13.0	14.0
								11.7			21.5					14.0		11.0	12.0					11.0	19.0
								11.7			21.5													15.0	22.0
											21.5													15.0	19.0
											21.5														

9C	9D	9E	9F	9G	9H	9I	9J	10B	10C	11A	11B	11C	12A	12B	12C	12D	Médias
11.0				11.0	5.0	8.0	13.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0			8.0		5.6
13.0	11.0	6.0	9.0	8.0	6.0	4.0	9.0	1.0	3.0	6.0	7.0	6.0			6.0		6.4
13.0	9.0	5.0	8.0	11.0	19.0	5.0	7.0	5.0	8.0	7.0	2.0	5.0	2.0	5.0	6.0	9.0	8.2
17.0	9.0	13.0	15.0	7.0	13.0	29.0	5.0	6.0	14.0	8.0	5.0	7.0	2.0	6.0	14.0	5.0	10.0
32.0	41.0	29.0	42.0	42.0	31.0	11.0	13.0	6.0	18.0	7.0		15.0	5.0	22.0	21.0	7.0	11.3
13.0	11.0	17.0	16.0	10.0	7.0	14.0	15.0			10.0		18.0	11.0	11.0	15.0	35.0	15.1
20.0	8.0	18.0	21.0	8.0	4.0	13.0	12.0						10.0	14.0	23.0	20.0	11.8
14.0	7.0	17.0	39.0	8.0	6.0	15.0	15.0						14.0	16.0	19.0	25.0	13.9
18.0	16.0	14.0	17.0	16.0	16.0	18.0	21.0						11.0	20.0	19.0	21.0	14.9
14.0	17.0	14.0	17.0	17.0	14.0	22.0	24.0						10.0	25.0	16.0	16.0	13.7
18.0	21.0	11.0	16.0	19.0	16.0	30.0	34.0										14.8
23.0	25.0	15.0	23.0	18.0	35.0	32.0											16.8
22.0	27.0	18.0	27.0	21.0	24.0	38.0											20.2
																	20.8
																	23.0
																	25.5
																	26.5
																	19.0
																	12.5
																	12.5
																	12.5
																	30.0
																	30.0
																	30.0

PORTO ALEGRE - Solos aluvionares de depósitos interdigitados
Números de Pontos
Dados de CPT

qc	5A	5B	5C	6A	6B	6C	10	Médias
1	3.0	5.0	1.0	12.0	14.0	20.0	100.0	22.1
2	30.0	27.0	17.0	15.0	30.0	22.0	62.0	29.0
3	30.0	19.0	25.0	30.0	50.0	28.0	25.0	29.6
4	150.0	34.0	10.0	100.0	25.0	180.0	14.0	73.3
5	85.0	25.0	12.0	98.0	98.0	70.0	5.0	56.1
6	110.0	37.0	80.0	10.0	14.0	24.0	4.0	39.9
7	130.0	54.0	40.0	16.0	16.0	13.0	4.0	39.0
8		88.0		29.0	96.0	25.0	21.0	51.8
9		130.0		20.0	26.0	40.0	90.0	61.2
10		110.0		45.0	40.0	53.0	73.0	64.2
11		130.0		25.0	60.0	70.0	35.0	64.0
12		120.0		14.0	32.0	230.0	62.0	91.6
13		150.0		12.0	60.0	10.0	40.0	54.4
14				160.0		40.0	72.0	90.7
15				260.0		100.0	100.0	153.3
16				30.0		99.0	13.0	47.3
17				98.0		35.0	160.0	97.7
18				100.0		97.0	50.0	82.3
19				230.0		98.0	52.0	126.7
20						35.0	56.0	45.5
21						150.0	96.0	123.0
22							65.0	65.0
23							82.0	82.0
24							110.0	110.0
25							110.0	110.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos aluvionares
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3m: argila silto-arenosa
3 - 10m: argila arenosa
10 - 18m: areia muito argilosa
18 - 25m: areia
Profundidade do nível freático: 1 - 1,5 m (oscila com a altitude e época do ano).

PORTO ALEGRE - Solos aluvionares de depósitos interdigitados
Números de Pontos
Dados de CPT

fs	5A	5B	5C	6A	6B	6C	10	Médias
1	2.0	2.7	0.7	6.7	13.3	21.3	26.7	10.5
2	6.7	8.7	1.3	4.0	8.0	8.7	8.7	6.6
3	6.7	10.0	4.7	8.0	2.0	2.7	11.3	6.5
4	66.7	2.7	7.3	6.7	48.7	33.3	1.3	23.8
5	10.0	10.7	6.0	0.7	8.0	20.0	1.3	8.1
6	6.7	8.0	20.0	4.7	2.0	0.0	1.3	6.1
7	26.7	22.0	13.3	9.3	12.0	4.7	0.7	12.7
8		28.0		5.3	1.3	13.3	5.3	10.6
9		46.7		52.0	10.7	10.0	6.7	25.2
10		26.7		33.0	5.3	30.0	24.7	23.9
11		33.3		8.7	24.0	18.7	16.7	20.3
12		53.3		6.7	4.7	20.0	5.3	18.0
13		46.7		4.7	25.3	6.0	26.7	21.9
14				26.7		0.0	9.3	12.0
15				26.7		13.3	20.0	20.0
16				44.7		20.7	2.7	22.7
17				21.3		42.0	73.3	45.5
18				20.0		2.0	33.3	18.4
19				86.7		14.7	25.3	42.2
20						41.3	36.0	38.7
21						46.7	1.3	24.0
22							43.3	43.3
23							45.3	45.3
24							66.7	66.7
25							66.8	66.8

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solos aluvionares
Tipo de Solo Predominante: 0 - 3m: argila silto-arenosa
3 - 10m: argila arenosa
10 - 18m: areia muito argilosa
18 - 25m: areia
Profundidade do nível freático: 1 - 1,5 m (oscila com a altitude e época do ano).

8. 2 Passo Fundo

PASSO FUNDO - Maturidade - Solos jovens derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	3A	3B	5A	5B	7A	7B	8	Médias
1	5,0	4,0	5,0	4,0	6,0	7,0	5,0	4,6
2	6,0	6,0	6,0	5,0	7,0	6,0	4,0	5,3
3	9,0	7,0	12,0	12,0	17,0	10,0	5,0	9,4
4	22,0	18,0	15,0	12,0	7,0	15,0	7,0	12,5
5	17,0	9,0	19,0	16,0	10,0	12,0	16,0	13,0
6	12,0	17,0	23,0	24,0	14,0	17,0	20,0	16,6
7	15,0	19,0	24,0	20,0	6,0	6,0	10,0	13,4
8	13,0	15,0	19,0	16,0	6,0	5,0	15,0	12,1
9	17,0	12,0	22,0	20,0	5,0	4,0	13,0	12,8
10	15,0	13,0	19,0	12,0	6,0	4,0	30,0	13,6
11	17,0	19,0	21,0	14,0	7,0	5,0	22,0	14,5
12	28,0	25,0	13,0	15,0	8,0	6,0	33,0	17,5
13	38,0	26,0	34,0	18,0	5,0	21,0	27,0	22,8
14	32,0	31,0	18,0	10,0	50,0	50,0	14,0	27,4
15	23,0	39,0	10,0	19,0			36,0	23,7
16	37,0	38,0	13,0	15,0			43,0	27,0
17	38,0	32,0	21,0	9,0			44,0	26,8
18	19,0	50,0	20,0	13,0				24,0
19	50,0	38,0	17,0	16,0				28,0
20		45,0	17,0	41,0				30,8
21		38,0	30,0	50,0				34,8
22		50,0	50,0					40,7
23								23,0
24								24,0
25								25,0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 5m: argila siltosa
5 - 10m: silte argiloso
10 - 15m argila silto-arenosa
Profundidade do nível freático: 6 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Maturidade - Solos jovens derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

qc	1A	1B	Médias
1	3,0	1,7	2,4
2	5,5	2,0	3,8
3	8,2	3,0	5,6
4	16,8	19,0	17,9
5	24,4	22,8	23,6
6	15,0	18,9	17,0
7	6,1	7,6	6,9
8	8,4	4,0	6,2
9	9,5	13,6	11,6
10	24,6	29,3	27,0
11	27,2	20,8	24,0
12	30,1	24,5	27,3
13	34,3	29,4	31,9
14	36,9	39,0	38,0
15	45,3		45,3

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 5m: argila siltosa
5 - 10m: silte argiloso
10 - 15m argila silto-arenosa
Profundidade do nível freático: 6 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Maturidade - Solos jovens derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

fs	1A	1B	Médias
1	4,0	3,0	3,5
2	5,4	3,0	4,2
3	6,1	4,0	5,1
4	7,3	8,3	7,8
5	5,9	6,5	6,2
6	4,8	7,0	5,9
7	9,8	8,0	8,9
8	11,6	7,8	9,7
9	7,9	8,9	8,4
10	11,5	9,0	10,3
11	12,0	13,0	12,5
12	14,0	11,0	12,5
13	11,0	12,0	11,5
14	13,0	14,0	13,5
15	55,0		55,0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 5m: argila siltosa
5 - 10m: silte argiloso
10 - 15m argila silto-arenosa
Profundidade do nível freático: 6 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Maturidade - Solos maduros derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	3A	3B	5A	5B	7A	7B	8	Médias
1	5.0	4.0	5.0	4.0	6.0	7.0	5.0	4.6
2	6.0	6.0	6.0	5.0	7.0	6.0	4.0	5.3
3	9.0	7.0	12.0	12.0	17.0	10.0	5.0	9.4
4	22.0	18.0	15.0	12.0	7.0	15.0	7.0	12.5
5	17.0	9.0	19.0	16.0	10.0	12.0	16.0	13.0
6	12.0	17.0	23.0	24.0	14.0	17.0	20.0	16.6
7	15.0	19.0	24.0	20.0	6.0	6.0	10.0	13.4
8	13.0	15.0	19.0	16.0	6.0	5.0	15.0	12.1
9	17.0	12.0	22.0	20.0	5.0	4.0	13.0	12.8
10	15.0	13.0	19.0	12.0	6.0	4.0	30.0	13.6
11	17.0	19.0	21.0	14.0	7.0	5.0	22.0	14.5
12	28.0	25.0	13.0	15.0	8.0	6.0	33.0	17.5
13	38.0	26.0	34.0	18.0	5.0	21.0	27.0	22.8
14	32.0	31.0	18.0	10.0	50.0	50.0	14.0	27.4
15	23.0	39.0	10.0	19.0			36.0	23.7
16	37.0	38.0	13.0	15.0			43.0	27.0
17	38.0	32.0	21.0	9.0			44.0	26.8
18	19.0	50.0	20.0	13.0				24.0
19	50.0	38.0	17.0	16.0				28.0
20		45.0	17.0	41.0				30.8
21		38.0	30.0	50.0				34.8
22		50.0	50.0					40.7
23								23.0
24								24.0
25								25.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 5m: argila siltosa
5 - 10m: silte argiloso
10 - 15m argila silto-arenosa
Profundidade do nível freático: 6 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Maturidade - Solos maduros derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

qc	1A	1B	Médias
1	3.0	1.7	2.4
2	5.5	2.0	3.8
3	8.2	3.0	5.6
4	16.8	19.0	17.9
5	24.4	22.8	23.6
6	15.0	18.9	17.0
7	6.1	7.6	6.9
8	8.4	4.0	6.2
9	9.5	13.6	11.6
10	24.6	29.3	27.0
11	27.2	20.8	24.0
12	30.1	24.5	27.3
13	34.3	29.4	31.9
14	36.9	39.0	38.0
15	45.3		45.3

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 5m: argila siltosa
5 - 10m: silte argiloso
10 - 15m argila silto-arenosa
Profundidade do nível freático: 6 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Maturidade - Solos maduros derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

fs	1A	1B	Médias
1	4.0	3.0	3.5
2	5.4	3.0	4.2
3	6.1	4.0	5.1
4	7.3	8.3	7.8
5	5.9	6.5	6.2
6	4.8	7.0	5.9
7	9.8	8.0	8.9
8	11.6	7.8	9.7
9	7.9	8.9	8.4
10	11.5	9.0	10.3
11	12.0	13.0	12.5
12	14.0	11.0	12.5
13	11.0	12.0	11.5
14	13.0	14.0	13.5
15	55.0		55.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 5m: argila siltosa
5 - 10m: silte argiloso
10 - 15m argila silto-arenosa
Profundidade do nível freático: 6 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Geomorfologia - Taludes côncavos derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	1A	1B	4A	4B	Médias
1	6.0	7.0	4.0	4.0	5.3
2	9.0	7.0	5.0	4.0	6.3
3	9.0	10.0	6.0	6.0	7.8
4	4.0	11.0	10.0	9.0	8.5
5	9.0	6.0	17.0	15.0	11.8
6	9.0	8.0	17.0	14.0	12.0
7	6.0	7.0	20.0	19.0	13.0
8	8.0	11.0	17.0	33.0	17.3
9	13.0	18.0	17.0	14.0	15.5
10	20.0	10.0	12.0	9.0	12.8
11	12.0	11.0	10.0	5.0	9.5
12	15.0	15.0	6.0	9.0	11.3
13	39.0	15.0	7.0	15.0	19.0
14	39.0	44.0	10.0	10.0	25.8
15	50.0		11.0	11.0	24.0
16			8.0	13.0	10.5
17			4.0	13.0	8.5
18			10.0	8.0	9.0
19			4.0	7.0	5.5
20			2.0	13.0	7.5
21			2.0	4.0	3.0
22			5.0	13.0	9.0
23			18.0	17.0	17.5
24			11.0	25.0	18.0
25			16.0	30.0	23.0
26			29.0	37.0	33.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de solo: 0 - 2m: argila siltosa
2 - 10m: argila pouco siltosa
10 - 15m: Silte argiloso
Profundidade do nível freático: 4 - 6 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Geomorfologia - Taludes côncavos derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

qc	2A	2B	Médias
1	2.0	5.0	3.5
2	2.0	2.0	2.0
3	2.0	2.0	2.0
4	3.0	3.0	3.0
5	2.0	2.0	2.0
6	4.0	2.0	3.0
7	3.0	2.0	2.5
8	4.0	3.0	3.5
9	6.0	4.0	5.0
10	4.0	3.0	3.5
11	20.0	3.0	11.5
12		4.0	4.0
13		3.0	3.0
14		8.0	8.0
15		8.0	8.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de solo: 0 - 2m: argila siltosa
2 - 10m: argila pouco siltosa
10 - 15m: Silte argiloso
Profundidade do nível freático: 4 - 6 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Geomorfologia - Taludes côncavos derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

fs	2A	2B	Médias
1	5.3	4.7	5.0
2	5.3	5.3	5.3
3	5.3	2.0	3.7
4	6.7	6.0	6.4
5	5.3	2.7	4.0
6	10.7	6.7	8.7
7	6.7	5.3	6.0
8	6.7	3.3	5.0
9	7.3	7.3	7.3
10	6.7	6.0	6.4
11	86.7	6.7	46.7
12		7.3	7.3
13		4.7	4.7
14		12.0	12.0
15		33.3	33.3

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de solo: 0 - 2m: argila siltosa
2 - 10m: argila pouco siltosa
10 - 15m: Silte argiloso
Profundidade do nível freático: 4 - 6 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Geomorfologia - Taludes convexos derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de SPT

Profundidade	2A	2B	9	Médias
1	6.0	7.0	4.0	5.7
2	7.0	4.0	5.0	5.3
3	15.0	18.0	13.0	15.3
4	12.0	18.0	11.0	13.7
5	11.0	18.0	12.0	13.7
6	15.0	16.0	14.0	15.0
7	15.0	9.0	13.0	12.3
8	6.0	16.0	22.0	14.7
9	9.0	12.0	40.0	20.3
10	10.0	15.0	21.0	15.3
11	13.0	12.0	28.0	17.7
12	16.0	17.0	39.0	24.0
13	22.0	18.0	47.0	29.0
14	20.0	19.0	50.0	29.7
15	15.0	20.0		17.5
16	16.0	27.0		21.5
17	50.0	50.0		50.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 2m: argila arenosa
2 - 5m: silte arenoso pouco argiloso
5 - 10m: areia siltosa
10 - 15m: areia silto-argilosa
Profundidade do nível freático: 5 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Geomorfologia - Taludes convexos derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

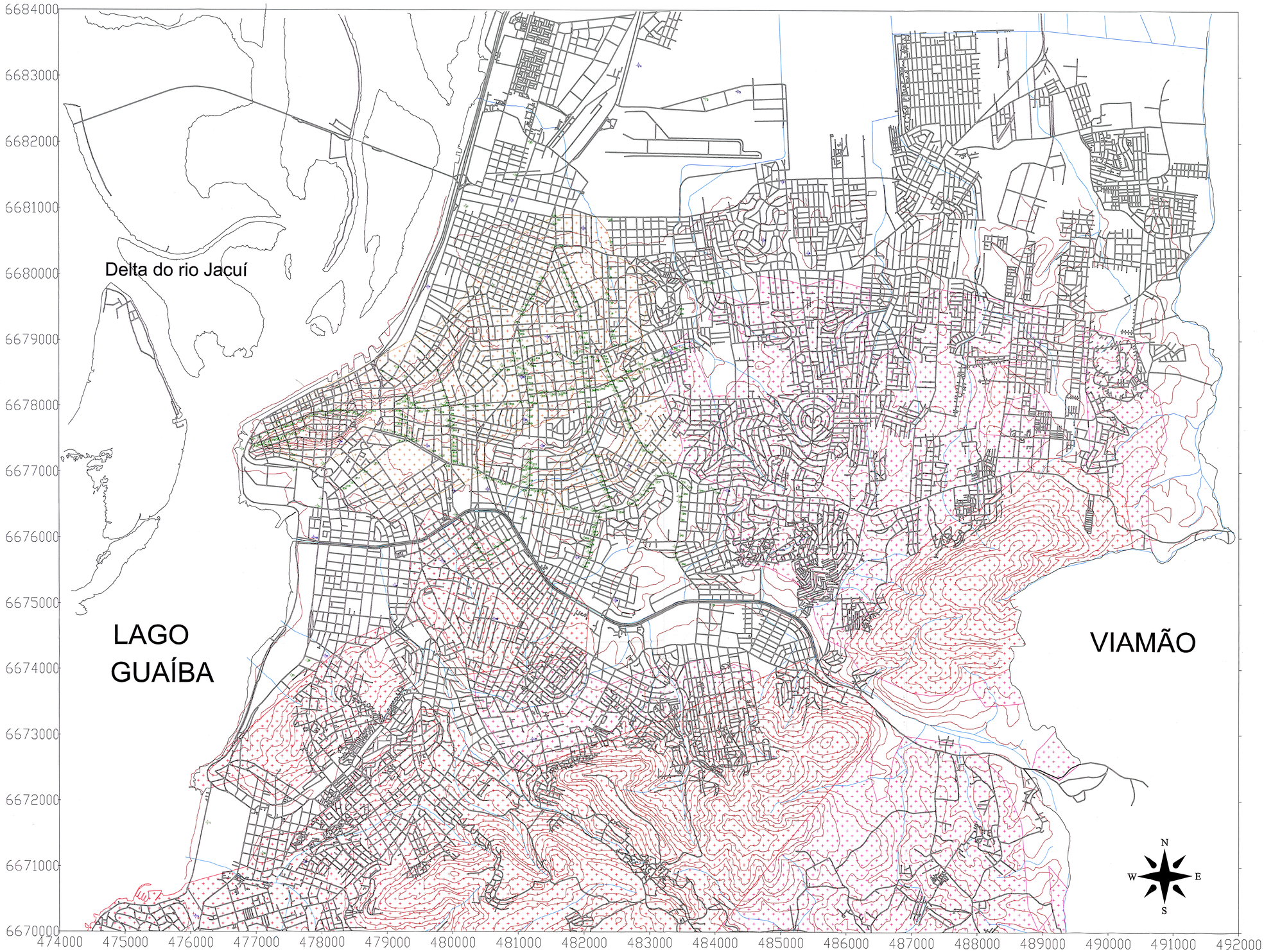
qc	4	Médias
1	2.0	2.0
2	7.1	7.1
3	13.5	13.5
4	13.9	13.9
5	20.0	20.0
6	24.5	24.5
7	13.0	13.0
8	5.2	5.2
9	6.0	6.0
10	26.0	26.0
11	6.7	6.7
12	7.9	7.9
13	30.5	30.5
14	41.0	41.0
15	70.0	70.0

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 2m: argila arenosa
2 - 5m: silte arenoso pouco argiloso
5 - 10m: areia siltosa
10 - 15m: areia silto-argilosa
Profundidade do nível freático: 5 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).

PASSO FUNDO - Geomorfologia - Taludes convexos derivados de rochas basálticas
Números de Pontos
Dados de CPT

fs	4	Médias
1	2.3	2.3
2	4.5	4.5
3	5.3	5.3
4	6.7	6.7
5	5.3	5.3
6	10.7	10.7
7	8.6	8.6
8	6.7	6.7
9	7.3	7.3
10	6.7	6.7
11	7.8	7.8
12	8.4	8.4
13	9.4	9.4
14	12.0	12.0
15	23.5	23.5

Coordenadas: conforme mapa de localização das amostras em anexo, georreferenciado em coordenadas UTM.
Contexto Geológico: Solo residual
Tipo de Solo: 0 - 2m: argila arenosa
2 - 5m: silte arenoso pouco argiloso
5 - 10m: areia siltosa
10 - 15m: areia silto-argilosa
Profundidade do nível freático: 5 - 8 m (oscila com a altitude e época do ano).



Escala gráfica:

0 500 1000 1500 2000 metros

COLUNA ESTRATIGRÁFICA:

- ALUVIÕES
- GRANITOS TIPO MORRINHOS
- GRANITOS TIPO PINHEIRO MACHADO
- GRANITOS TIPO CERRO GRANDE

LEGENDA:

- SONDAGENS TIPO SPT
- SONDAGENS TIPO CPT
- CURVAS DE NÍVEL
- DRENAGENS PRINCIPAIS
- ARRUAMENTO

Figura 4.12 - MAPA GEOLÓGICO DE PORTO ALEGRE E LOCAÇÃO DOS PONTOS DE SONDAGENS.

Fonte: RAMGRAB, G.E; WILDNER,W.; CAMOZZATO, E. In: Brasil. Ministério das Minas e Energia. Sec. de Minas e Metalurgia. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Porto Alegre Folha SH.22-Y-B. Estado do Rio Grande do Sul. Brasília : CPRM, 1997.